

71

IWSA 78

International
Water Supply Association
Twelfth Congress
2-6 October 1978

Association Internationale
des Distributions d'Eau
Douzième Congrès
2-6 octobre 1978

KYOTO



71 IWSA 78-157.5

INTERNATIONAL WATER SUPPLY ASSOCIATION..

Proceedings of the 12th International Water Supply Congress,
Kyoto, 1978. - Price \$30

A. Main Technical Programme

General report 1. Water Resources Management	P. Guy
General report 2. Emergency Water Supply	R.J. Laburn
Special subject 1. Analysis of Water Consumption	E. Mielcarzewicz & M. Roman
Special subject 2. Water Quality Management	S. A. Shubert
Special subject 3. Coagulation and Flocculation	F. Fiessinger - Part 1 N. Tambo - Part 2
Special subject 4. Flotation	T. Zabel
Special subject 5. Water Quality in Distribution Systems	M. Rapinat, D. Van Der Kooij & B.C.J. Zoeteman
Special subject 6. Reuse of Water and Recycling	M. Sagoh, H. Aya & M. Funaki
Special subject 7. Water Losses and Leakage Control	E. Shaw Cole
Special subject 8. Recent Advances in Design and Manufacture of Reinforced Concrete Pipes	V. Sanchez-Galvez
Special subject 8a. Large Diameter Pipelines - Buckling Problems	G. Naber
Special subject 8b. Large Diameter Pipelines	M. Nishizuka, M. Takahashi & H. Miyamoto
Special subject 9. Renovation of Old Pipelines	E.C. Reed
Special subject 10. Economies in Waterworks Operation	A. Johnsen

B. Sessions organised by I.W.S.A.
International Standing
Committees

International Standing Committee on
Pollution and Protection of Water
Sources

Subject 1. Use of Reservoirs in
dealing with Accidental Pollution

C. Belle & J. Pierson

Subject 2. Control of Specific
Industrial Pollution of Water
Resources

H. Fish & S. Torrance

Subject 3. Changes in Organics in
Surface Waters

M. Schalekamp - Part 1
P. Burkard - Part 2

International Standing Committee on
Water Quality and Treatment

Subject 1. Biological Origin of
Taste and Odour Compounds in Water:
Their Significance and Constitution

G. Muller

Subject 2. Automatic Control of
Water Treatment Processes

A. Fraser

Subject 3. Sanitary Significance
of the Re-agents and Additives used
in the Treatment of Water for Human
Consumption

W.J. Masschelein

International Standing Committee on
Corrosion and Protection of
Underground Pipelines

Subject 1. Permeability of
Concrete

J. Franquin

Subject 2. Corrosion in Drinking
Water Systems

W. Kollé

Subject 3. Susceptibility to
Corrosion of the Wires used in
Prestressed Concrete

R Scimar & M.B. De Halleux

Subject 4. Corrosion and
Corrosion Protection of Underground
Pipes

S. Nagao

International Standing Committee on
Water Distribution

Subject 1. Pipelines laid in
Difficult Conditions, including
Earthquake Zones

Y. Miyaoka

Subject 2. Domestic Installations

W.C. Wijntjes

Subject 3. Economical, Technical and
Sanitary Aspects of Use of Distribu-
tion Systems with Different
Qualities of Water

M. Roman

International Standing Committee on
Water Meters and Water Metering

Subject 1. Present and Future
Methods in Reading Meters and
Billing

A. Desmed

Subject 2. Methodology and Means
of Studying the best Operation of
Water Meters

J.F. Bost

Subject 3. Domestic Water Metering
Policies with particular reference
to the Developing Countries

H. Shipman

International Standing Committee on
Desalination

Subject 1. The Evaporation-Installa-
tion at Terneuzen

A.A. Romeijn

Subject 2. The Reverse Osmosis Plant
at Riyadh, Saudi-Arabia

P. Treille

Subject 3. The Status of the
Application of Desalination
Techniques in Japan

T. Shirozu

International Standing Committee on
Education and Training of Waterworks
Personnel

Subject 1. Waterworks Training in
Japan

N. Matsuda

Subject 2. Training for Health and
Safety in the Water Industry

P. Sherer

Subject 3. Special Training
Problems in Rural Water Supply
Projects in Developing Countries

J. Haijkens & R.P.J. Turrell

International Standing Committee on
Public Relations

Visual Aids to Public Relations for
Water Services

71
IWSA 78

INTERNATIONAL WATER SUPPLY ASSOCIATION

Kyoto Congress

Conduct of Sessions - 2 - 5 October 1978

1. Place

All sessions will be at the Kyoto International Conference Hall (KICHC), Kyoto, Japan.

Three Halls will be in use concurrently on Monday 2nd to Thursday 5th October inclusive.

2. Timetable

The complete timetable is enclosed.

3. Simultaneous Interpretation

Simultaneous interpretation will be operating in English, French and Japanese for presentation of General and Special Reports and Standing Committee Sessions. It will not be available for the discussion groups.

4. Conduct of Sessions (General Reports)

- 1) Two hours is allowed for the presentation and discussion of a General Report namely from 9.00 a.m. to 11.00 a.m.
- ii) The Report will be circulated in advance and be taken as read. The General Rapporteur will be allowed 20 minutes to introduce the Report.
- iii) The Chairman will then call any national rapporteurs who have additional points, who will be allowed four minutes each.
- iv) The Chairman will then call discussors from the floor calling first those who have notified their intention to speak by completing a discussion slip. No discussor will be entitled to speak for more than three minutes save at the discretion of the Chairman.
- v) No later than ten minutes before the end of the session the Chairman will close the discussion to give the General Rapporteur opportunity to reply to the discussion.

5. Conduct of Sessions (Special Reports)

- i) Two hours is allowed for presentation and discussion of Special Reports 3, 5, 6 and 10 and one and a half hours for Special Reports 1, 2, 4, 7, 8 and 9.
- ii) The Report will be circulated in advance and taken as read. The Authors will be allowed 15 minutes each to introduce the Report.

LIBRARY
International Reference Centre
International Water Supply

- iii) The Chairman will then call the nominated discussors who will be allowed four minutes each.
- iv) The Chairman will then call discussors from the floor calling first those who have notified their intention to speak by completing a discussion slip. No discussor will be allowed to speak for more than three minutes save at the discretion of the Chairman.
- v) No later than ten minutes before the end of the session the Chairman will close the discussion to give the Author opportunity to reply to the discussion.

6. Conduct of Sessions (Standing Committees)

- i) Two and a half hours is allowed for each session organised by a Standing Committee.
- ii) Reports and papers will be circulated in advance and taken as read.
- iii) In calling discussors from the floor the Chairman will call first those who have notified their intention to speak by completing a discussion slip.
- iv) The amount of time to be allocated to each of the papers or discussions within a Standing Committee Session and the method of conducting the session will be determined by the Chairman of the Standing Committee.

7. Conduct of Sessions (Discussion Groups)

- i) Not less than one and a half hours is allowed for each discussion group.
- ii) The objects of the discussion groups are to promote informal discussion on subjects of current interest, to identify topics for further discussion or investigation and to prepare a report to be included in the congress proceedings.
The Convenors have been responsible for nominating three leading discussors to introduce the discussion.
- iii) The Convenor will open the Session promptly and will take no more than five minutes to introduce the general theme of the discussion group.
- iv) The Convenor will then call upon the leading discussors in turn to make their points. The Convenor will allow a total of 30 minutes for this part of the Session.
- v) The Convenor will then call for contributions from the floor giving priority first to other nominated discussors and second to those who have notified their intention to speak by completing and handing in a discussion slip.

- vi) Ten minutes before the end of the Session the Convenor will draw the discussion to a close and will sum up the points raised by the nominated discussors and discussors from the floor.

8. Proceedings

No verbatim record will be taken. If you wish your remarks to be recorded in the proceedings of the Congress, you must send them in typescript to the Secretary General, International Water Supply Association, 1 Queen Anne's Gate, London SW1H 9BT, to reach him not later than 31st December, 1978.

INTERNATIONAL WATER SUPPLY CONGRESS, KYOTO 1978

DISCUSSION SLIP

Discussion

If you wish to be called by the Chairman to take part in the discussion in any session, complete this form and hand it in either before the session to the Association Office in the Kyoto International Congress Hall or at the session to the Chairman or Secretaries.

Name:

Country:

Session Title:

.....

(Further copies of the discussion slip are obtainable at the Association's Office in the Kyoto International Conference Hall).

SUNDAY 1st October	MONDAY 2nd October			
	<p>10.00 a.m. Opening Session Welcoming Address. Installation of incoming President. Presidential Address. Official opening of Congress.</p> <p>11.30 a.m. Official opening of Exhibition.</p>			<p>9.00 a.m.-11.00 a.m. General Report No. 1—Water Resources Management Rapport général n° 1—Général des ressources en eau</p> <p>General Rapporteur: Rapporteur général: Mr. P. Guy (FR)</p> <p>Chairman: Président: Mr. P. L. Knoppert (NL)</p> <p>Secretaries: Mr. C. Gomella (FR) Mr. Pierluigi Martini (IT)</p> <p>National Rapporteurs: Rapporteurs nationaux: Prof. Dr. Ernst Nemecek (AT) Mr. G. Bury (BE) Prof. Eggert Hansen (DK) Mr. P. Erkola and Dr. P. Yletyinen (FI) Dr. Ing. Richard Heck (DE) Mr. K. J. H. Saxton (GB) Mr. W. McCumiskey (IE) Mr. T. Matsumoto (JP) Mr. K. D. Vanhuizen (NL) Mr. G. O. Ogunsoola (NG) Prof. Edward Mielcarzewicz (PL) Mr. Luis Veiga da Cunha (PT) Mr. W. C. S. Legge (ZA) Mr. D. Jose Ma. Pliego (ES) Mr. Sven Wetterhall (SE) Prof. E. Trüeb (CH) Mr. H. O. Banks and Mr. Jerome B. Gilbert (US) Mr. V. Y. Elfimov (SU)</p>
				<p>11.00 a.m.-12.30 p.m. Special Subject 1—Analysis of Water Consumption Sujet spécial 1—Analyse de consommation en eau</p> <p>Author: Rapporteur: Dr. M. Roman (PL)</p> <p>Chairman: Président: Mr. M. Snel (BE)</p> <p>Secretaries: Prof. A. Zanovello (IT) Prof. F. Van Duuren (ZA)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Dipl. Ing. Peter Suchomel (AT) Mr. Oliver (FR) Dr. H. Tessenendorff (DE) Mr. W. T. Devenay (GB) Mr. A. Zanovello (IT) Mr. Masanobu Murao (JP) Mr. P. Stoter (NL) Mr. B. Hawerman (SE) Prof. F. A. Van Duuren (ZA) Mr. D. Pedro Grau Verdagué (ES) Mr. H. R. Näf (CH) Mr. T. B. Robinson and/or Mr. H. Graeser (US)</p>
<p>2.00 p.m.-5.00 p.m. Registration.</p>	<p>2.00 p.m.-4.30 p.m. Session on Education and Training of Waterworks Personnel Session sur l'éducation et la formation du personnel des distributions d'eau</p> <p>Chairman: Président: Mr. S. G. Barrett (GB)</p> <p>Subject 1—Waterworks Training in Japan Sujet 1—La formation dans les distributions d'eau au Japon</p> <p>Author: Rapporteur: Dr. N. Matsuda (JP)</p> <p>Subject 2—Training for Health and Safety in the Water Industry Sujet 2—La formation pour la santé et la sécurité dans l'industrie de l'eau</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. P. Scherer (DE)</p> <p>Subject 3—The Special Training Problems in Providing Water Supplies in Developing Country Rural Areas Sujet 3—Les problèmes de formation spéciaux pour la réalisation de distributions d'eau dans les régions rurales des pays en développement</p> <p>Authors: Rapporteurs: Mr. J. Haijken (WHO/IRC) Mr. R. P. J. Turrell (GB)</p>	<p>Session on Pollution and Protection of Water Resources Session sur la pollution et la protection des ressources en eau</p> <p>Chairman: Président: Mr. C. Gomella (FR)</p> <p>Subject 1—Use of reservoirs in dealing with accidental pollution Sujet 1—Les accidents de pollution, leur diffusion, l'utilisation de réservoirs pour neutraliser ces accidents</p> <p>Authors: Rapporteurs: Mr. C. Belle & Jocelyne Pierson (FR)</p> <p>Subject 2—Industrial Discharges as Sources of Specific Pollutants Sujet 2—Les déversements industriels comme source de polluants</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. H. Fish (GB)</p> <p>Subject 3—Changes in organics in surface waters Sujet 3—Les matières organiques dans les eaux de surface et leurs modifications</p> <p>Authors: Rapporteurs: Mr. M. Schalekamp & Mr. P. Burkard (CH)</p>	<p>Group Discussion 7—Water Supply Finance Groupe de discussion 7—Le financement des distributions d'eau</p> <p>Convener: Responsable: Mr. O. D. Gorven (ZA)</p> <p>Secretaries: Mr. P. Schulhof (FR) Mr. F. A. Bailey (GB)</p> <p>Leading Discussors: Mr. P. Hall (GB) Mr. Hiroyasu Saito (JP) Mr. H. Schauwecker (DE)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. R. North (GB) Mr. K. Kleijwegt (NL) Mr. R. Prompsy (FR) Mr. J. A. Viguera (ES) Mr. H. R. Näf (CH) Mr. Leo Louis (US)</p>	<p>2.00 p.m.-4.30 p.m. Session on Water Distribution Session sur la distribution de l'eau</p> <p>Chairman: Président: Mr. R. J. Laburn (ZA)</p> <p>Subject 1—Pipelines laid in difficult conditions, including earthquake zones Sujet 1—Conduites posées dans des conditions difficiles, y compris les régions sismiques</p> <p>Author: Rapporteur: Dr. T. Miyaoka (JP)</p> <p>Subject 2—Domestic installations Sujet 2—Installations domestiques</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. W. C. Wijntjes (NL)</p> <p>Subject 3—Economic, technical and sanitary aspects of use of distribution systems with different qualities of water Sujet 3—Aspects économiques, techniques et sanitaires de l'utilisation des réseaux de distribution avec différentes qualités d'eau</p> <p>Author: Rapporteur: Dr. M. Roman (PL)</p>
<p>6.00 p.m.-7.30 p.m. Reception by City Mayor and President of Japan Water Works Association. (Kyoto Hotel)</p>	<p>Free evening</p>			<p>6.00 p.m.-7.30 p.m. Reception at the invitation of the Federation of Japan Water Industries. (Miyako Hotel)</p>

INTERNATIONAL WATER SUPPLY ASSOCIATION

1 QUEEN ANNE'S GATE
LONDON, SW1H 9BT

Kyoto Congress 1978

Outline Programme

(Kyoto International Conference Hall unless otherwise indicated)

TUESDAY 3rd October		WEDNESDAY 4th October			
<p>Special Subject 5—Water Quality in Distribution Systems Sujet spécial 5—Qualité de l'eau dans les réseaux de distribution</p> <p>Authors: Rapporteurs: Mr. M. Rapinat (FR) Mr. Van der Kooij & Mr. B. C. J. Zoeteman (NL)</p> <p>Chairman: Président: Mr. R. Coulomb (FR)</p> <p>Secretaries: Mr. L. Moruzzi (IT) Dr. W. Kölle (DE)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Dipl. Ing. Felix Kumpera (AT) Mr. P. Kieler Jensen (DK) Mr. W. H. Frank & Mrs. Prof. Dr. G. Müller (DE) Mr. L. R. Bays & Dr. R. F. Packham (GB) Mr. Eiji Mukai & Mr. Shingo Hiraga (JP) Mr. Stanislaw Nawara (PL) Mr. A. S. Smit (ZA) Mr. D. Guillermo Heras Sabariego (ES) Dr. Torsten Hedberg (SE) Mr. P. Burkard (CH) Mr. K. J. Miller (US)</p>		<p>9.00 a.m.-11.00 a.m.</p> <p>General Report No. 2—Emergency Water Supply Rapport général n° 2—Alimentation en eau en cas de catastrophe</p> <p>General Rapporteur: Rapporteur général: Mr. R. J. Laburn (ZA)</p> <p>Chairman: Président: Mr. Curtis Stanton (US)</p> <p>Secretaries: Mr. J. Noel (FR) Mr. A. S. Riley (GB)</p> <p>National Rapporteurs: Rapporteurs nationaux: Dr. K. Megay & Dipl. Ing. H. Papham (AT) Dr. W. Van Craenenbroeck (BE) Mr. P. Kieler Jensen (DK) Mr. J. Lijmatainen & Mr. A. Kauppila (FI) Mr. P. Schulhoff (FR) Baudirektor Wolfram Such (DE) Mr. W. M. Jollans (GB) Mr. K. O'Donnell (IE) Dr. P. Martini (IT) Mr. S. Okazaki (JP) Mr. R. A. Schuurmans (NL) Mr. Jozef Malachowicz (PL) Mr. D. Luis Prats Vila (ES) Mr. L. Lysen (SE) Mr. H. R. Näf & Mr. M. Schalekamp (CH) Mr. Samuel S. Baxter (US) Prof. N. N. Abramov (SU)</p>	<p>Special Subject 3—Coagulation and Flocculation Sujet spécial 3—Coagulation et floculation</p> <p>Authors: Rapporteurs: Mr. F. Fiessinger (FR) Dr. Norihito Tambo (JP)</p> <p>Chairman: Président: Mr. K. Taniguchi (JP)</p> <p>Secretaries: Mr. C. Adam (BE) Dr. E. J. M. Kobus (NL)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Sibony (FR) Dr. R. Klute, Dr. U. Neis, Prof. H. H. Kahn, Dr. W. Kuhn or Dr. W. Kölle (DE) Mr. J. Jeffery & Mr. J. Slack (GB) Dr. Yoshikazu Aiba & Mr. Reiji Ide (JP) Dr. E. J. M. Kobus (NL) Mr. Adam Chojnacki (PL) Prof. F. A. Van Duuren (ZA) Mr. D. José Román Sánchez de la Nieta (ES) Dr. Jan Hjort (SE) Mr. P. Brulhart & Mr. B. Mörgele (CH) Mr. Susumu Kawamura (US)</p>	<p>9.00 a.m.</p> <p>Special Water Sujet de l'eau</p> <p>Authors: Prof. J. Mr. F.</p> <p>Chairman Mr. Iw</p> <p>Secretarie Mr. W.</p> <p>Mr. J.</p> <p>Discussor: Mr. Ol. Mr. C. Mr. N. Mr. R. Mr. G. Mr. Ak. Mr. B. Mr. Jer. Mr. O. Mr. D. Mr. A. Mr. Elr.</p>	
<p>Special Subject 8—Large Diameter Pipelines Sujet spécial 8—Conduites de grand diamètre</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. Vicente Sánchez Gálvez (ES)</p> <p>Chairman: Président: Mr. A. Hernandez (ES)</p> <p>Secretaries: Mr. F. Meucci (IT) Mr. W. H. Richardson (US)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Lagrange (FR) Dr. G. Naber (DE) Mr. A. C. Twort & Mr. J. Gardiner (GB) Mr. Masami Nishizuka, Mr. Hiroshi Miyamoto, Mr. Masanori Takahashi (JP) Mr. Henryk Janczewski (PL) Mr. H. R. Näf (CH) Prof. D. Lars-Eric Janson (SE) Mr. J. P. McKee (US)</p>	<p>Group Discussion 1—Biology in Water Treatment Groupe de discussion 1—Biologie dans le traitement de l'eau</p> <p>Convener: Responsable: Dr. Masakazu Yagi (JP)</p> <p>Secretaries: Mr. R. Roger (BE) Mr. Van Der Kooij (NL)</p> <p>Leading Discussors: Mr. M. Schalekamp (CH) Dr. W. Köhn (DE) Mr. R. Germonpre (FR)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Capon & Mr. Sibony (FR) Mr. J. A. Steel (GB) Mr. E. L. P. Hessing (NL) Dr. W. H. J. Hattingh (ZA) Mr. Vicente Garcia (ES)</p>	<p>11.00 a.m.-12.30 p.m.</p> <p>Special Subject 4—Flotation Sujet spécial 4—Flottation</p> <p>Author: Rapporteur: Dr. T. Zabel (GB)</p> <p>Chairman: Président: Mr. S. Anderberg (SE)</p> <p>Secretaries: Mr. J. de Frescheville (FR) Mr. P. Yltyinen (SF)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Y. Richard & Mr. Sibony (FR) Mr. J. van Puffelen (NL) Mr. D. Juan Ramón Barquin & Mr. D. Juan Fisac Herrero (ES) Mr. Björn Rosén (SE) Mr. J. Rossier & Mr. P. Brulhart (CH)</p>	<p>Special Subject 9—Renovation of Old Pipelines Sujet spécial 9—Rénovation des conduites anciennes</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. E. C. Reed (GB)</p> <p>Chairman: Président: Mr. K. F. Roberts (GB)</p> <p>Secretaries: Mr. G. Boyyn (BE) Mr. Poul Friis (DK)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Poul Friis (DK) Mr. Lagrange (FR) Dr. G. Naber (DE) Mr. J. Lamont (GB) Mr. Kazune Iida, Mr. Takami Matsuo, Mr. Elzoh Futagawa (JP) Mr. H. W. Struiksma (NL) Mr. Henryk Janczewski (PL) Mr. D. C. Macleod (ZA) Mr. Miguel Garcia Mayo (ES) Mr. Ragner Tillander (SE) Mr. W. H. Smith (US)</p>	<p>Group Discussion 3—Removal of Viruses Groupe de discussion 3—Enlèvement des virus</p> <p>Convener: Responsable: Mr. H. Fish (GB)</p> <p>Secretaries: Mr. F. Fiessinger (FR) Mrs. Prof. Dr. G. Müller (DE)</p> <p>Leading Discussors: Dr. Luis Valenciano (ES) Dr. W. O. K. Grabow (ZA) Mr. G. G. Robeck (US)</p>	<p>11.00 a.m.</p> <p>Special Quality Sujet sp. la qualité</p> <p>Author: Mr. S.</p> <p>Chairman: Mr. A.</p> <p>Secretaries Mr. Fo Mrs. A.</p> <p>Discussors Mr. K. Mr. F. Mr. C. Dr. W. Dr. W. Mr. W. Mr. Yu. Mr. Ro. Mr. R. Mr. B. Mr. H. Mr. D. Mr. Nil. Mr. J. I.</p>
<p>Session on Water Quality and Treatment Session sur la qualité et le traitement de l'eau</p> <p>Chairman: Président: Dr. E. Windle Taylor (GB)</p> <p>Subject 1—Biological Origin of Taste and Odour Compounds in Water: Their Significance and Constitution Sujet 1—Origine biologique des composés qui donnent goûts et odeurs à l'eau: Leur signification et leur constitution</p> <p>Author: Rapporteur: Mrs. Prof. Dr. Med. Gertrud Müller (DE)</p> <p>Leading Discussor: Discuteur principal: Mr. Y. Richard (FR)</p> <p>Subject 2—Automatic Control of Water Treatment Processes Sujet 2—Contrôle automatique des procédés de traitement de l'eau</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. A. Fraser (GB)</p> <p>Leading Discussor: Discuteur principal: Dr. R. Heck (DE)</p> <p>Subject 3—Sanitary Significance of the Re-agents and Additives used in the Treatment of Water for Human Consumption Sujet 3—Importance sanitaire des réactifs et additifs utilisés dans le traitement de l'eau pour la consommation humaine</p> <p>Author: Rapporteur: Dr. W. Masschelein (BE)</p> <p>Leading Discussor: Discuteur principal: Dr. E. J. M. Kobus (NL)</p>	<p>Group Discussion 6—River Basin Management Groupe de discussion 6—Gestion des bassins fluviaux</p> <p>Convener: Responsable: Mr. C. Van der Veen (NL)</p> <p>Secretaries: Mr. L. Leita (IT) Mr. Struiksma (NL)</p> <p>Leading Discussors: Mr. Katsumi Yamamura (NL) Mr. Rapinat (FR) Mr. K. R. Imhoff (DE)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Leo Larsen (DK) Mr. P. Guy (FR) Mr. D. A. D. Reeve (GB) Prof. P. L. Knoppert (NL) Mr. Mariano Palancar Penella (ES) Mr. H. O. Banks (US)</p>	<p>2.00 p.m.-4.30 p.m.</p> <p>Session on Corrosion and Protection of Underground Pipelines Session sur la corrosion et la protection des conduites souterraines</p> <p>Chairman: Président: Mr. M. Chalet (BE)</p> <p>Subject 1—Permeability of concrete Sujet 1—Perméabilité des bétons</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. J. Franquin (FR)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. J. Guy (FR) Mr. D. A. D. Reeve (GB) Prof. P. L. Knoppert (NL) Mr. Mariano Palancar Penella (ES) Mr. H. O. Banks (US)</p> <p>Subject 2—Corrosion in drinking water systems Sujet 2—Corrosion dans les réseaux d'eau potable</p> <p>Author: Rapporteur: Dr. W. Kölle (DE)</p> <p>Subject 3—Susceptibility to corrosion of the wires used in prestressed concrete Sujet 3—La susceptibilité à la corrosion sous tension des fils utilisés en précontraint</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. R. Scimar (BE)</p> <p>Subject 4—Corrosion of bolt and nut in pipelines Sujet 4—Corrosion des boulons et des écrous dans les conduites</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. Nago (JP)</p>	<p>Session on Water Meters and Water Metering Session sur les compteurs d'eau et le comptage de l'eau</p> <p>Chairman: Président: Mr. E. Reiter (LU)</p> <p>Subject 1—Present and future methods in reading meters and billing Sujet 1—Méthodes actuelles et prospectives en matière de relevé des compteurs et de facturation des consommations d'eau</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. A. Desmed (BE)</p> <p>Subject 2—Methodology and means of studying the best operation of water meters Sujet 2—Méthodologie et moyens pour l'étude de la gestion optimale des compteurs d'eau</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. J. F. Bost (FR)</p> <p>Subject 3—Water metering policies Sujet 3—Politique à suivre en matière de comptage de l'eau</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. Harold Shipman (World Bank, US)</p>	<p>Group Discussion 5—Chlorination and Ozonisation to Control Micropollutants Groupe de discussion 5—Chloration et ozonation pour lutter contre les micropolluants</p> <p>Convener: Responsable: Mr. Leo Louis (US)</p> <p>Secretaries: Mr. Bury (BE) Mr. J. L. Tuepker (US)</p> <p>Leading Discussors: Mr. M. Schalekamp (CH) Dr. F. Van Hoof (BE) Mr. G. G. Robeck (US)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Y. Richard & Mr. Nastorg (FR) Dr. D. Maier & Dr. G. Naber (DE) Mr. Masao Yokoyama (JP) Mr. J. J. Rook (NL) Mr. Stanislaw Nawara (PL) Mr. José González Nicolás (ES) Dr. Tore Stenström (SE)</p>	<p>2.00 p.m.</p> <p>Session publique</p> <p>Chairman: Mr. R.</p> <p>Subject: V relations fr particular educationa Sujet: Aide relations p d'eau, l'aco consumma éducatifs</p> <p>Author: The Chi panel of France, and US. Rapporteur Le Prési groupe, France, USA.</p>
		<p>Free evening</p>		<p>7.00 p.m.</p> <p>Buffet/Dinner (Kich)</p>	

	THURSDAY 5th October		FRIDAY 6th October	SATURDAY 7th October
<p>8.00-11.00 a.m.</p> <p>Subject 6—Re-use of Water and Recycling</p> <p>Sujet 6—Réutilisation et recyclage</p> <p>Rapporteurs: Masao Sagoh, Prof. H. Aya, Junaki (JP)</p> <p>Président: Junaki (JP)</p> <p>Participants: J. Masschelein (BE) Wallwork (GB)</p> <p>Discuteurs: Kroggh (DK) Somella & Mr. Treille (FR) Nicolson & Bromell (GB) Mouton & Nagata (JP) J. Zoeteman (NL) Kurbiel (PL) Hart (ZA) Fernando Troyano & Hernandez (ES) Spitzer (US)</p>	<p>Special Subject 10— Economies in Waterworks Operation</p> <p>Sujet spécial 10—Les économies dans l'exploitation des distributions d'eau</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. Aage O. Johnsen (DK)</p> <p>Chairman: Président: Mr. J. A. Husen (DK)</p> <p>Secretaries: Mr. J.-P. Tardieu (FR) Mr. K. Kleijwegt (NL)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Ambrosini (FR) Mr. A. E. Round & Mr. J. S. Pocock (GB) Mr. Yasuhiro Mamiya & Mr. Takeshi Akama (JP) Mr. K. Kleijwegt (NL) Mr. Francisco Moreno Bardají (ES) Mr. J. S. Harnett (US)</p>		<p>Seminar on Developing Countries. Technical Excursions.</p>	<p>Seminar on Developing Countries. Post-Congress Tours.</p>
<p>11.00-12.30 p.m.</p> <p>Subject 2—Water Management</p> <p>Sujet 2—La gestion de de l'eau</p> <p>Rapporteur: Shubert (SU)</p> <p>Président: Shubert (BG)</p> <p>Participants: M. Gergeaud (FR) Merryfield (US)</p> <p>Discuteurs: Orange Nielsen (DK) Fiessinger & Somella (FR) Huhn or Kölle (DE) Lester (GB) Koito & Sawayanagi (JP) Lomp & Zoeteman (NL) Rudd (ZA) Barrón Egusquiza (ES) Ahlgren (SE) Tuepker (US)</p>	<p>Special Subject 7—Water Losses and Leakage Control</p> <p>Sujet spécial 7—Pertes en eau et lutte contre les fuites</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. E. Shaw Cole (US)</p> <p>Chairman: Président: Mr. C. Leslie Wierson (US)</p> <p>Secretaries: Mr. Versanne (FR) Mr. J. P. Williamson (GB)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Dipl. Ing. A. Kling (AT) Mr. P. Kieler Jensen (DK) Mr. Guillaume (FR) Mr. W. F. Ridley & Mr. R. A. Pepper (GB) Mr. Takao Shindo & Mr. Munehiko Shibata (JP) Mr. Olle Niste (SE)</p>	<p>Group Discussion 4— Removal of Nitrogen</p> <p>Groupe de discussion 4— Enlèvement de l'azote</p> <p>Convener: Responsable: Mr. de Frescheville (FR)</p> <p>Secretaries: Mr. P. Treille (FR) Mr. J. L. Barnard (ZA)</p> <p>Leading Discussors: Mr. Y. Richard (FR) Dr. R. F. Packham (GB) Mr. de Frescheville (FR)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Mr. Roger (BE) Dr. K. Roennefarht (DE) Mr. Yoshitaka Matsuo (JP) Mr. J. J. Rook (NL) Dr. J. L. Barnard (ZA) Mr. Fernando Troyano & Mr. A. Hernandez (ES) Dr. B. Lundberg (SE)</p>		
<p>2.30-4.30 p.m.</p> <p>Session on Public Relations sur les relations</p> <p>Président: Clark (GB)</p> <p>Participants: Visual aids to public relations for the water services, with emphasis on consumer and community objectives. Visuals pour les relations publiques des services de l'eau, étant mis sur le plan des objectifs communautaires.</p> <p>Participants: Chairman, supported by a panel of speakers from Japan, Germany, Netherlands etc.</p> <p>Participants: Président, avec l'appui d'un panel d'orateurs du Japon, Allemagne, Pays Bas et autres.</p>	<p>Session on Desalination Session sur le dessalement</p> <p>Chairman: Président: Mr. C. Adam (BE)</p> <p>Subject 1—The evaporation-installation at Terneuzen Sujet 1—L'installation d'évaporation à Terneuzen</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. A. A. Romeyn (NL)</p> <p>Subject 2—The reverse osmosis plant at Riad Saudi-Arabia Sujet 2—L'usine d'osmose inverse de Riad (Arabie Saoudite)</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. Treille (FR)</p> <p>Subject 3—Status of the Application of Desalting Technique in Japan Sujet 3—Etat des applications des techniques de dessalement au Japon</p> <p>Author: Rapporteur: Mr. Tohru Shirozu (JP)</p>	<p>Group Discussion 2— Activated Carbon</p> <p>Groupe de discussion 2— Charbon actif</p> <p>Convener: Responsable: Dr. W. Kühn (DE)</p> <p>Secretaries: Mr. F. Fiessinger (FR) Dr. W. Kölle (DE)</p> <p>Leading Discussors: Mr. Gunnar Lindskog (SE) Mr. M. Schalekamp (CH) Mr. Nastorg (FR)</p> <p>Discussors: Discuteurs: Dr. W. J. Masschelein (BE) Mr. F. Fiessinger Mr. L. R. Bays (GB) Mr. L. Moruzzi (IT) Mr. Hidenori Aya (JP) Mr. D. van der Kooy (NL) Mr. O. O. Hart (ZA) Mr. Francisco Javier Isamat (ES) Mr. G. G. Robeck (US)</p>		
<p>8.00-11.00 p.m.</p> <p>Concert and Dance.</p>				

IT. 157.5
71
105A78

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Rapport général n° 1

Gestion des ressources en eau par Pierre Guy,

Ingenieur Civil des mines de Paris, Directeur à la Société Anonyme Française d'Etudes et de Gestion, France

Introduction

Le présent Rapport Général a été préparé en utilisant les rapports nationaux des pays suivants:

Afrique du Sud	(M W. C. S. Legge)
Autriche	(Pr Ernst Nemecek)
Belgique	(M G. Bury)
Danemark	(Pr Eggert Hansen)
Finlande	(M Pentti Erkola)
Allemagne Fédérale	(Dr Ing Richard Heck)
Grande-Bretagne	(M K. J. H. Saxton)
Irlande	(M W. McCumiskey)
Japon	(M Takayoski Matsumoto)
Pays-Bas	(M K. D. Venhuizen)
Nigéria	(M G. O. Ogunsola)
Pologne	(Pr E. W. Mielcarzewicz)
Portugal	(M Luis Vega da Cunha)
Espagne	(M José M. Pliego)
Suède	(M Sven Wetterhall)
Etats-Unis	(MM Harvey D. Banks et Jerome B. Gilbert)
Union Soviétique	(M V. Y. Elfimov)

Je remercie toutes les personnes qui nous ont aidés à réaliser ce rapport, et notamment MM les rapporteurs nationaux. Pour les données d'origine française, mes remerciements vont plus particulièrement à MM les Directeurs des Agences Financières de Bassin.

Pierre Guy

On désigne habituellement par "gestion des ressources en eau" l'ensemble des activités humaines qui ont trait à l'utilisation et à la protection de l'eau en tant que ressource naturelle.

La gestion des ressources en eau, l'étendue et l'importance de ses applications et les mesures techniques, juridiques et économiques auxquelles elle donne lieu, varient selon l'importance des ressources en eau et le degré auquel elles sont utilisées. Dans chaque pays, cette gestion passe par plusieurs phases, commandées par les conditions naturelles, la situation économique et sociale, et par l'évolution de cette situation.

L'impossibilité évidente de traiter dans les rapports nationaux de tous les aspects de la gestion des ressources en eau a conduit le Conseil Scientifique et Technique de l'AIDE à limiter le sujet, en proposant six points précis à prendre en compte.

Les trois premiers ont un caractère assez général: les tendances actuelles dans la gestion des ressources, l'emploi conjoint des ressources souterraines et superficielles, les règles d'exploitation des ressources. Le premier point englobe les suivants et c'est celui sur lequel les rapports nationaux ont mis l'accent.

Les trois autres points proposés ont un caractère plus technique: l'emploi des modèles mathématiques, l'alimentation artificielle des nappes, la pollution des nappes. Ils occupent une place en général assez importante dans les rapports nationaux.

Le double souci de respecter les six points définis par le Conseil Scientifique et Technique de l'AIDE, et de donner dans le présent rapport une place suffisante aux différentes expériences relatées dans les rapports

nationaux, a conduit le rapporteur général à adopter un découpage en trois chapitres:

- le premier correspond au premier point, tout en prenant en compte les points 2 et 3;
- le second correspond au point 4 et s'intitule: l'outil mathématique dans la gestion des ressources en eau;
- le troisième, intitulé la gestion des ressources souterraines, s'intéresse aux aspects techniques de cette gestion et fait écho aux points 5 et 6.

Chapitre 1

Tendances générales dans la gestion des ressources en eau

1.1 Liminaire

La première tendance qu'on observe, à la fois générale et actuelle, est le souci de la plupart des pays de rénover leur législation de l'eau. Cela tient évidemment à la prise de conscience quasi universelle dont l'eau est actuellement l'objet dans la qualité de la vie, et dont la Conférence Internationale des Nations-Unis à Mar-del-Plata a été une manifestation entre beaucoup d'autres.

Légiférer est une chose, créer un cadre administratif de gestion de l'eau en est une autre, tout aussi nécessaire. La mise en place de ces structures tend actuellement à se généraliser; elle est moins facile à observer que la rénovation des législations, parce que chaque structure nouvelle est coulée dans le moule administratif du pays concerné, et qu'elle tient compte de la façon—largement variable d'un pays à l'autre—dont l'eau y est présente.

Il faut ensuite que les structures de gestion de l'eau aient les moyens d'agir. Il ressort du sens commun que ces moyens doivent être à la fois coercitifs et incitatifs, et on observe en effet que se perfectionnent à la fois les réglementations contraignantes et les stimulations économiques. Ces réglementations et stimulations visent à créer, dans le cadre législatif adéquat, et par le moyen des structures administratives ad hoc, une utilisation cohérente de l'eau à tous les niveaux, qui tienne compte des besoins en quantité et en qualité d'eau de tous les secteurs économiques utilisateurs, et aussi des nécessités de préserver le cadre de vie et les ressources en eau elles-mêmes.

Les distributeurs d'eau potable constituent dans chaque pays un de ces secteurs utilisateurs, qui par nature et par vocation a le souci de la préservation des ressources qu'il exploite. Mais leur point de vue est nécessairement différent de celui des organismes gestionnaires des ressources en eau, et il paraît important, pour conclure ce chapitre, de mettre en lumière leurs préoccupations propres.

1.2 Point actuel des législations de l'eau

Ce point concerne les 18 pays qui ont fait parvenir des rapports nationaux. Les renseignements qui suivent sont extraits de ces rapports, et aussi de 7 des 8 monographies nationales "Les Instruments Politiques et Economiques de la Gestion de l'Eau", réalisées en 1976 pour le compte de l'Organisation de Coopération et de Développement Economique (OCDE).

L'énumération qui suit va plus loin que le simple énoncé des lois qui établissent le régime juridique de l'eau dans les divers pays, car elle tente de donner une idée des structures nationales de gestion. Mais son but est moins d'être exhaustive en ce domaine que de montrer combien ces structures peuvent différer d'un pays à l'autre.

1.2.1 Afrique du Sud

La gestion de l'eau est définie à travers le "Water Act" (1956). C'est au niveau local que sont réglés les problèmes en matière d'eau. Les autorités locales émettent leurs propres règles dans le sens de la loi cadre de 1956. Là où des grands ouvrages existent, la région est proclamée "Government water area", et dépend alors du contrôle de l'Etat.

Le département des Affaires de l'Eau s'occupe également de la planification. Dans certaines zones des "Water Boards" ont été créés. Ces "agences" ont la gestion et la planification des ressources en eau dans leurs régions assignées.

1.2.2 Autriche

C'est une division du Ministère de l'Agriculture et des Forêts, la "Wasserwirtschaftskataster" qui gère les ressources en eau.

L'Autriche est découpée en 9 régions administratives. Des autorités administratives y siègent et s'occupent des problèmes de développement des ressources.

1.2.3 Belgique

La loi fondamentale est la loi de 1971 qui décide la création de trois sociétés de bassin. Une seule société de bassin "Société du Bassin Côtier" existe réellement. Il y a des difficultés pour créer les deux autres.

Au niveau du gouvernement, 3 ministères (Affaires Economiques, Travaux Publics, Santé Publique et Environnement) sont chargés respectivement de la gestion quantitative des eaux souterraines, des eaux superficielles et de la gestion qualitative des eaux.

1.2.4 Danemark

De nouvelles lois ont été promulguées en 1974 qui définissent la politique de l'eau et de l'environnement.

Les autorités de gestion, essentiellement régionales, ont la charge de la gestion de l'eau et de sa planification. Au niveau de certaines grandes villes, ce sont parfois des "Conseils de Métropole" qui jouent ce rôle. La gestion doit se faire en accord avec la loi et avec l'aide des municipalités.

1.2.5 Finlande

Le système finlandais, basé essentiellement sur les lois du 19 Mai 1961 et du 9 Juillet 1970 est exposé en détail au paragraphe suivant (1.3).

1.2.6 France

Le système français, basé sur la loi du 16 Décembre 1964, est exposé en détail au paragraphe suivant (1.3).

1.2.7 République fédérale d'Allemagne

Dans la législation actuelle, l'élément de base est la

loi fédérale sur l'Eau (27 Juillet 1957). C'est une loi cadre qui attribue de nombreux pouvoirs aux Länder. Ce sont les Länder qui assument la plus grande part des responsabilités pour tout ce qui concerne l'eau.

A l'intérieur des Länder, les ministres disposent d'un groupe de travail chargé des affaires de l'eau (Landesarbeitsgemeinschaft Wasser, LAWA).

Les Länder ont la possibilité de créer des "agences de sous-bassins" indépendantes. Pour la plupart, ce sont de petites agences rurales, d'autres, plus importantes, ont la gestion de bassins hydrographiques entiers. Au niveau fédéral, un système simple permet de coordonner les différents Länder et la tendance du gouvernement est d'élargir le champ de ses compétences.

1.2.8 Grande-Bretagne

La loi sur l'eau a été entérinée en 1973. En Angleterre et au Pays de Galles, 10 autorités régionales sont responsables de la gestion complète de toutes les ressources en eau des régions définies à partir des bassins hydrographiques. Ces autorités régionales sont composées de représentants des collectivités locales, des industries et autres usagers, des représentants du gouvernement central.

La nécessité d'établir une Autorité Nationale de l'Eau avec des pouvoirs exécutifs et entre autres, la responsabilité de la planification de la stratégie, est invoquée par le gouvernement.

1.2.9 Irlande

Un grand nombre d'autorités publiques s'occupent des différents aspects de la gestion des eaux au niveau gouvernemental.

Au niveau local, les questions touchant à l'approvisionnement en eau, à l'assainissement et au contrôle de la pollution, sont prises en compte par des autorités locales qui dépendent du "Department of Local Government" (département des collectivités locales) au sein du gouvernement.

1.2.10 Japon

La responsabilité de la gestion quantitative et qualitative de l'eau au niveau national est partagée au sein de plusieurs ministères. Les administrations préfectorales s'occupent de la gestion au niveau local. Parfois la responsabilité "locale" est exercée par les municipalités.

La législation sur l'eau est basée sur la Nouvelle Loi des Rivières de 1965, et la législation sur l'environnement fondée sur la loi cadre de 1967 (modifiée en partie en 1970).

1.2.11 Pays-Bas

La législation hollandaise repose sur la loi de 1969. Elle divise les cours d'eau en deux catégories dont la gestion est assez fondamentalement différente:

- les plans d'eau, les grands canaux, sous le contrôle de l'Etat par l'intermédiaire du Ministère des Transports et de la Gestion des Eaux;
- les autres cours d'eau, dont les Etats Provinciaux sont responsables de la gestion. Ces derniers peuvent déléguer tout ou partie de leurs responsabilités à des agences de bassin composées d'utilisateurs et de représentants de la Province.

1.2.12 Nigéria

Le Gouvernement Militaire Nigérien a instauré par décrets 11 autorités de bassin de l'eau qui ont la responsabilité de toutes les questions concernant l'eau.

1.2.13 Pologne

Au niveau national, les ministères se partagent la

gestion de l'eau. Le Ministère de l'Agriculture est chargé de la gestion quantitative et le Ministère de l'Administration Régionale et de la Protection de l'Environnement s'occupe de la gestion qualitative.

1.2.14 Portugal

Il n'y a pas d'organisation de gestion des ressources en eau. Le Gouvernement se préoccupe de rénover le cadre législatif de cette gestion.

1.2.15 Espagne

La gestion des eaux est réalisée au niveau des bassins hydrographiques. L'Espagne continentale est découpée en 10 bassins hydrographiques et l'Espagne insulaire en 3 bassins provinciaux.

La structure de chaque bassin comprend:

- un Commissariat des Eaux, établi en 1959 comme délégation de l'administration centrale (fonction de police et contrôle de qualité des effluents).
- une "Confédération", fondée en 1926, régie avec la participation des usagers (fonction de planification, réalisation de projets, exploitation des ouvrages).

1.2.16 Suède

A partir de 1960, une série de lois a été promulguée pour modifier la stratégie politique de l'eau et de l'environnement.

Les municipalités sont responsables de l'approvisionnement en eau et de la gestion. L'Association Suédoise des Municipalités Locales traite avec le gouvernement des problèmes communs aux municipalités. Les problèmes plus spécifiques à l'eau sont traités par l'Association Suédoise des Services d'Eau et l'Association Suédoise des Services d'Assainissement.

Au niveau du gouvernement, la responsabilité de conseil, de surveillance et d'arbitrage pour les problèmes communaux est partagée en de nombreux services.

Un comité de planification de l'eau a été créé au niveau national.

1.2.17 Etats-Unis

Les activités de planification et de gestion des ressources en eau ne reposent pas sur un type unique et déterminé d'organisation ou sur un système unique de communication et de coordination. Il existe des centaines d'organismes traitant de ces problèmes à l'échelon local jusqu'à la planification des ressources en eau à l'échelon régional et national. Le document fondamental régissant la gestion de l'eau est la loi publique du 22 Juin 1965 "Loi de la Planification des Ressources en Eau". Actuellement, l'Administration étudie les améliorations à apporter à ce système et des modifications importantes sont possibles.

1.2.18 URSS

En URSS, la gestion des ressources hydrauliques se fait par les organismes d'Etat conformément aux bases de la législation hydraulique ratifiées par le Soviet Suprême en 1970.

Tous les ministères qui participent à la gestion des ressources hydrauliques ont les moyens techniques du contrôle de leur qualité.

1.3 Structures nationales de gestion des ressources en eau

1.3.1 Exemples de structures

L'énumération qui précède vise surtout à mettre en lumière la largeur de l'éventail des structures possibles de gestion de l'eau. C'est pourquoi on n'a pas jugé utile

de décrire ici une ou plusieurs structures considérées comme idéales du point de vue des distributeurs d'eau: trop de facteurs entrent en jeu pour que cela soit même possible.

On a préféré donner des exemples de ce qui existe actuellement, et pour cela on a choisi deux structures, la finlandaise et la française, qui se situent assez bien aux deux extrémités de l'éventail.

En Finlande, il existe une administration de l'eau, intégrée dans le Ministère de l'Agriculture et des Forêts, qui a vocation de connaître de toutes les questions relatives à l'eau.

En France, les Ministères de l'Agriculture, de la Santé Publique, de l'Equipement et de l'Industrie ont conservé leurs compétences locales en matière de police des eaux et de maîtrise d'oeuvre pour le compte des collectivités publiques; le Ministère de l'Environnement assure la coordination au niveau central, et les comités et agences de bassin, qui en dépendent, sont dotés par la loi de moyens financiers propres à rendre efficace leur action d'animation de la politique de l'eau.

Ces deux structures sont données dans les graphiques n°1 et n°2.

1.3.2 Caractère commun aux structures de gestion

Ce caractère commun est la tendance générale, observée dans les diverses structures, d'une gestion de l'eau à trois niveaux, gouvernemental, régional et local, toujours présents, quoique d'importance respective variable selon les pays. Les pays à structure fédérale (Allemagne, Etats-Unis), qui laissent aux Etats ou aux Länder constitutifs une large autonomie dans la gestion de l'eau, ont tendance à accroître les compétences de leur gouvernement fédéral; alors qu'à l'inverse, les pays centralisés (Finlande, France, Grande-Bretagne) ont créé des structures régionales basées sur les administrations régionales existantes ou sur le découpage en bassins hydrologiques.

Le niveau gouvernemental reste celui de la coordination et de l'harmonisation de la politique de l'eau au niveau national, ainsi que celui des décisions importantes en matière de gros investissements (implantation de très gros consommateurs, centrales thermiques notamment); sa tâche consiste, à cet égard, "à faire en sorte que les plans de développement (urbains, agricoles, industriels) se préoccupent de l'eau et de sa protection avant d'arrêter des décisions et non après" (OCDE, Politique et Instruments de Gestion de l'Eau, Paris 1977). L'échelon régional est celui de la gestion concertée des ressources, et en particulier, celui de la lutte contre la pollution. L'échelon local reste celui de la gestion effective des ressources, et en particulier celui de l'approvisionnement en eau potable et de l'assainissement. Si un tel schéma est encore en partie théorique, il a tendance à voir généraliser son application. On examine au paragraphe 1.5 quelles sont ses répercussions sur la fonction des distributeurs d'eau, et le rôle de ces derniers pour que l'approvisionnement en eau potable soit pris en compte comme il convient dans l'élaboration des décisions.

1.4 Moyens d'application des politiques de l'eau

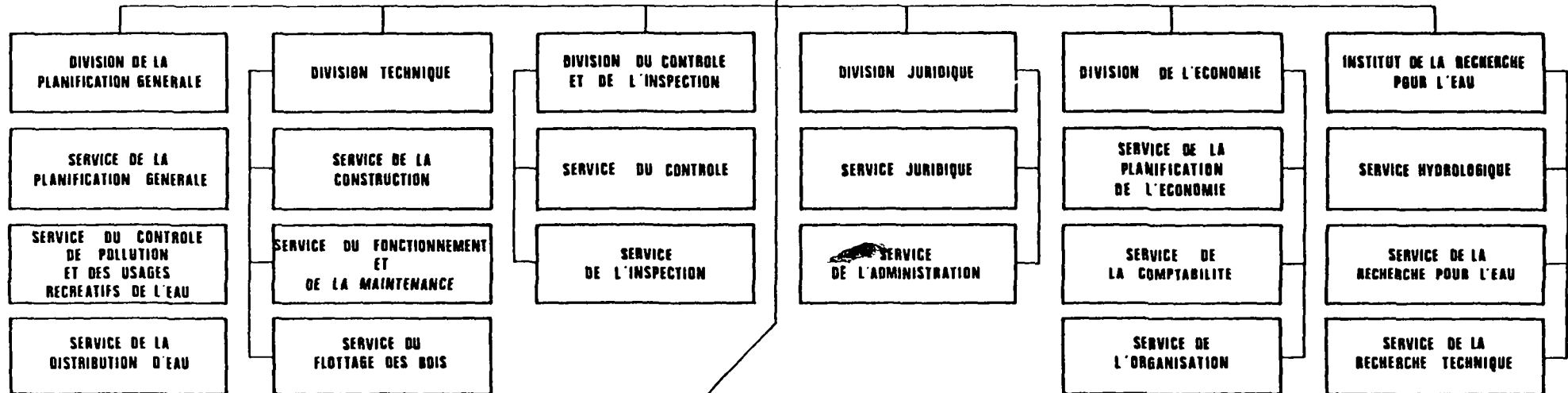
1.4.1 Mise en place de contraintes réglementaires

La distinction entre *prélèvement* (soustraction d'un débit d'eau donné à la ressource suivie d'une restitution de ce débit au réseau hydrographique) et *consommation* (soustraction non suivie de restitution, correspondant donc à une disparition de la ressource) ne se justifie guère dans les pays qui ont envoyé un rapport national, car tous sont relativement riches en eau. Le mot

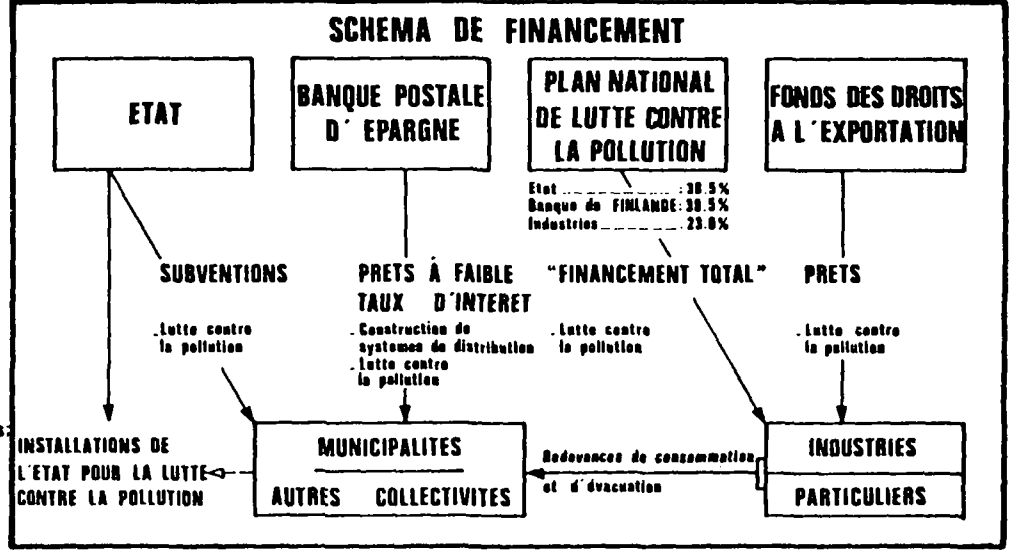
ADMINISTRATION DES EAUX

BUREAU NATIONAL DES EAUX

DIRECTEUR GENERAL

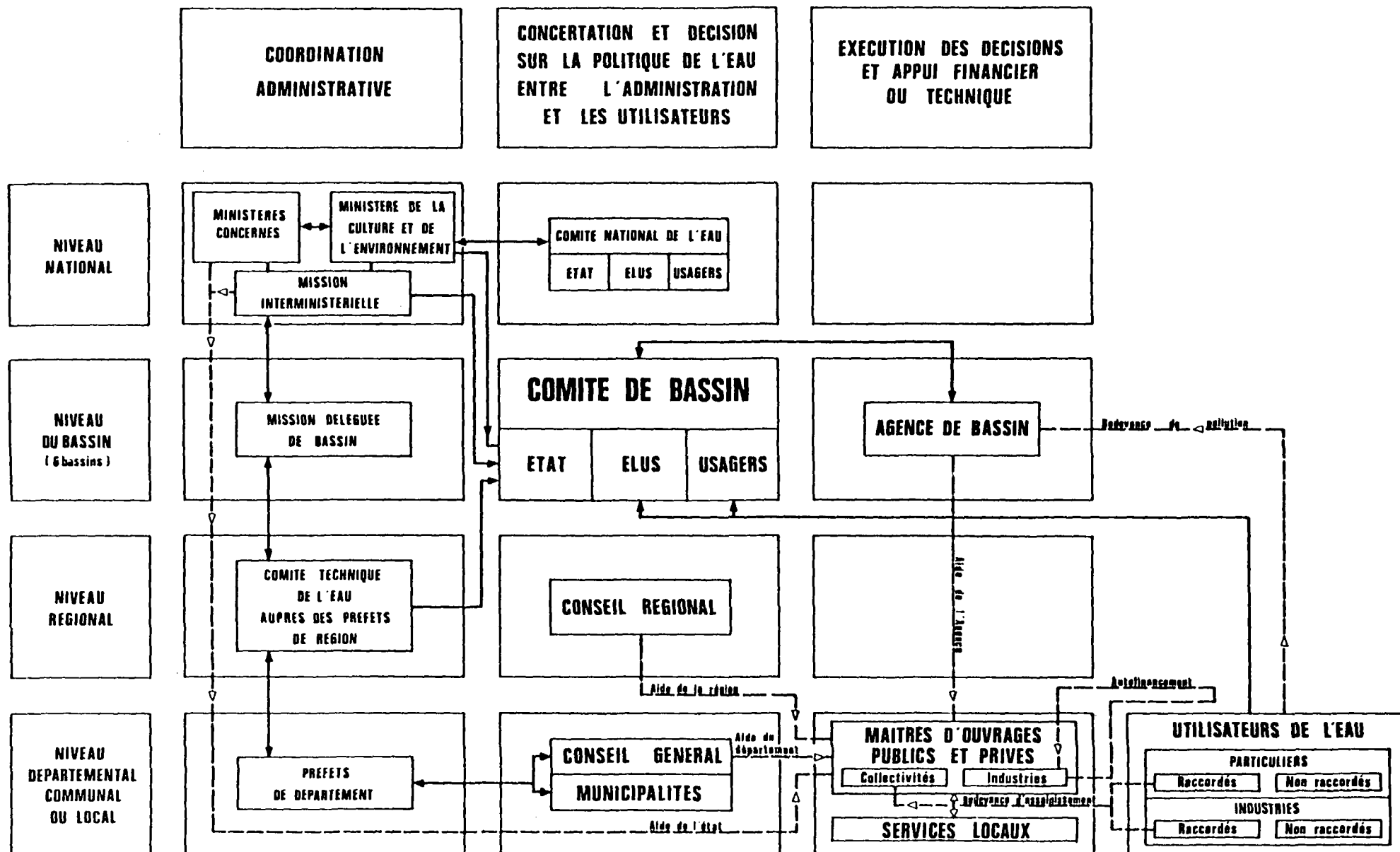


13 DISTRICTS DE L'EAU
 Sur le plan local, plus de 300 administrations municipales de l'eau, indépendantes de l'administration nationale des eaux, ont pour rôle:
 - Le contrôle des conditions d'application des permis;
 - La délivrance des permis pour certaines opérations locales;
 - Le règlement des litiges simples.



Graphique n° 1: STRUCTURE DE CONTROLE ET DE GESTION DES EAUX EN FINLANDE.

(Source rapport O.C.D.E. Paris 1976)



**Graphique n° 2 :
ORGANIGRAMME DE LA POLITIQUE DE L'EAU EN FRANCE.**

----- flux financier
 _____ circuit de décision et de concertation

prélèvement utilisé dans la suite signifie simplement une prise d'eau pour utilisation, sans précision de la part restituée après usage.

Les contraintes réglementaires visent d'abord les prélèvements: elles peuvent être limitatives en quantité, et elles peuvent imposer à un utilisateur donné de s'approvisionner en eau d'une qualité donnée et adaptée à son usage (4 catégories d'usage au Japon, par exemple), avec interdiction éventuelle d'utiliser une eau de qualité inférieur ou supérieure.

En fait, le régime des autorisations est très variable selon les pays, les disponibilités régionales et locales en eau, le débit demandé et l'usage de l'eau. Aucune tendance générale ne se dessine, autre que la disparition progressive du laxisme en ce domaine: habituellement, les prélèvements d'une certaine importance sont soumis à une déclaration, mais la nécessité d'une autorisation est beaucoup moins fréquente.

Au contraire, les rejets sont dans tous les pays soumis à autorisation. Ces dernières visent à limiter les déversements des substances polluantes dans le milieu naturel. Suivant la conception habituelle, l'autorisation de rejet fixe une limite à la concentration de ces substances dans l'eau usée rejetée. Mais la mise en place des politiques d'objectifs de qualité (voir paragraphe 1.4.3) tend à substituer les flux aux concentrations: c'est chacune des substances polluantes qui se voit ainsi fixer une limite quotidienne en quantité totale déversée dans la rivière, quel que soit le débit d'eau de rejet dans laquelle on la dilue; et à l'intérieur d'un pays donné, ces limites peuvent varier d'une rivière (ou d'une section de rivière) à une autre, selon les usages de l'eau prévus à l'aval du rejet.

Chaque pays a mis au point un système de *normes* d'émission, fixant les concentrations ou les flux des rejets en polluants divers, ou est en voie de le faire. Le progrès technologique et la diversification des polluants tendent à les compliquer beaucoup: le nombre de paramètres descriptifs de la qualité de l'eau est de 46 en Allemagne Fédérale et 49 en France. Néanmoins, ces normes d'émission font l'objet d'une harmonisation poussée au plan international; cette harmonisation concerne non seulement les concentrations maximales des différents polluants, ce qui va de soi, mais aussi les classements de qualité d'eau de rivière (voir paragraphe 1.4.3): elle traduit à la fois les progrès de la technologie (performances des équipements d'épuration) et les préoccupations convergentes des responsables, notamment en regard des facultés d'auto-épuration des milieux récepteurs.

1.4.2 Mise en place de stimulants économiques

Face aux gaspillages des ressources et à leur pollution excessive, l'idée se répand de plus en plus que la voie réglementaire ne suffit pas, et qu'il faut en outre inciter les responsables de ces désordres à modifier leur comportement en matière de quantité d'eau prélevée et de qualité d'eau rejetée.

Les *redevances de prélèvement* (ou de consommation) ne sont pourtant pas d'usage général. Parmi les pays ayant fourni un rapport national, seules la France et l'Espagne les ont généralisées; au Japon, elles restent à l'initiative des préfets, et en Allemagne Fédérale, elles n'existent que dans un seul Land. Cela est un peu surprenant, dans la mesure où la raréfaction croissante de l'eau et l'universalité de son usage amènent à considérer que c'est un produit qui a une valeur dès le stade de la ressource.

Par contre, les *redevances de pollution* (à ne pas confondre avec les redevances d'assainissement, qui en principe rémunèrent le coût d'exploitation et d'amortissement des systèmes d'assainissement) sont en train de devenir d'usage général, en application du principe

"pollueur-payeur"; mais leur assiette est très variable suivant les pays. La meilleure semble être celle qui tient compte de la pollution réellement rejetée au milieu récepteur: cela n'impose pas forcément de disposer de paramètres en nombre important pour évaluer cette pollution; une des approches possible est d'évaluer une "unité de dommage" (Allemagne Fédérale), ou une pollution toxique, mesurée en France en "équitox".

D'un pays à l'autre, les redevances de pollution varient largement quant à leur taux. Si l'incitation économique et la contrainte réglementaire sont les deux moyens permettant à la collectivité d'amener les pollueurs à diminuer leur flux de pollution rejetée au milieu naturel, de nombreux pays font actuellement plus appel à la seconde qu'à la première: le point de vue de l'OCDE est que seuls le Danemark, la France et les Pays-Bas utilisent les deux moyens à égalité. On est donc encore bien loin de l'optimum économique souhaité par quelques-uns, qui consisterait à élever les redevances de pollution à un taux tel que les pollueurs auraient avantage à épurer complètement leurs effluents avant rejet.

Les redevances sont redistribuées sous des formes variables (allègements fiscaux, primes à l'épuration, subventions, prêts à faible intérêt) par les organismes qui les perçoivent, pour aider à la lutte contre la pollution. Leur taux est le plus souvent choisi en fonction de la technologie d'épuration et de l'enveloppe financière des travaux à réaliser au cours d'une période donnée. La disparité des taux traduit donc l'inégale valeur des incitations et des efforts totaux d'élimination de la pollution dans les différents pays. Mais cette disparité tend à s'estomper, car on assiste à une hausse très rapide des taux dans de nombreux pays.

1.4.3 Mise en place d'une voie concertée

Puisqu'il faut prendre en compte les incidences technologiques et économiques du taux des redevances, la concertation entre les différents groupes socio-économiques concernés par l'eau va de soi, et la mise en place d'une voie concertée est actuellement la tendance la plus marquée de la gestion de l'eau.

Il n'est pas utile d'entrer dans le détail des structures possibles de concertation: elles sont aussi variables que les structures administratives des différents pays. Mais elles ont, ou devraient avoir, trois traits communs.

— Le premier est celui des participants à la concertation. On peut les ranger en trois groupes: le groupe des responsables politiques et institutionnels (décideurs), le groupe des professionnels de l'eau (distributeurs d'eau privés et publics, techniciens de l'eau des administrations), et le groupe des usagers (collectivités locales, groupements agricoles, piscicoles, industriels, associations de loisirs). Pour donner à la concertation la meilleure efficacité possible, il est souhaitable que les professionnels et les usagers participent aux choix politiques et économiques: l'OCDE note qu'"une tendance générale à l'ouverture se dessine à cet égard".

— Le second est celui du lieu privilégié de la concertation. Si elle est nécessaire au niveau national pour l'élaboration de la planification et des textes législatifs et réglementaires, si elle l'est au niveau local pour la résolution des problèmes quotidiens de gestion de l'eau, elle l'est encore plus au niveau régional. A ce sujet, la division du territoire national en bassins et sous-bassins hydrologiques présente sur la division administrative l'avantage que les participants à la concertation sont concernés par les mêmes ressources en eau: cela crée entre eux une solidarité de fait, et c'est un argument suffisant pour préconiser l'emploi du découpage en bassins naturels, pour la gestion régionale de

l'eau, chaque fois que cela a un sens et qu'il n'y a pas d'exigence supérieure, liée à la structure politique et administrative du pays, de procéder autrement.

— Le troisième est celui de l'objet de la concertation régionale: il s'agit en fait de la répartition actuelle et prospective des ressources et de la programmation (technique et financière) de la lutte contre la pollution. C'est à propos de ce dernier point qu'on constate une nette tendance à l'extension de la notion d'*objectifs de qualité*, puisqu'elle est introduit (ou en cours d'introduction) dans 11 des 19 pays qui ont contribué au présent rapport général.

Pourquoi cette extension? Nos connaissances en hydrologie sont actuellement insuffisantes en matière de répercussion sur le milieu récepteur des divers polluants que l'on y introduit. Si la concertation est nécessaire pour définir, actuellement et dans le futur, les usages de l'eau d'une rivière donnée tout au long de son cours, et donc la qualité minimale que cette eau doit avoir, elle l'est encore plus pour établir une chronologie de l'amélioration de la qualité actuelle, puisque cette augmentation suppose souvent de gros efforts financiers, et qu'on a du mal à établir un lien précis entre la réglementation des rejets et son effet sur le milieu naturel.

Cette difficulté est à l'origine de deux conceptions distinctes des objectifs de qualité. Ou bien on la tourne, et alors on définit des objectifs de qualité à terme plus ou moins lointain, qui consistent à peu près à supprimer toute pollution dans les milieux récepteurs: aux Etats-Unis, par exemple, le Congrès n'a pas retenu de politique d'objectifs et de normes de qualité précisément à cause de cette difficulté, et s'est fixé au contraire un objectif global de suppression de toute pollution pour 1985; avec des nuances, c'est aussi la voie que semblent suivre l'Allemagne Fédérale et les Pays-Bas. Ou bien on l'affronte, et alors on définit des objectifs de qualité moins sévères et à terme plus rapproché, avec le souci de suivre et d'analyser en permanence les répercussions sur les milieux récepteurs des décisions prises en matière de lutte contre la pollution, en corrigeant si nécessaire les utilisations prévues de la ressource. C'est en particulier la voie choisie par la France. L'une et l'autre ont des avantages et des inconvénients; mais la seconde, qui tient compte de la réalité telle qu'elle est, et qui permet le suivi de la lutte contre la pollution, nous semble incontestablement plus réaliste pour des pays aux moyens économiques limités, même si elle nécessite une vigilance plus grande et une concertation plus soutenue.

Les industries font figure d'accusés dans les débats qui tournent autour de la gestion des eaux, à cause de la pollution qu'elles rejettent, et aussi, quoique à un degré moindre, de la quantité d'eau qu'elles utilisent. A ce propos, une tendance actuelle est la perte de crédibilité des normes de consommation d'eau nécessaires à la fabrication des produits manufacturés: datant d'une époque de faible industrialisation et d'eau abondante, ces normes sont à juste titre battues en brèche. Les industriels sont amenés à prendre conscience que les restrictions sont à l'ordre du jour, et qu'elles sont possibles bien plus souvent qu'on ne croit (modification des procédés de fabrication, recyclage). De nombreux pays, dont l'Autriche, la France, la Grande-Bretagne, le Japon, l'Allemagne Fédérale, les Pays-Bas, la Suède, ont fait des expériences réussies de restriction draconienne de la quantité d'eau consommée et donc de la pollution rejetée. Certes, cela vaut surtout pour les établissements industriels de création récente; mais c'est précisément pour cela qu'il apparaît souhaitable que les pays en voie d'industrialisation s'inspirent de cette nouvelle tendance dans la planification de leurs ressources en eau, surtout là où elles sont rares.

Une des formes particulières de la concertation avec les industries est la mise en place de *contrats de*

branche, qui peuvent être conclus au niveau régional ou national: entre le gestionnaire de l'eau et les représentants d'une branche particulière de l'industrie est conclu un contrat aux termes duquel la branche s'engage, dans un délai déterminé, à limiter sa quantité d'eau prélevée ou sa pollution rejetée, en contrepartie d'avantages transitoires divers accordés par le gestionnaire (dérogation temporaire aux normes, allègement des redevances au niveau futur de la pollution, subventions ou prêts supplémentaires destinés aux changements de procédés ou à la construction d'équipements d'épuration, etc. . .). A titre d'exemple, les féculeries et les industries de la pâte à papier ont obtenu des contrats de branche aux Pays-Bas; les mêmes industries les ont obtenus en France, ainsi que diverses autres industries agro-alimentaires (sucreries, lavage des laines, distilleries). Dans la mesure où de tels contrats permettent de sensibiliser toute une profession aux problèmes de l'eau, il s'agit certainement d'une voie prometteuse.

1.5 Les distributions d'eau potable et la gestion des ressources

1.5.1 Place des distributions d'eau potable dans la gestion des ressources

Dans le domaine de concertation défini au paragraphe 1.4.3, les distributions d'eau potable occupent une place à part. De par leurs fonctions, elles se rattachent aux professionnels de l'eau. Mais elles font aussi partie des usagers, car elles ont une vocation évidente à être, en tout ou partie, les porte-parole des communautés locales qu'elles approvisionnent. D'autre part, elles constituent une branche industrielle spécialiste de l'eau qui se distingue des autres en ce qu'elle génère aucune pollution. Enfin, elles participent à la santé publique et au bien-être social, dont l'eau potable à suffisance constitue une condition indispensable.

Place à part, donc, à cause de l'étendue de leurs responsabilités. Mais paradoxalement, les distributeurs d'eau ne constituent pas, dans une région donnée, la catégorie d'utilisateurs la plus exigeante en qualité ni en quantité. Ils savent faire de l'eau potable avec de l'eau brute de qualité moyenne, et la pisciculture et la baignade sont beaucoup plus exigeantes dans le domaine de la qualité. D'autre part, sauf dans le cas des très grosses concentrations humaines, les besoins en eau potable sont habituellement bien inférieurs aux besoins en eau industrielle ou agricole.

A notre sens, ces conditions sont toutes favorables pour permettre aux distributions d'eau potable de jouer un rôle important dans la gestion de l'eau. Elles ont de grandes responsabilités et elles sont compétentes: leur avis a du poids. Et comme d'autre part, elles sont moins engagées que les autres partenaires de la concertation dans les problèmes à court terme, elles peuvent donner leur avis avec le recul nécessaire. Dans la gestion des ressources en eau, elles peuvent donc prendre en charge les préoccupations à long terme, la recherche de l'optimum économique et le souci de la plus large concertation.

1.5.2 Les perspectives à long terme

Engagés essentiellement dans la lutte contre la pollution, qui malgré ses réels succès dans de nombreux pays est loin d'être gagnée, les gestionnaires de l'eau risquent de perdre le souci du long terme. Le rôle des distributions d'eau doit être en ce domaine de rappeler que mieux vaut prévenir que guérir: toute mesure tendant à consommer moins d'eau et à ne générer aucune pollution est dans la droite ligne d'une saine gestion.

Les besoins en eau potable à long terme doivent

être le souci des distributeurs d'eau, non seulement en participant à leur évaluation, mais aussi en recherchant les moyens de les satisfaire. La priorité absolue reconnue à la satisfaction des besoins domestiques par rapport aux besoins agricoles ou industriels doit les inciter à cet égard à rechercher la sécurité maximale d'approvisionnement, d'abord en quantité (vérification de l'existence des ressources) et aussi en qualité: d'où la nécessité de rechercher et de proposer des mesures conservatoires tendant par exemple à écarter les implantations industrielles, susceptibles de générer des pollutions chroniques ou accidentelles (voir chapitre 3, paragraphe 3.2), des emplacements prévus pour les futurs captages d'alimentation en eau potable.

1.5.3 La recherche de l'optimum économique

Il n'a pas été beaucoup question de ressources souterraines dans le paragraphe 1.4 (si ce n'est dans les autorisations de prélèvement qui visent à protéger les aquifères contre les surexploitations), et la question des objectifs de qualité des eaux souterraines en est encore au stade de la réflexion préalable. Il faut dire que la proportion des ressources souterraines dans les ressources totales est extrêmement variable dans les pays qui ont participé au rapport: très minimes au Nigéria, en Irlande, en Afrique du Sud, au Portugal et même aux Pays-Bas, elles sont prépondérantes, du moins en ce qui concerne leur part dans la fourniture d'eau potable, en Allemagne Fédérale, en Autriche ou au Danemark.

Le rapport OCDE déjà cité écrit: "Dans la mesure où les ressources hydrauliques superficielles et les gîtes aquifères souterrains constituent des milieux en relation constante, une tendance générale d'uniformisation des lois et règlements tend à se développer, en considérant les eaux souterraines et superficielles comme un milieu unique". Ainsi que les progrès dans la réalimentation des nappes (voir chapitre 3, paragraphe 3.1) en apportent une preuve tangible, les distributeurs d'eau sont en effet convaincus de l'unicité du milieu hydrique, qui ne sont sans doute pas aussi rapides que le rapport le laisserait entendre.

On peut en voir une preuve dans l'aphorisme, cité dans plusieurs rapports nationaux, selon lequel les eaux souterraines doivent être réservées pour l'alimentation en eau potable. En vertu de quels principes? Cela n'est pas souvent dit. Le seul qu'on puisse invoquer de façon générale est celui de la moindre vulnérabilité des eaux souterraines aux pollutions de toute nature, et encore à condition de les protéger de façon efficace, à cause de la difficulté, voire de l'impossibilité d'éliminer ces pollutions lorsqu'elles sont apparues. Mais ce principe reste-t-il valable? On donne au chapitre 3 des exemples de pollution généralisée des nappes souterraines, dont la fréquence a malheureusement tendance à augmenter. D'autre part, on montre dans ce même chapitre que l'on connaît fort mal au plan théorique les phénomènes de transfert de polluants dans le sous-sol, aquifère ou non, et le manque de mesures et de données en ce domaine incite à se poser de graves questions en matière d'évolution qualitative des eaux souterraines dans un avenir proche.

En matière d'attribution de ressources en eau, une mutation est à opérer dans les habitudes de pensée. Du moment que les distributeurs d'eau savent faire de l'eau potable avec de l'eau superficielle, il ne doit pas y avoir de catégorie de ressource réservée à cet usage en vertu d'on ne sait quel a priori. Les politiques d'objectifs de qualité ayant défini dans une région donnée quelles eaux ont ou auront une qualité suffisante pour être transformées en eau potable, la voie économique doit reprendre ses droits: la solution à adopter doit être celle qui conduit à l'optimum économique au niveau des investissements et de l'exploitation, toute attribution de

ressources faite et compte dûment tenu du coût de la sécurité d'approvisionnement, éventuellement qualitative. Bien entendu, dans le cas des petites collectivités, cet optimum se traduira souvent par le choix de la nappe locale, mais cette coïncidence habituelle n'a aucune raison d'être transformée en loi générale.

On s'aperçoit d'ailleurs que tout n'est pas dit lorsqu'on a énoncé le principe de l'optimum économique, car il faut vérifier comment il est appliqué. La nécessité d'un traitement beaucoup plus poussé fait que le mètre-cube d'eau superficielle revient souvent plus cher que le mètre-cube d'eau souterraine en coût d'exploitation. Mais la comparaison économique exacte, au niveau de la communauté nationale ou même régionale, exige qu'on prenne en compte les coûts d'investissements, quelle que soit l'origine de leur financement. Trop souvent on annonce de bas prix de production de l'eau simplement parce que les subventions dont a bénéficié le distributeur n'ont pas été prises en compte dans l'établissement de ce prix.

1.5.4 Le souci de la concertation

Au contact des utilisateurs et de la gestion quotidienne de l'eau, au courant des problèmes à moyen terme d'exploitation des ressources, ayant le souci de satisfaire les besoins en eau potable à long terme, les distributeurs d'eau sont naturellement les pivots de la concertation. La sensibilisation de l'opinion publique aux problèmes de l'eau est, sinon une tendance, du moins un des traits saillants actuels de la gestion de l'eau, qui a incontestablement un côté bénéfique. Pour que les collectivités nationales en tirent le meilleur parti possible, les distributeurs doivent avoir le souci de participer à l'information exacte de l'opinion en ce domaine, en particulier en ramenant les problèmes à leur échelle réelle. Sans pour autant négliger l'utilisation des média, cela entraîne un effort d'information à l'échelon local.

L'importance prise par les phénomènes de pollution a évidemment nécessité qu'on s'en préoccupe à l'échelle de la région ou du bassin, où se discute aussi la répartition à long terme des ressources. Mais cela ne doit pas empêcher de voir que c'est principalement au niveau local que doivent se prendre les décisions relatives à l'eau. Il y a à cela une raison économique fondamentale: l'eau est—et restera—un produit relativement bon marché, qui comme tel se transporte mal. Il est frappant de constater le souci des responsables au plus haut niveau de prévoir les grands transferts d'eau d'une région à une autre, liés aux disparités de la répartition des ressources, et la rareté effective de ces grands transferts: En ce domaine, l'arbre ne doit pas cacher la forêt: les adductions courtes sont la règle beaucoup plus que l'exception, et l'optimisation économique, ainsi que la sécurité des approvisionnements, imposent qu'elles le restent le plus longtemps possible.

Chapitre 2

L'outil mathématique dans la gestion des ressources en eau

2.1 Liminaire

L'utilisation de l'outil mathématique dans la gestion des ressources en eau est désormais générale, et elle tend partout à s'accroître. La raison en est la rareté relative de l'eau et le développement de l'informatique: la nécessité d'une analyse plus poussée

et d'une synthèse plus complète des ressources en eau a conduit les organismes chargés de leur gestion à avoir de plus en plus recours à l'outil mathématique. Seuls échappent encore à cette tendance quelques pays très largement pourvus de ressources en eau, dans lesquels la demande en eau est assez uniformément répartie.

Mais cette tendance générale recouvre une grande diversité d'applications, dont le paragraphe suivant donne une idée. Cette diversité tient à la variété des ressources en eau dans les différents pays, en quantité et en mode d'existence, et aussi à leur passé historique et à leur organisation administrative. Bien que le terme d'outil mathématique, dans son sens le plus large, soit le seul qui convienne vraiment pour recouvrir l'ensemble des utilisations des mathématiques dans le domaine de l'eau, on utilisera désormais les termes de modèle mathématique ou de modélisation, utilisés par tous les rapporteurs nationaux. Les développements de ce chapitre permettront progressivement d'en préciser le sens.

2.2 Utilisation des modèles mathématiques dans les divers pays

2.2.1 En Afrique du Sud, des modèles sont utilisés concernant le développement des ressources, la gestion des barrages et des retenues d'étalement. Ce sont essentiellement des modèles quantitatifs d'eau superficielle (sur lesquels on revient au paragraphe 2.6), quelques modèles relatifs à des nappes de faible extension et concernant la pollution, une série de modèles qui simulent les variations de niveau et de salinité du système lac Ste-Lucie—estuaire et permettent d'apprécier de nombreuses propositions d'aménagements.

Un système complexe de modèles est nécessaire pour simuler la circulation de l'eau et des sels minéraux dans le Reef (Johannesburg) sur 26 000 km². Ces modèles actuellement mis en oeuvre ont pour objet de simuler les variations dans le temps de la qualité des débits en tout point du système d'alimentation et de drainage présentant un intérêt. Des modifications envisagées du système peuvent être testées avant leur mise en oeuvre.

Actuellement un modèle d'étude des accroissements des salinités liés à l'augmentation de l'irrigation dans la zone de l'Orange River Scheme est mis sur pied.

2.2.2 En Autriche, les modèles mathématiques sont utilisés principalement pour prédire la gestion optimale des grandes ressources d'eaux souterraines et étudier des problèmes de détail d'hydraulique des eaux souterraines.

Leur usage est limité à cause de la structure géologique du pays. De toute façon, il faut des données en assez grand nombre pour élaborer un modèle mathématique, et très souvent pour de petites surfaces les données sont suffisantes pour s'en passer.

2.2.3 En Belgique ont été réalisés, entre autres:

- un modèle hydrogéologique conceptuel à l'échelle journalière applicable à un bassin d'étendue moyenne (bassin de la Semois);
- un modèle qui permet de suivre les problèmes de pollution accidentelle ou non dans un réseau hydrographique et qui a fait l'objet d'application sur la Meuse;
- un modèle thermique de la Sambre et un modèle de mesure de dispersion.

2.2.4 Au Danemark, sont employées des méthodes

déterministes, stochastiques et d'optimisation. Pour certaines études, des modèles hydrogéologiques mathématiques se sont déjà montrés valables et indispensables pour la planification des ressources en eau.

Cependant, dans le Jutland du Sud, des doutes sont émis sur la capacité de bâtir des modèles mathématiques pour de grands changements dans l'intensité de la pollution d'un cours d'eau, car durant la période de calage il n'y avait que de faibles variations de la pollution. On a préféré baser les prévisions sur des "estimations intelligentes" avec l'appui de plusieurs années d'expérience sur le comportement du cours d'eau, que sur des modèles mathématiques dont les coûts de construction et de calage sont très élevés pour des systèmes compliqués de cours d'eau.

2.2.5 Il n'y a pas en Finlande de modèles importants de gestion des eaux. Quelques modèles s'attachent à différents types de sous-problèmes:

- contrôle d'un lac de barrage;
- modèle sur l'écologie de l'eau EPAECO (par US Environment Protection Agency). Ce modèle simule les changements dans l'écologie de l'eau avec les déversements de divers produits dans un lac;
- modèle de gestion des eaux pluviales. (Modèle EPA—Storm Water adapté à des zones urbanisées).

2.2.6 La France est l'un des tous premiers pays au monde où les modèles mathématiques ont été utilisés dès l'apparition de l'informatique. Ces modèles avaient été immédiatement précédés d'études par analogie électrique et les premiers modèles numériques de nappes ont été construits à la manière des modèles électriques; ils se sont développés sans recourir à la simulation hybride, compte tenu de la possibilité de disposer de gros ordinateurs.

Parmi les principales études de nappes faites à l'aide de modèles numériques et généralement citées en exemple dans la littérature internationale, rappelons celles relatives à la plaine du Rhin, le multicouche de la région aquitaine, le modèle de l'Albien du bassin de Paris, les modèles de la Crau, de la plaine du Rhône, etc. . . Récemment nous avons simulé avec le concours d'ARLAB, différents scénarios de réalimentation de notre champ captant d'Aubergenville dans la vallée de la Seine en aval de Paris. La méthode est parfaitement au point et la réalimentation peut être optimisée en fonction de l'hydraulicité considérée.

L'utilisation des modèles numériques a dépassé, depuis plusieurs années déjà en France, le cadre de la gestion des eaux souterraines ou celui de l'auto-épuration des rivières, pour s'intéresser à la gestion intégrée de toutes les ressources en eau d'un bassin. (Voir paragraphe 2.4.3).

Dans le domaine propre au distributeur d'eau, les modèles Hardy-Cross de réseaux sont naturellement très largement utilisés. Il nous paraît intéressant d'évoquer des recherches que nous menons actuellement sur l'optimisation économique des consignes de refoulement sur un réseau: il s'agit de la mise au point du programme de marche des stations de pompage, tenant compte d'une prévision de consommation quotidienne et fonction des contraintes de niveau d'exploitation des nappes.

2.2.7 En Allemagne Fédérale, de nombreux modèles hydro-économiques, de simulation de la quantité ou de la qualité ont été élaborés concernant les eaux superficielles et souterraines.

Les problèmes généraux traités sont, parmi les plus significatifs, la gestion d'un système de captage d'eaux souterraines, le développement de mesures spéciales de protection contre des substances nuisibles (gaz naturel, pétrole) en vue de l'extension d'un système de captages

en service, la simulation des écoulements non permanents dans un aquifère ou celle de la recharge naturelle d'un aquifère menacé par une intrusion saline.

Ont été traitées également, la gestion des eaux du lac de Constance, l'influence sur le bilan des eaux souterraines des aménagements envisagés pour l'agglomération de Munich, les relations entre les eaux souterraines et superficielles dans la baie de Breisgau.

Un modèle numérique de nappe est utilisé pour optimiser la gestion des eaux souterraines dans les environs de Hanovre. Pour cela un modèle de circulation des eaux dans un aquifère multicouche a été inclus dans un modèle d'optimisation.

2.2.8 En Grande-Bretagne, les modèles mathématiques sont utilisés largement afin d'optimiser la gestion des ressources du point de vue de la qualité, de la quantité et de l'évaluation économique. En termes généraux, les modèles quantitatifs démontrent leur exactitude et leur fiabilité et la confiance s'accroît dans les modèles qualitatifs.

Dans la liste du rapporteur national, on rencontre:

- de nombreux modèles d'optimisation ou de simulation qui caractérisent l'exploitation de systèmes de barrages—réservoirs en termes de quantité, de qualité et de capacité d'écrêtement des crues;
- concernant la lutte contre la pollution, plusieurs modèles qui déterminent le débit minimal admissible dans les fleuves, et dans ce cas, les ressources disponibles; certains servent de support à l'élaboration des autorisations de déversement d'effluents dans les fleuves, et plus particulièrement de produits chlorés. Egalement, des modèles de développement de la qualité de l'eau par la planification du traitement des effluents et du contrôle des pompages, étudiant les implications des déversements d'eaux usées ou d'effluents industriels dans un estuaire et dans un port;
- des modèles économiques permettant de faire le choix d'un programme de développement des ressources, d'évaluer le coût de plusieurs options et d'établir une base de répartition des frais;
- un modèle couplé d'utilisation des eaux superficielles et des eaux souterraines (Anglian Water Authority);
- des modèles régionaux d'utilisation des eaux souterraines, et en particulier du gîte crayeux des South Downs menacé par l'intrusion marine.

2.2.9 En Irlande, les modèles mathématiques n'ont pas beaucoup été utilisés jusqu'ici étant donnée l'abondance des ressources par rapport à la demande, mais ils sont amenés à se développer dans l'avenir à des fins de planification et d'optimisation.

2.2.10 Au Japon, le gouvernement et les préfectures développent plusieurs types de modèles pour utiliser effectivement les ressources.

Dans le cas de la rivière Tone et de ses barrages, il s'agit d'améliorer la gestion des rivières dans le haut bassin versant et celle des estuaires équipés de barrages. Les données des pluviomètres étant jugées insuffisantes pour une telle gestion, on détecte la pluie par un radar météorologique. Cependant, la fiabilité et le calage du système ne sont pas encore assurés.

Dans le haut bassin de la Tone, où il y a plusieurs barrages pour l'écrêtement des crues, il s'agit de contrôler à court terme et à long terme l'ensemble des débits par une utilisation efficace des barrages.

Il existe également des modèles de gestion pour les services d'eaux. Ceux-ci doivent permettre d'optimiser le réseau complexe de distribution, de la source jusqu'au robinet. Ces outils de gestion sont nécessaires et les

problèmes d'utilisation causés par le manque d'expérience devraient se résoudre dans le proche avenir.

2.2.11 Aux Pays-Bas, ont été développés de très nombreux modèles harmonisés en un ensemble de modèles de gestion sur lequel on revient au paragraphe 2.4. Certains de ces modèles concernent les écoulements (permanents et transitoires) dans des aquifères bi—ou multicouche—prenant éventuellement en compte l'écoulement superficiel (modèles couplés).

2.2.12 Au Nigéria, grâce à un modèle d'écoulement (adaptation du modèle d'écoulement de l'Université de Standford) on a pu optimiser des données limitées des pluviomètres. Il existe également des modèles d'évaluation et d'optimisation des projets d'aménagements.

2.2.13 Au Portugal, une étude dans la péninsule de Setúbal doit commencer en 1978 et déboucher sur la modélisation des aquifères de cette région, avec le concours de l'UNESCO et de l'UNOP.

2.2.14 Parmi les modèles utilisés en Espagne, un ensemble sert au traitement des données hydro-météorologiques journalières. Et, outre deux modèles servant à la régulation successive des apports superficiels, l'exploitation des systèmes de réservoirs ou la simulation des crues, il en existe pour l'exploitation du Canal d'Isabelle II à Madrid, de la Llobregat à Barcelone et du Canal de l'Ebre.

Il existe également une série de modèles hydrogéologiques de simulation des écoulements dans des aquifères complexes.

2.2.15 En Suède, depuis 1972, est engagé le développement d'un modèle d'écoulement adapté aux prévisions opérationnelles et aux conditions climatiques propres à la Scandinavie. Les données concernent les processus hydrologiques fondamentaux: précipitations, températures de l'air, conditions d'enneigement, humidité du sol, génération de l'écoulement.

La régulation des eaux utilise un modèle pour organiser le développement de l'énergie hydro-électrique et en particulier pour décider de la capacité des barrages. Sur la base de données hydrogéologiques, des conditions établies et de normes d'évaluation, il analyse un projet du point de vue hydrogéologique et économique et ses conséquences sur les autres projets existants ou envisagés. Il prévoit également les conséquences hydrogéologiques sur les autres parties du cours d'eau où des intérêts opposés se manifestent.

Un autre modèle se base sur une méthode d'optimisation stochastique des lâchures dans un système hydroélectrique comprenant plusieurs barrages.

Le rapporteur suédois cite trois modèles traitant de problèmes de pollution:

- gestion de la qualité des eaux du fleuve Rönne;
- effet de la charge de phosphore sur l'eutrophisation du lac Mälaren;
- planification de mesures pour la protection de la qualité des eaux de deux lacs eutrophisés (Mälaren et Hjälmaren).

Concernant les problèmes de la gestion des eaux, un modèle décrit des méthodes d'analyse des systèmes.

2.2.16 La diversité et l'étendue des modèles utilisés aux Etats-Unis ne permettent pas d'en faire un inventaire détaillé.

Les techniques de modélisation se généralisent et s'améliorent rapidement. On utilise des modèles de simulation et d'optimisation pour la planification, pour

les projets d'aménagements et pour leur fonctionnement, pour la gestion des eaux pluviales, pour le développement des eaux superficielles et des systèmes d'aquifères.

Un exemple de l'utilisation de ces modèles est donné au paragraphe 2.4 (Texas Water Plan).

2.2.17 Différents modèles mathématiques sont utilisés en URSS pour la description de presque tous les problèmes dans le domaine de la gestion des ressources hydrauliques:

- modèle de simulation (ex.: processus de mélange et de dilution des eaux résiduaires dans les fleuves et les réservoirs);
- modèles statistiques (ex.: définition du débit minimal d'un fleuve et de sa fréquence);
- modèles d'optimisation (programmation linéaire, non linéaire, dynamique, etc. . .). Ces modèles sont utilisés lors de l'établissement des plans de gestion et de développement optimal des ressources en eau.

2.2.18 L'énumération qui précède reprend en partie les exemples donnés par les rapporteurs nationaux. Bien entendu, l'utilisation des modèles mathématiques, en particulier des modèles quantitatifs et des modèles d'optimisation, déborde largement le cadre des pays qui ont contribué au présent rapport. Nous avons eu connaissance des exemples suivants, pour certains desquels nous avons fait les études correspondantes:

- En Algérie: le modèle de la nappe de l'oued Rhir;
- En Côte d'Ivoire: le modèle de la nappe d'Abidjan;
- Au Maroc: le modèle de la nappe du Charf el Akab (près de Tanger);
- En Algérie-Tunisie: le modèle de la nappe saharienne du continental intercalaire;
- Au Gabon: le modèle de la nappe des sables de la Pointe Denis;
- Au Niger, au Nigéria, au Cameroun et au Tchad: le modèle des aquifères du bassin du lac Tchad;
- En Iran: les modèles des nappes de la région en bordure de la mer Caspienne et le modèle des aquifères de la zone de Téhéran;
- En Tunisie: le modèle de la plaine de Kairouan;
- En Turquie: le modèle de la nappe de l'Ergène;
- les modèles hydrologiques de plusieurs grands bassins fluviaux, parmi lesquels le Sebou-Ouerrha au Maroc, le Nil et le Mékong.

2.3 Classement proposé des divers modèles mathématiques

On peut dire qu'une caractéristique commune à la quasitotalité des modèles utilisés en gestion des ressources est de simuler (ou de prévoir) les transferts d'eau en masse entre les différentes parties du système physique modélisé. Il peut s'agir d'eaux superficielles (précipitations, évapotranspiration, écoulements dans le système hydrographique), ou d'eaux souterraines (infiltration, circulation de l'eau dans un aquifère ou entre plusieurs aquifères superposés, pompages ou réalimentation), ou éventuellement des deux à la fois (modèles couplés). Tous sont de ce point de vue des "modèles quantitatifs", et on réservera ce terme à ceux des modèles qui ne font rien d'autre que de simuler les transferts d'eau.

Par "modèles d'optimisation", on entendra les modèles qui sont capables en plus de prendre en compte les aspects économiques de la gestion de la ressource, et qu'on utilise de préférence pour optimiser cette gestion.

Par "modèles qualitatifs", on entendra les modèles qui en tenant compte des transferts d'eau cherchent à prévoir l'évolution de la qualité de l'eau au cours de son trajet dans le système physique modélisé. On désignera

aussi sous ce vocable les modèles qui cherchent à décrire le transfert des polluants de toute nature dans les nappes aquifères.

Enfin, on réservera le terme de "modèles structuraux" aux modèles qui cherchent à prendre en compte, sur de vastes superficies, à l'échelle d'une région ou d'un pays entier, la plupart des aspects quantitatifs, qualitatifs et économiques du cycle de l'eau.

Ce faisant, on exclut de ce classement, ainsi qu'on les a exclues de l'énumération du paragraphe précédent, deux catégories de modèles:

- les modèles structuraux purement descriptifs ou logiques, qui visent seulement à mettre en lumière les différentes interactions de l'eau et de ses utilisations avec les autres secteurs de l'activité socio-économique, sans chercher à quantifier ces interactions (ce ne sont pas de véritables modèles mathématiques);
- les modèles utilisés pour simuler (ou optimiser) le fonctionnement des réseaux de distribution (méthode de Hardy-Cross) ou des réseaux d'assainissement, car ils n'ont pas trait directement aux ressources en eau; leur usage est d'ailleurs universel, et cela n'aurait pas d'intérêt immédiat de les étudier dans ce chapitre.

2.4 Modèles structuraux

La complexité de ces modèles fait que leur utilisation opérationnelle dans le domaine des ressources en eau est encore rare; parmi celles parvenues à la connaissance du rapporteur général, on peut citer celles du Texas Water Plan aux Etats-Unis, de la planification de la gestion de l'eau aux Pays-Bas, et de la gestion intégrée des ressources en eau au niveau du bassin Seine-Normandie en France.

2.4.1 Le Texas Water Plan est décrit dans le rapport "la gestion de l'eau aux Etats-Unis", qui fait partie d'une série de huit rapports préparés en 1976 dans le cadre de l'OCDE, sous le titre général "Les Instruments Politiques et Economiques de la Gestion de l'Eau". La nécessité d'une recherche à long terme pour l'alimentation en eau du Texas rend probables l'"importation" d'eau extérieure et la construction d'un système très élaboré d'interconnexion et de distribution. Cette demande en eau est essentiellement de nature agricole, mais tient compte aussi des besoins domestiques et industriels. Les coûts très élevés de systèmes de grande envergure imposaient une étude très serrée d'optimisation économique. La méthodologie repose sur l'interaction d'un modèle de demande avec un modèle de simulation-optimisation d'un système de bassins multiples en lesquels se répartit l'ensemble des ressources en eau, et elle prend en compte la sélection des sites possibles pour les divers ouvrages, et le calendrier de leur réalisation.

2.4.2 Aux Pays-Bas, contraints par leur géographie particulière à une gestion rigoureuse de leurs ressources en eau, la planification de cette gestion est élaborée à plusieurs niveaux (local, régional, national) en même temps que par secteurs concernés (distribution d'eau potable et industrielle, agriculture, navigation). La coordination nécessaire incombe aux autorités centrales dans le cadre d'une planification intégrée; l'augmentation de la demande et l'orientation nouvelle vers une politique de la qualité rendent nécessaire le développement de stratégies de contrôle intégral de l'eau.

Le modèle général, en cours de développement (dénommé PAWN), prend en compte les modèles des éléments fournisseurs et consommateurs de ressources,

reliés par des modèles de distribution. Le résultat de l'analyse faite par chaque modèle est une estimation des effets d'une stratégie ou d'une combinaison de tactiques, résultat qui peut être introduit comme donnée dans un autre modèle.

D'une façon générale, la méthodologie consiste en une approche des systèmes physiques ou économiques par des modèles associés. Le but n'est pas de parvenir à des modèles intégrés de systèmes à grand échelle, mais d'utiliser harmonieusement tout un ensemble de sous-modèles; car les sous-optimisations régionales ou sectorielles peuvent aboutir à des résultats différents de ceux de l'analyse de la politique globale. Bien entendu, au niveau régional, la planification s'élabore en plusieurs phases à partir des modèles concernant les données naturelles (précipitations, ressources en eau), sectorielles (système de transfert d'eau, épuration), sociales (population, exigences de l'environnement), économiques (besoins en eau agricoles et industriels).

2.4.3 En France, l'expérience des modèles structuraux est différente de celle des Pays-Bas, en ce sens qu'elle est plus tournée vers la prospective à long terme que vers la gestion proprement dite. L'exemple le plus représentatif de cette expérience est celui du modèle construit et exploité par la Société ARLAB pour l'Agence Financière de Bassin Seine-Normandie. Ce modèle constitue le développement d'un modèle antérieur moins élaboré, appliqué à l'ensemble de la France dans le cadre d'une étude générale demandée par la CEE.

Son objet peut se résumer ainsi: si la démographie, l'économie, la protection de l'environnement, les techniques s'orientent dans tel ou tel sens, quelles sont les conséquences qui surgiraient pour l'eau, à quelle échéance, pour quelles raisons, et quels seraient les différents moyens qui pourraient être utilisés pour surmonter les difficultés.

La première partie de l'étude a consisté à mettre au point les schémas de simulation et à déterminer les constantes nécessaires pour faire fonctionner le modèle et être capable de reconstituer une situation connue. A partir de l'année 1971, on réalise un calcul pour l'année 1974 et on compare l'évolution des rivières à celle qu'on connaît.

On connaît assez bien l'évolution du parc de stations d'épuration et de barrages jusqu'à 1980. Il n'est donc pas nécessaire, pour ces années, d'utiliser les stratégies de mise en place des stations d'épuration et des barrages réservoirs.

Pour les années ultérieures, en revanche, le modèle ne peut être utilisé qu'en prévision. Ces prévisions nécessitent différentes entrées issues de scénarios économiques, démographiques, technologiques, établies par ailleurs. On évalue ensuite les conséquences d'un tel scénario au niveau de la satisfaction des besoins en eau en qualité et quantité. Pour pouvoir réaliser ces tâches avec autant de souplesse que possible, le modèle est conçu de manière à pouvoir modifier la totalité des coefficients numériques qui y figurent. Seule la logique de calcul et de simulation ne peut être modifiée de manière simple. On peut donc utiliser le modèle aussi bien dans un but de programmation globale à l'échelle du bassin pour mettre rapidement en évidence les problèmes importants, que dans un but d'analyse à l'échelle d'un sous-bassin de différentes mesures destinées à résoudre des problèmes d'alimentation ou de pollution. Il était fondamental de concevoir ce modèle de manière à bien montrer les liaisons très nombreuses entre les différents aspects d'une politique de l'eau à l'échelle d'un bassin.

Sur le plan méthodologie, les solutions du problème posé sont donc obtenues en considérant des objectifs clairs et des stratégies optionnelles, sans avoir recours à l'optimisation; cet outil ne prétend donc pas choisir une

politique: il permet seulement de prévoir les conséquences d'une politique choisie.

2.5 Modèles d'optimisation

Les modèles d'optimisation, que certains rapporteurs nationaux appellent modèles hydro-économiques, forment une famille intermédiaire et assez hétérogène de modèles. Ils sont moins diversifiés et élaborés que les modèles structuraux; ils sont techniquement moins précis que les meilleurs modèles quantitatifs, mais ils sont capables de faire plus que la simple simulation technique des systèmes de ressources, en permettant de définir leur aménagement optimal.

Ce dernier terme est lui-même susceptible d'acceptions d'étendues différentes. Il peut s'agir simplement d'une utilisation optimale de la ressource: les modèles techniques de simulation du comportement des nappes ou des réseaux hydrographiques sont généralement capables de définir le mode de gestion de la ressource qui utilise l'eau au maximum. Il peut s'agir d'une optimisation des dépenses d'investissement et de fonctionnement de diverses alternatives d'aménagement d'une ou plusieurs ressources pour satisfaire un besoin en eau déterminé. Au niveau le plus haut, il peut s'agir de la prise en compte de toutes les répercussions (coûts, inconvénients et avantages pour l'environnement et les divers secteurs de la vie socio-économique) de ces alternatives: la difficulté majeure réside alors dans la quantification de ces inconvénients et avantages, et la fiabilité du modèle peut s'en ressentir.

La distinction entre modèles quantitatifs et modèles d'optimisation est davantage dans les résultats que le gestionnaire attend du modèle, que dans le principe de la modélisation, qui reste le même dans les deux cas. Peut-on transformer un modèle quantitatif en modèle d'optimisation? Oui, en théorie, mais en pratique il faut signaler que l'optimisation impose souvent des contraintes absentes de la simulation, en raison des algorithmes utilisés. Si on peut optimiser n'importe quel petit système (nombre restreint de variables et de relations), on ne pourra optimiser de grands systèmes que s'ils sont linéaires. De plus, si la simulation est aveugle par rapport aux objectifs du gestionnaire, son usage est plus léger, moins coûteux en temps de calcul que celui de l'optimisation.

Il y a là une contradiction que l'on surmonte généralement par l'utilisation successive, à des niveaux différents, de l'optimisation et de la simulation sur un modèle simplifié (modèle de sélection): on demandera à l'optimisation de rechercher les grandes lignes de solutions satisfaisantes. Sur un modèle plus fin, on demandera à la simulation de préciser ces solutions.

Sans les avoir désignés expressément comme tels, les rapports nationaux indiquent que l'utilisation des modèles aux fins d'optimisation des systèmes et des équipements est générale. Le seul à s'être un peu plus étendu à leur sujet est le rapporteur espagnol, qui a employé le terme "hydro-économique" et qui l'a associé à l'évolution économique des projets hydrauliques (et en particulier des projets d'irrigation): un modèle d'utilisation générale permet, en systématisant la méthodologie et le calcul des évaluations, de faire face aux demandes suivantes:

- faire les analyses avantages—coûts à des niveaux de décomposition assez précis;
- considérer un grand nombre d'hypothèses variantes pour les calculs de sensibilité;
- remettre à jour périodiquement l'évaluation d'un nombre considérable de projets;
- en irrigation, assigner les quantités d'eau à chaque agriculteur;
- en démarche prospective, étudier les relations entre

un ensemble d'indicateurs, caractérisant un système économique régional, et un groupe de paramètres relatifs à la gestion des ressources en eau (en application aux Îles Canaries).

2.6 Modèles quantitatifs d'hydrologie de surface

Tout au début, on peut citer les techniques stochastiques qui permettent de générer des chroniques de pluviosité, de durée aussi longue que l'on veut (50 ans et plus), grâce auxquelles on supplée au manque de données d'observation. Le procédé vaut surtout pour les pays vastes et peu peuplés, ou les pays en voie de développement.

Dans le cycle de l'eau, viennent ensuite les modèles pluie-débit, dont le but est de corrélérer la pluviosité et l'écoulement superficiel qui en résulte, en prenant en compte la taille, la forme et le relief du bassin versant, les facteurs climatiques, la nature géologique et la couverture végétale du sol. Ces modèles sont bien connus et d'usage général, et de nombreuses études ont été faites sur leur fiabilité; il en ressort qu'ils sont d'autant plus fiables que le bassin versant étudié est plus homogène, ce qui dans la pratique privilégie les bassins de petites dimensions. Mais la prévision des étiages au moyen de ces modèles reste difficile.

L'Afrique du Sud cite l'usage conjoint de ces deux types de modèles pour générer des séries de débits de rivières de longue durée, plutôt que d'essayer d'extrapoler directement les courtes séquences de débits mesurés. Malgré la présence d'un modèle intermédiaire (modèle pluie-débit), cette manière d'opérer se justifie par le fait que la pluviosité est un phénomène naturel plus facile à modéliser que l'écoulement des rivières.

Pour pallier l'insuffisance de densité des postes météorologiques classiques, trois pays au moins, le Japon, l'Afrique de Sud et la France, utilisent les radars. Dans ces deux derniers pays, l'emploi des radars (et aussi des pluviographes et des limnigraphes) permet de caler en vraie grandeur les hydrogrammes de crues calculés au moyen des modèles pluie-débit.

Au stade suivant, on trouve les modèles permettant de simuler l'écoulement dans les systèmes de rivières naturels, avec interposition éventuelle des ouvrages d'aménagement existants ou prévus (barrages d'accumulation, prises et rejets en rivières, canaux de dérivation ou de transfert entre bassins). Ces modèles sont susceptibles d'optimiser les utilisations de l'eau et le dimensionnement des ouvrages non encore construits, en fonction de tout ou partie des critères énumérés dans le paragraphe 2.5. Entre autres exemples, ils ont été très utilisés par "Electricité de France".

Une caractéristique commune aux modèles d'hydrologie de surface est qu'ils sont tous capables de simuler des écoulements, sinon transitoires, du moins non permanents. Le caractère transitoire n'est vraiment très marqué que pour les modèles d'assainissement pluvial transformant un orage donné en un hydrogramme de crue bien délimité dans le temps. Mais les modèles pluie-débit ou les modèles de simulation d'écoulement, qui travaillent avec un pas de temps déterminé (variable d'une journée jusqu'à un mois), prennent nécessairement en compte les variations de débit intervenant sur une durée supérieure à leur pas de temps.

2.7 Modélisation des nappes et gites aquifères

2.7.1 Définition générale des modèles quantitatifs

La définition des modèles que l'on donne ci-après s'applique aussi aux modèles d'hydrologie de surface

dont on vient de parler. On a préféré la rappeler en tête de ce paragraphe parce que c'est précisément en hydrologie qu'il faut éviter les abus de langage, et qu'il faut rester au niveau de rigueur de la technique mathématique employée dans ces modèles. Construire un modèle numérique d'une unité hydrologique consiste d'une part, à identifier des grandeurs dans le système physique et à leur associer des variables dans le modèle, d'autre part, à identifier des relations physiques entre les grandeurs du système physique et à leur associer des relations mathématiques entre les variables dans le modèle.

Le modèle est donc au départ une image mathématique du système physique modélisé, image forcément déformée, peu ou prou, pour des raisons sur lesquelles on reviendra au paragraphe 2.9.

2.7.2 Extension de l'utilisation des modèles de nappes

L'usage des simulations du comportement des nappes date d'environ 10 ans, et les rapports nationaux montrent que leur extension est loin d'atteindre celle des modèles d'eau de surface. La différence de complexité entre les uns et les autres explique aisément ces deux faits: à la différence des modèles d'eau de surface, qui sont unidimensionnels (un réseau hydrographique peut toujours être représenté par une arborescence dont il suffit de numéroter correctement les noeuds), les modèles hydrogéologiques sont au minimum bidimensionnels, et prennent en compte les trois dimensions de l'espace lorsqu'il s'agit de simuler le comportement d'un système aquifère à plusieurs couches. En sus de la France, seuls six rapports nationaux font état de l'expérience accumulée dans les modèles de nappes, et apparemment quatre pays seulement signalent ou décrivent la mise sur pied de modèles multicouches.

2.7.3 Types de modèles

La variété des modèles se manifeste d'abord par l'échelle à laquelle on travaille, elle-même fonction bien entendu du problème posé.

Elle se manifeste aussi par la prise en compte de variables d'état et de variables de décision qui serviront selon le cas à faire des simulations ou à rechercher une optimisation.

Une troisième distinction entre les modèles hydrogéologiques, plus technique, est celle établie entre les modèles utilisables en régime permanent seulement (par exemple prévision de la piézométrie d'une nappe pour un régime de pompage non encore réalisé, mais supposé constant), et ceux qui sont susceptibles de décrire dans le temps les régimes transitoires (transition entre deux régimes de pompage, par exemple).

Enfin une quatrième distinction, de caractère encore plus technique, tient au procédé de discrétisation utilisé pour simuler la réalité physique continue en un modèle mathématique formé nécessairement d'éléments discontinus. Ces deux procédés sont connus respectivement sous les noms d'"éléments finis" (très utilisé aux Pays-Bas) et de "différences finies" (très utilisé en France). Le second a l'avantage d'être plus souple dans l'exécution des calculs et d'accepter plus facilement l'hétérogénéité de la répartition spatiale des données d'observation (modèles à différences finies à mailles carrées de taille variable).

Si dans un modèle multicouche on considère que la couche supérieure est constituée par l'écoulement hydraulique superficiel, on obtient ce que les spécialistes appellent un "modèle couplé" (France, Grande-Bretagne, Pays-Bas, Suède). En fait, ces modèles sont d'un maniement très délicat et leur principal intérêt est qu'ils permettent de faire rapidement, et à peu de frais semble-t-il, l'inventaire préalable des écoulements à

l'aide des données dont on dispose, avant de mettre en oeuvre le recueil de nouvelles données: ils sont donc plus particulièrement indiqués dans les pays en voie de développement où les données existantes sont rares.

2.8 Modèles qualitatifs

De nombreux rapporteurs nationaux (10) font état des expériences de leur pays en matière de modèles susceptibles de simuler et de prédire l'évolution de la qualité des eaux superficielles. Parmi ces expériences, on peut citer:

- les modèles hydrodispersifs, les modèles d'étude de pollution accidentelle (testés dans le cas de la Meuse), en Belgique;
- les modèles d'eutrophisation des retenues de barrages, les modèles de propagation du sel dans les cours inférieurs des fleuves (Guadalquivir), les modèles bi-dimensionnels de diffusion thermique, le modèle de simulation de la pollution dans l'estuaire de Bilbao, en Espagne;
- les modèles d'évolution thermique des cours d'eau (bassins de la Seine et de la Loire), les modèles d'auto-épuration des rivières (bassin de la Seine), les modèles de gestion de la qualité des cours d'eau (définition de la pollution admissible en vue d'un objectif de qualité donné), les modèles d'eutrophisation des lacs (Annecy) et des retenues de barrage (Génissiat), les modèles de dispersion des eaux usées en golfes ou en estuaires, en France;
- les modèles de gestion de la qualité des rivières (Rönne), et de la qualité des lacs en danger d'eutrophisation (Mälaren, Hjälmaren), en Suède;

En matière de qualité des eaux souterraines, les expériences relatées dans les rapports nationaux sont bien plus rares. On peut seulement citer, en Espagne, un modèle de simulation des polluants dans les aquifères; en France, le modèle établi pour l'étude de la qualité des eaux de la nappe alluviale du Rhône (Est de Lyon), et le modèle de la plaine d'Alsace, et dans divers pays, les modèles de type hydrodispersif utilisés pour simuler le comportement des polluants dans les nappes (voir chapitre 3, paragraphe 3.3).

A notre sens, cet éventail de modèles qualitatifs révèle bien davantage l'ampleur actuelle de la recherche que son aboutissement. Car force est de dire qu'à l'heure présente, et pour certaines raisons fondamentales sur lesquelles on revient ci-après, la prédiction de l'évolution de la qualité des eaux au moyen de modèles est encore très aléatoire. Pour dire les choses crûment, le seul paramètre dont on sache prévoir l'évolution est la DBO₅, et encore dans les seules eaux de surface. Des études faites sur certains polluants, tel le cadmium, montrent qu'on connaît encore très mal les multiples interactions qu'ils peuvent avoir avec les divers composants du milieu aquatique superficiel. Pour les eaux souterraines, les problèmes, quoique de nature différente, sont tout aussi ardues comme on l'explique au chapitre 3, paragraphe 3.3.5. Il est hors de doute que de gros efforts de recherche et de mise au point sont nécessaires pour mettre les modèles qualitatifs au niveau de fiabilité des modèles quantitatifs. Certains rapporteurs nationaux s'en sont fait l'écho, tel celui du Danemark à propos des études menées dans le Sud du Jutland.

2.9 Fiabilité des modèles mathématiques

Lorsqu'on cherche à remplacer la réalité physique par une image abstraite, on introduit fatalement des distorsions. Le problème de la fiabilité des modèles mathématiques est donc posé dès le départ.

- Les distorsions peuvent avoir trois origines:
- l'impropriété de la formulation mathématique utilisée pour décrire la réalité étudiée;
 - l'image forcément discontinue utilisée pour représenter une réalité forcément continue;
 - l'imprécision ou le manque de cohérence des données de base.

L'impropriété de la formulation mathématique est sans doute le défaut le plus grave, en ce qu'il traduit le manque de connaissance du phénomène réel. Un modèle qui est défectueux sur ce point-là est en fait un modèle qui reproduit la réalité de façon si déformée que l'intervalle de confiance des solutions proposées atteint une ouverture qui vide de sens le résultat: si le modèle tombe juste, c'est par un heureux concours de circonstances impossible à provoquer volontairement. Beaucoup de modèles qualitatifs actuels sont affligés de ce défaut: en écoulement superficiel, on ne sait pas encore comment la plupart des polluants évoluent dans le milieu; en écoulement souterrain, on constate qu'il ne suffit pas de connaître (donc de savoir modéliser) "in vitro" les phénomènes de dispersion, de diffusion et d'échange avec les composants du sol, pour les connaître "in situ", car l'hétérogénéité du terrain naturel est d'autant moins reproductible en laboratoire que l'échelle des phénomènes est plus grande (voir chapitre 3, paragraphe 3.3.5).

Les modèles quantitatifs hydrogéologiques sont moins critiquables à propos de l'impropriété de la formulation mathématique, et sont de ce fait beaucoup plus faibles, encore que les simplifications abusives (non prise en compte de la composante verticale des écoulements souterrains par exemple) aboutissent à une impropriété de cette nature. Par contre, ils souffrent systématiquement de l'erreur introduite par la discrétisation de la réalité continue. Cette erreur est évidemment d'autant plus faible que le nombre de mailles est plus grand; mais en pratique, il n'est jamais possible d'augmenter le nombre de mailles à l'infini, d'abord pour ne pas trop accroître le coût du modèle, ensuite parce que cela n'a plus de sens d'avoir un modèle beaucoup plus différencié que les données dont on dispose. A ce point de vue, les modèles à maille carrée de surface variable présentent un intérêt certain.

La limitation de la surface hydrogéologique modélisée pose un constant problème, qui tient à la fois au manque de données de base (souvent plus rares sur le contour de la surface modélisée, puisque c'est le centre de cette surface qui polarise l'intérêt de l'étude), et à la discrétisation du modèle. Il ne suffit pas d'estimer correctement les conditions aux limites (débits et niveaux piézométriques), il faut encore que ces limites aient un sens hydrogéologique réel; on retrouve là l'intérêt des modèles à maille variable, qui permettent d'atteindre ces limites avec très peu de grandes mailles.

Enfin, il y a les données de base. Un modèle mathématique permet de mettre sous forme plus immédiatement intelligible les données dont on dispose déjà, mais ne permet pas de les inventer. Ces données sont le plus souvent concentrées là où se concentre l'intérêt économique, et elles sont moins abondantes ailleurs: d'où le risque, signalé plus haut, de rétrécir indûment le système physique modélisé à sa seule zone bien connue, risque qu'on peut diminuer en associant le géologue à l'informaticien dans la construction du modèle.

Si les données de base sont suffisamment denses, il n'y a pas de problème autre que technique pour ajuster les paramètres du modèle (pour les modèles hydrogéologiques, on peut améliorer la qualité de cet ajustement grâce au krigeage, qui permet de déterminer l'intervalle de confiance de la détermination des paramètres). Si elles ne le sont pas, ce qui est le cas le plus général, on estime les paramètres, par approxi-

mations successives, de façon à ce que le modèle soit capable de reproduire correctement un état historiquement connu du système modélisé: c'est ce qu'on appelle le calage. Bien entendu, ce n'est pas parce qu'on a pu reproduire un état donné du système physique qu'on a la garantie que le modèle prévoiera correctement un état futur non encore connu, car la qualité des données de base est en cause; et d'autre part, une des lacunes de la modélisation actuelle est qu'elle n'est pas capable de quantifier l'incertitude en prévision qu'engendre l'incertitude sur les paramètres ajustés. En outre, pour les aquifères dont on envisage un pompage accru, la baisse envisagée des niveaux piézométriques est de nature à induire des modifications dans les paramètres décrivant le milieu souterrain (variation de la transmissivité, de la porosité efficace, des flux de drainage, de l'infiltration efficace), qu'on ne sait pas toujours prévoir. L'amélioration de la connaissance des milieux souterrains est encore nécessaire.

Tous les écueils qu'on vient de citer à propos des modèles depuis le début de ce paragraphe pourraient faire douter de leur possibilité d'utilisation; ce serait à tort, car ils ont prouvé leur utilité depuis longtemps, et tout est de savoir correctement s'en servir.

Concernant les données, ce qui importe le plus n'est pas d'en avoir le maximum au départ, car avant que le modèle ait été construit, on ne peut pas apprécier correctement leur valeur relative, et l'accumulation peut dissimuler la redondance. On peut construire un modèle avec relativement peu de données, à condition de donner comme premier but à la modélisation de déterminer de quels types de données supplémentaires elle aura besoin pour que la fiabilité soit améliorée. C'est en cela qu'un modèle est un moyen de rationaliser la conduite d'une étude, et à ce niveau, la concertation entre le mathématicien et l'hydraulicien (ou l'hydrogéologue) est indispensable.

Ce qui est vrai de l'objet du modèle, l'est aussi de l'échelle à laquelle on travaille. La diversité dont on a donné de multiples exemples dans ce qui précède, ne doit pas masquer l'unité dans la démarche générale de la modélisation, quels que soient les buts ou les ordres de grandeur. La règle générale est qu'un modèle doit être adapté au problème posé et au moment où il se pose; il ne doit pas être conçu comme une synthèse perfectionnée de données dont on a recherché la cohérence, mais comme un moyen de rationaliser la conduite d'une étude, puis de constituer un instrument de prévision, dont l'adéquation à la réalité doit être constamment améliorée.

2.10 Place des modèles dans la gestion concertée des ressources

Dans la plupart des pays, on est passé de l'inventaire des ressources hydrauliques—lequel consistait surtout à analyser en détail les captages d'une région déterminée—à l'évaluation des ressources hydrauliques sur de grands territoires. Les diverses banques de données ont été progressivement coordonnées et répertoriées. Des modèles de représentation des nappes souterraines ont été construits, en France, pour la plupart des grands aquifères: nappe de l'Albien du Bassin de Paris, aquifère d'Aquitaine et de Midi-Pyrénées, nappes de l'Alsace, de Lorraine, des Vosges, du Nord de la France. Si les années 60 ont été celles de la maturation de la connaissance, les années 70 ont été celles de la synthèse. Après la construction des grands modèles des systèmes aquifères, ou bien celle des modèles de ressources locales, sont apparus des modèles d'ensemble de la gestion des ressources en eau souterraine et superficielle, en quantité et qualité. Ces modèles, forcément schématiques, ont été complétés

par la mise en route de modèles plus complexes, concernant soit la pollution des nappes et des rivières, soit le couplage des eaux souterraines et des eaux de surface.

Les modèles sont représentatifs de l'époque à laquelle ils sont construits. On peut dire que ceux des années 60 ont été destinés à fournir aux gestionnaires des ressources des moyens de décider, puis de contrôler: le contrôle est inséparable de la prévision des effets des décisions prises. Il évolue dans deux directions complémentaires:

- la première est un contrôle de plus en plus précis, par l'administration, de ce qui concerne la sécurité de la ressource (qualité, quantité);
- la seconde, qui concerne la gestion, est de plus en plus celle de la concertation et de la participation des usagers à l'élaboration des critères de choix à l'échelle régionale;

Ce n'est pas par hasard si les études, reflet des préoccupations, sont passées du terrain aux modèles de quantité, dans les années 60, puis de qualité, puisque les modèles se sont mis à incorporer les nappes et les eaux de surface dans des ensembles plus vastes, cherchant à représenter l'économie, la démographie, le coût de l'approvisionnement et de la protection de l'environnement. Le modèle ARLAB décrit au paragraphe 2.4.3 est un bon exemple de cette évolution.

Chapitre 3

Gestion des ressources souterraines

3.1 Liminaire

Il s'agit ici de gestion technique, puisque les problèmes généraux de la gestion socio-économique des ressources en eau ont été examinés dans le premier chapitre. D'autre part, au niveau de cette gestion technique on a vu au chapitre précédent le rôle que pouvait jouer l'outil mathématique.

La question posée dans ce chapitre est la suivante: comment tirer le meilleur parti possible d'une ressource en eau souterraine que l'on connaît. La réponse immédiate, et qui fut la seule envisageable pendant longtemps, est qu'il faut exploiter cette ressource à son débit maximal: entendons par débit maximal le débit moyen annuel—dans certains cas interannuel—qui permet à la ressource de se renouveler sans s'épuiser et sans que la qualité de l'eau baisse irréversiblement en dessous d'un seuil minimal. En règle générale, toute surexploitation entraîne une baisse de qualité, et c'est surtout vrai pour les nappes en bordure de mers ou de lacs salés, dont la surexploitation a détérioré la qualité pour longtemps à cause de l'invasion d'eau salée sous-jacente qu'elle a entraînée.

D'un point de vue quantitatif, lorsque l'on sollicite une nappe par des pompages, le bilan comporte trois termes de flux qui peuvent être positifs ou négatifs:

- un terme toujours positif: l'infiltration efficace essentiellement apportée par les pluies de saison humide;
- un terme toujours négatif: les prélèvements dans la nappe;
- un terme qui peut être positif ou négatif: les échanges avec les cours d'eau voisins, et les aquifères associés.

L'exploitant a peu de moyens d'action sur ces termes. Il n'est pas maître de la pluviométrie, il n'est pas

maître des prélèvements dans la nappe qui doivent suivre, si ce n'est instantanément, du moins au jour le jour, les consommations d'eau. Il n'est guère maître des échanges avec les cours d'eau superficiels; tout au plus peut-il déformer la surface piézométrique de la nappe pour solliciter plus ou moins l'alimentation induite à partir des rivières voisines, mais cette possibilité relève d'une conception initiale du champ captant et non d'une action à un instant donné de son exploitation.

Tant que les prélèvements restent faibles par rapport à l'excédent mobilisable de l'alimentation naturelle de la nappe, il n'y a évidemment pas de problème quantitatif. Mais les exemples commencent à être nombreux de nappes exploitées au voisinage du maximum de cet excédent mobilisable; d'autre part, pour les nappes alluviales de faible étendue et de faible stockage, les aléas du climat retentissent sur leur alimentation naturelle, et les périodes de sécheresse diminuent leurs ressources précisément au moment où elles sont le plus nécessaires, et où les besoins tendent à être temporairement majorés.

D'un point de vue qualitatif, et bien que les exploitants aient appris à fabriquer de l'eau potable à partir d'eau superficielle de qualité moyenne, il subsiste toujours une tendance—à égalité de coût économique—à réserver l'eau souterraine aux usages les plus nobles, au premier chef desquels l'alimentation humaine. Car il reste vrai en général, malgré de notables exceptions à cette règle dans de nombreux pays, que la qualité des eaux souterraines est plus élevée et plus constante que celle des eaux superficielles courantes. Et d'autre part, il est vrai partout que les eaux souterraines sont moins immédiatement vulnérables aux pollutions accidentelles, ce qui donne à l'exploitant une sécurité plus grande sur la garantie de qualité du produit qu'il distribue. Mais la contrepartie de ces conditions naturelles est que la pollution de l'eau souterraine est beaucoup plus durable que celle d'un cours d'eau, ou même en général que celle d'un lac, et qu'elle n'est pas à l'abri d'un certain effet cumulatif, en cas d'invasion chronique ou d'invasion accidentelle répétée de la plupart des substances polluantes.

La seule correction possible au déséquilibre quantitatif—permanent ou temporaire—du bilan d'une nappe, est la réalimentation artificielle. Notons au passage que l'expression "réalimentation artificielle" d'usage courant en plusieurs langues, n'est pas très bien adaptée. La réalimentation en question n'a rien d'artificiel: lorsqu'on met en oeuvre cette technique, on ne fait rien d'autre que ce que fait le cycle naturel de l'eau; à l'exception de quelques nappes fossiles, non réalimentées, toutes les nappes reçoivent leur eau des précipitations ou des lacs et cours d'eau. Et cette eau venue de l'atmosphère, directement ou via les eaux de surface, est toujours différente, par ses qualités chimiques et biologiques, de celle des nappes dans laquelle elle pénètre. L'artifice réside seulement dans le fait que l'homme renforce cette alimentation naturelle par des ouvrages techniques ad hoc, qui comportent éventuellement une étape de traitement pour corriger des différences de qualité par trop flagrantes entre l'eau in situ et l'eau de réalimentation.

Quant aux déséquilibres qualitatifs qui apparaissent, ou sont susceptibles d'apparaître, dans les eaux souterraines, force nous est de constater qu'actuellement on ne sait pas faire grand'chose pour les éliminer une fois qu'on les a laissés apparaître. Tout au plus commençons-nous à savoir comment les contenir. C'est tout le problème, de plus en plus aigu, de la pollution des nappes qui est ainsi posé. C'est pourquoi il est apparu utile d'exposer les recherches menées sur cette question dans les différents pays; c'est l'objet du 3ème paragraphe de ce chapitre, après un paragraphe destiné à faire le point de la réalimentation artificielle.

3.2 La réalimentation artificielle

3.2.1 Extension actuelle de cette technique

L'opération qui consiste à faire s'infiltrer de l'eau dans le sol, à travers des ouvrages spécialement construits ou aménagés pour cet usage, est vieille de plusieurs siècles, et les exemples de réalisations sont très nombreux. Il ne saurait s'agir ici de les citer tous, d'autant que toutes ces réalisations ne répondent pas à la définition de la réalimentation artificielle donnée implicitement au paragraphe précédent, et qu'on peut expliciter ainsi: opération qui a pour but, en infiltrant de l'eau superficielle dans un aquifère, de corriger en tout ou partie le déséquilibre quantitatif ou qualitatif de son bilan hydrogéologique, afin d'améliorer la quantité ou la qualité des ressources qu'on y prélève aux diverses fins des activités humaines utilisatrices d'eau.

a) D'après les rapports nationaux, et selon diverses publications sur le sujet (voir index bibliographique), on peut dresser une première liste, concernant des réalimentations en fonctionnement au stade industriel:

— En **Finlande**, les systèmes d'alimentation en eau de 7 municipalités utilisent la réalimentation artificielle.

— En **France**, la réalimentation artificielle est pratiquée à l'échelle industrielle à Dunkerque, où la capacité de réalimentation est de 7 hm³/an, et à Croissy-sur-Seine (Ouest de Paris), où cette capacité est d'environ 30 hm³/an. Dans les deux cas l'aquifère est constitué par la craie sénonienne, et la réalimentation s'effectue au moyen de bassins aménagés dans les alluvions sablo-graveleuses qui recouvrent la craie; l'eau de réalimentation est de l'eau de rivière de qualité médiocre, qui subit un traitement de clarification et de filtration avant entrée dans les bassins (voir paragraphe 3.2.4).

— En **République Fédérale d'Allemagne**, la réalimentation est pratiquée à Dortmund dans la Ruhr, où la distribution d'eau doit satisfaire la demande de 5 millions de personnes et d'une industrie très développée (voir paragraphe 3.2.4).

— En **Grande-Bretagne**, la plus grande installation est celle de la basse vallée de la Lee, à l'Ouest de Londres, qui infiltre de l'eau traitée dans la craie et les sables sous les argiles de Londres. 66 000 m³/jour sont ainsi disponibles pour la distribution d'eau, soit 70 % du débit infiltré.

— Au **Maroc**, pour l'alimentation de la ville de Tanger, une station traite les eaux de l'oued M'Harhar; l'eau d'injection prélevée à la sortie de cette station est stockée dans une structure "piège" en forme de cuvette, constitué de terrains calcaires et greso-sableux du Pliocène (nappe du Charf el Akab).

Le volume infiltré est de 1 hm³/an en moyenne.

— En **Israël**, l'eau infiltrée a plusieurs origines:

- pour les bassins, les brusques crues d'oueds intermittents et l'eau des barrages-réservoirs dans les montagnes calcaires;
- pour les puits d'injection, les eaux souterraines et également les eaux du lac de Tibériade.

La réalimentation par forages est la plus employée et utilise comme réservoir le Cénomaniens-Turonien (dolomie et calcaires karstiques, contenant des intercalations de craie et d'argile).

Une étude effectuée à l'aide d'un simulateur a montré que le volume annuel d'injection ne pouvait dépasser 150 hm³.

— En plusieurs points de la cote des **Pays-Bas**, les nappes des dunes sont alimentées artificiellement à partir d'eaux de surface amenées parfois de très loin. C'est le cas de l'aménagement d'Amsterdam, qui peut recevoir jusqu'à 1,5 m³/s d'eau du Rhin après un transport par conduite de 53 km (voir paragraphe 3.2.4).

— En **Pologne**, 4 stations de réalimentation sont en service.

— En **Suède**, dans tous les cas, l'alimentation artificielle intéresse des graviers et des sables déposés par des torrents sous-glaciaires. Dans ces dépôts appelés "eskers" on infiltre de l'eau de lac ou de rivière de bonne qualité. En 1976, 155 hm³ d'eau de surface ont été ainsi réinfiltrés, dont 123 hm³ après traitement.

— En **Suisse**, à Muttentz, pour l'alimentation de la ville de Bâle, on exploite la nappe de la Hard en augmentant considérablement ses ressources par infiltration d'eau du Rhin. La formation aquifère est constituée d'alluvions du Rhin reposant sur le Muschelkalk fissuré.

La capacité annuelle d'infiltration est de 65 hm³.

— En **URSS**, plus de 20 installations sont en service.

— Aux **USA**, à Long Island (New York), deux sources d'alimentation approvisionnent les bassins d'infiltration: les eaux de ruissellement (débit infiltré: 400 000 m³/j) et les rejets industriels (principalement eaux de refroidissement—débit infiltré: 120 000 m³/j). Plus de 1000 puits réinjectent en moyenne 200 000 m³/j (chiffre de 1956) d'eaux utilisées à 90% au refroidissement et à la climatisation.

La réinjection est effectuée dans l'aquifère superficiel (Pléistocène et Récent), mais cette alimentation artificielle (comme l'alimentation naturelle) s'opère aussi au profit des nappes sous-jacentes (Pléistocène et Crétacé) par le jeu de la drainance.

b) Toujours selon les mêmes sources, on peut dresser une seconde liste concernant des réalimentations en cours d'étude ou d'expérimentation.

— En **Afrique du Sud**, une station expérimentale est en service aux environs du Cap. On essaie de créer une ressource substantielle d'eau souterraine en infiltrant, sur une grande zone sableuse, dénommée "Cape Flats", des effluents domestiques après traitement.

— En **Autriche**, des expérimentations sont en cours.

— En **Belgique**, des projets de réalimentations artificielles sont à l'étude: dans la nappe du Tournaisien, dans la Campine anversoise (Grobendonk), à Louvain-la-Neuve, et au Sart Tilman, où il s'agit de restituer à la nappe les eaux pluviales interceptées par les bâtiments, routes, etc. . .

— Au **Danemark**, une station pilote est envisagée dans un avenir proche.

— En **France**, de nombreuses expérimentations sont menées. On a notamment effectué un essai de réalimentation de la nappe profonde de l'Albien, suivi d'un essai de repompage, au cours des années 1973 et 1974.

— En **Grande-Bretagne**, des essais sont pratiqués dans une station pilote à Hardham, dans le West Sussex. Il s'agit de la recharge de l'aquifère des Sables Verts Inférieurs par des puits à partir d'eau traitée. On envisage également des essais d'infiltration dans des bassins.

Dans la Severn-Trent Authority, l'infiltration d'eau du fleuve Severn après traitement permet, entre autres, de contrôler la tendance à l'augmentation des teneurs en nitrates dans les eaux souterraines.

— Au **Japon**, une vingtaine de stations expérimentales de réalimentation ont été installées.

— Aux **Pays-Bas**, des expériences sont en cours depuis plusieurs années avec de l'eau de surface traitée et des puits d'infiltration, mais elles sont difficiles, et un traitement poussé est nécessaire pour prévenir un colmatage rapide.

— En **Espagne**, des installations associées au système d'approvisionnement en eau à Barcelone utilisent la réalimentation artificielle, et parmi les

installations expérimentales, on peut citer celle appelée "El Boqueron", dans la haute Segura, mise en service par l'Instituto de Reforma y Desarrolo Agrario (Iryda).

— Aux **USA**, à Manhattan Beach (Californie), l'eau amenée par conduite du Colorado est infiltrée des graviers sableux de plus de 70 m d'épaisseur sous des sables de dunes et une couche d'argile d'une dizaine de mètres, maintenant la nappe captive, dans le but de repousser l'invasion saline. 4,5 millions m³ ont été injectés en 1959.

— Enfin d'autres expériences de réalimentation ont eu lieu ou sont envisagées à Malte, au Sénégal (nappe des sables de Dakar), en Côte d'Ivoire (région côtière d'Abidjan), etc. . .

3.2.2 Finalités de la réalimentation artificielle

En Europe Occidentale, au cours des derniers mois, on a beaucoup parlé de réalimentation artificielle à l'occasion de diverses manifestations. On a pu y remarquer que dans les diverses communications deux conceptions de la réalimentation s'y font jour:

— l'une la présente comme un moyen d'accroître les ressources en eau souterraines,

— l'autre la considère comme une étape, plus ou moins suffisante en elle-même du traitement et du stockage de l'eau superficielle de réalimentation.

En fait, il s'agit de deux aspects inséparables et complémentaires d'une même réalité: dans l'opération qui consiste à prendre de l'eau superficielle et à l'infiltrer de force dans un réservoir souterrain, il y a obligatoirement un traitement, plus ou moins poussé, de l'eau superficielle, et un accroissement, plus ou moins important, de la masse d'eau souterraine au lieu d'infiltration. D'une façon plus précise, on peut dire que l'intérêt d'une réalimentation artificielle est une fonction des deux variables quantité et qualité de la ressource souterraine réalimentée, et on cherche généralement à optimiser cette fonction par rapport à une seule des variables, en se contentant de fixer des contraintes pour l'autre.

Le plus souvent, mais ce n'est pas toujours le cas, c'est la quantité qui est retenue comme variable principale, et on impose à la qualité de l'eau de réalimentation la contrainte d'être suffisamment homogène avec celle de l'eau préexistant dans la nappe (eau in situ). La majorité des rapports nationaux mettent l'accent sur la quantité, et les exemples qui suivent, tirés de ces rapports et de l'expérience du rapporteur général, ont pour but d'illustrer différents aspects de cette tendance.

— En **Afrique du Sud**, on envisage de réalimenter un aquifère sableux au moyen d'eau usée épurée: le but avoué est de créer une ressource en eau supplémentaire; et l'étude d'un traitement particulièrement poussé avant la réinfiltration, liée à la nature de l'eau réinfiltrée, montre qu'on ne cherche pas à trop se reposer sur le pouvoir épurateur de l'aquifère.

— En **Belgique**, des ouvrages de réalimentation en cours d'expérimentation ont pour but d'infiltrer dans la nappe les eaux de pluie ruisselées sur les surfaces rendues imperméables par l'urbanisation. Il s'agit donc, dans l'esprit du début de ce chapitre, de rectifier le bilan de la nappe en lui restituant la part de son alimentation naturelle dont l'urbanisation croissant l'avait privée en la détournant vers le réseau hydrographique. Bien que ce soit le seul exemple de cette nature cité dans les rapports nationaux, on peut prévoir que ce type de réalimentation est appelé à se développer, surtout dans les pays où se rencontrent des conurbations très étendues implantées en tout ou partie sur des terrains aquifères.

D'ailleurs, la réalimentation pratiquée à l'échelle industrielle à Long Island, près de New York, en est une illustration, puisque une grande partie des 500 000 m³/j

réinfiltrés dans l'aquifère superficiel provient d'eau de ruissellement.

— En France, les deux principales réalimentations artificielles qui fonctionnent à échelle industrielle, celle de Croissy-sur-Seine (30 hm³/an) et celle de Dunkerque (7 hm³ en 1976), ont pour but principal de supprimer le déséquilibre quantitatif du bilan des aquifères locaux.

— En Suède, la plupart des installations de réalimentation, à partir d'eau de rivières ou de lacs, ont pour objet l'accroissement des ressources souterraines (qui couvrent la moitié des besoins en eau potable du pays).

— En Finlande, la réalimentation artificielle n'atteint pas une extension identique à celle de la Suède, mais elle y a les mêmes caractères: on l'utilise surtout pour accroître les ressources souterraines à partir des eaux de surface, le plus souvent sans prétraitement intermédiaire.

— Les rapports polonais et soviétique ne donnent pas de détails sur les stations de réalimentation en service dans ces pays, mais indiquent clairement que l'accroissement des ressources souterraines est le premier objectif visé.

Le rapporteur soviétique a résumé de façon très claire les finalités de la grande majorité des installations de réalimentation. Voici ce qu'il écrit:

“La création de stations de réalimentation artificielle des nappes souterraines permet:

“—d'augmenter la productivité de la nappe aquifère

“ dont les alimentations naturelles en eaux souterraines sont insuffisantes;

“—d'augmenter la productivité de la prise d'eau existante;

“—grâce au mélange des eaux souterraines avec les

“ eaux infiltrées, de diminuer les teneurs en sels

“ (dureté, fluorures, fer) et en autres composants

“ des eaux souterraines, ou d'obtenir que ces

“ teneurs soient conformes aux normes exigées;

“—d'empêcher l'épuisement de la nappe aquifère et

“ la pénétration à l'intérieur de cette nappe des eaux

“ salées maritimes ou des eaux ayant de fortes

“ teneurs en matières minérales.”

On serait tenté d'ajouter: “. . . et en matières organiques”, car la réalimentation peut aussi contre-carrer l'infiltration d'eau d'une rivière polluée dans sa nappe alluviale, ou tout au moins diluer cette infiltration indésirable et en réduire les effets, parmi lesquels la hausse des teneurs en ammoniac.

Il est significatif de remarquer que dans tout ce qui précède il n'est pas question du rôle de réservoir d'eau joué par l'aquifère souterrain réalimenté. Cette apparente omission s'explique sans peine: dire que la réalimentation permet au premier chef d'accroître les ressources souterraines sous-entend ipso facto que l'accroissement de ressources bénéficie, au même titre que les ressources souterraines “naturelles”, des possibilités de stockage de l'aquifère dans lequel elles vont séjourner. Ces possibilités diffèrent selon les caractéristiques de l'aquifère, et il peut arriver que leur importance soit fondamentale, comme en France à Croissy-sur-Seine (voir paragraphe 3.2.4).

En revanche, il faut souligner que rares sont les cas où la réalimentation est conçue comme un moyen d'optimiser la capacité de réserve saisonnière nécessaire à la satisfaction des besoins. C'est ce que fait la SLEE à Dunkerque (France) où la réalimentation artificielle de la nappe de la craie a pour objet de compléter l'infiltration efficace parfois insuffisante au regard des pompes selon les aléas du climat.

3.2.3 La réalimentation artificielle vue sous l'angle de la qualité des eaux

On vient de voir que les rapporteurs nationaux ont

mis l'accent sur l'aspect quantitatif de la réalimentation, et en particulier pour les installations qui fonctionnent à échelle industrielle. Mais les questions relatives à la qualité des eaux de réalimentation et des eaux in situ restent fondamentales, et une tendance générale manifestée dans l'ensemble des rapports indique l'importance relative plus grande de l'aspect qualitatif dans les recherches en cours ou dans les installations en expérimentation. Il faut voir là sans doute la préoccupation sur la réalimentation artificielle des préoccupations actuelles relatives à la qualité de l'eau.

Quest-ce qui distingue, le plus souvent, l'eau souterraine de l'eau superficielle? Sa moindre turbidité, sa meilleure qualité bactériologique, sa moindre teneur en matières organiques, sa moindre vulnérabilité aux pollutions accidentelles, et, sauf dans les pays équatoriaux ou tropicaux, sa température plus constante. Tous ces avantages ne rendent évidemment pas l'eau superficielle inapte à devenir de l'eau potable, et une des convictions des distributeurs d'eau, sur laquelle on a insisté au chapitre 1, est que la distinction superficielle—souterraine a une importance mineure dans le choix de la ressource pour l'alimentation humaine. Cependant, deux aspects de la question sont à retenir en matière de réalimentation.

Le premier aspect se rattache à celui de la réalimentation considérée comme un traitement de l'eau superficielle, et à celui de l'aquifère considéré comme un réservoir de stockage. Si une pollution massive et accidentelle apparaît dans la rivière où est prise l'eau de réalimentation, il suffit d'arrêter la prise d'eau jusqu'à ce que le “nuage” de pollution soit passé; le volant d'eau stockée dans l'aquifère permet de maintenir le débit des captages d'eau souterraine, et aucune conséquence ne s'ensuit pour la distribution d'eau potable, alors que ce n'aurait pas été le cas si l'eau de la rivière alimentait directement, après traitement, cette distribution. Cet aspect “sécurité” de la réalimentation n'est pas très important à Dortmund dans la Ruhr, à cause de la faible capacité de l'aquifère rechargé; il l'est beaucoup plus à Amsterdam ou à Croissy-sur-Seine.

Le second aspect est celui de l'influence de la qualité (le mot est pris dans son sens général) de l'eau de réalimentation sur les ouvrages d'infiltration et sur la qualité de l'eau in situ. A ce sujet, le rapporteur soviétique écrit:

“La qualité de l'eau d'infiltration doit répondre à des exigences déterminées qui tiennent compte de l'influence de certains paramètres sur le fonctionnement des ouvrages d'infiltration et sur la qualité du mélange des eaux en fonction des conditions hydrogéologiques locales”.

Il est clair en effet que tout est cas d'espèce, et que chaque pays peut reprendre cette prescription à son compte en fonction de ses problèmes propres. Les prétraitements que l'on fait éventuellement subir à l'eau de réalimentation ont pour but de prévenir, soit le colmatage trop rapide des ouvrages de réalimentation, soit une possible baisse de la qualité de l'eau in situ, soit les deux à la fois.

A la différence du colmatage (sur lequel on revient au paragraphe 3.2.5), il ne semble pas que les réalisations expérimentales ou industrielles aient posé beaucoup de problèmes quant à la qualité de l'eau in situ. Les exemples sont nombreux au contraire d'un accroissement de qualité de l'eau souterraine dû à la réalimentation. C'est le cas en particulier pour toutes les nappes en bordure de mer ou de lac salé; la réalimentation, en élevant leur niveau piézométrique, permet de limiter ou même de supprimer les mouvements de l'interface et les apports de sel. C'est le cas aussi des nappes alluviales fortement exploitées, lorsque la rivière d'accompagnement, de qualité

médiocre, s'infiltrer de façon trop constante dans la nappe à cause de la baisse du niveau piézométrique. Et d'autre part, il apparaît que lorsque l'ouvrage d'infiltration est un bassin de vaste étendue, largement ouvert sur l'atmosphère, le temps de séjour de l'eau en bassin avant infiltration est un facteur largement bénéfique sur la qualité de l'eau.

En Suède, on a beaucoup étudié les effets de la réalimentation artificielle—opérée le plus souvent au moyen de bassins—sur la qualité de l'eau de la nappe. Le résultat global de ces études est qu'au bout de 100 jours de temps de séjour dans le milieu aquifère, l'eau de réalimentation acquiert pratiquement toutes les qualités de l'eau souterraine. Le prétraitement qu'elle subit en général avant infiltration n'a d'autre but que de diminuer le colmatage des ouvrages, car on choisit de l'eau superficielle de lacs ou de rivières de bonne qualité. On constate aussi un effet bénéfique sur les sels totaux dissous, dont les eaux superficielles sont en général moins chargées que les eaux souterraines.

3.2.4 Trois exemples de réalimentation artificielle en Europe Occidentale

a) Jusqu'en 1935, à Dortmund (République Fédérale d'Allemagne), les ressources de la nappe alluviale de la Ruhr étaient exploitées au moyen de pompes qui sollicitaient en outre, par infiltration à travers les berges, les eaux de la rivière (réalimentation induite).

Le système de captage comportait un drain parallèle au cours d'eau, situé à une distance de 50 m, et placé sur le substratum imperméable de la couche alluvionnaire graveleuse.

La baisse de la qualité de la Ruhr d'une part, le colmatage progressif des berges d'autre part, ont imposé une modification du principe d'exploitation.

Des bassins d'infiltration ont été aménagés sur 2 lignes parallèles au drain, à 50 m au moins de celui-ci, du côté opposé à la Ruhr. Une des séries de bassins fonctionne pendant que l'on entretient l'autre. Le débit pompé annuellement est de 100 hm³ (environ 3 m³/s).

b) L'aménagement d'Amsterdam (Pays-Bas), créé en 1957 dans les dunes au Sud de Zandvoort, utilise la formation aquifère, constituée des sables supérieurs holocènes, contenant une nappe libre à 40 mg/l de Cl, et des sables inférieurs, pléistocènes, ayant une puissance de 140 m et renfermant une nappe artésienne d'eau douce.

Les eaux infiltrées proviennent principalement du Rhin. Ces eaux sont assez fortement chargées en chlorures; leur infiltration après traitement complet (floculation-décantation et filtration) permet:

- d'améliorer leur qualité par épuration naturelle;
- d'obtenir, par mélange avec l'eau du site, un produit final dont la teneur en chlorures est inférieure à 150 mg/l;
- d'enrayer l'avancée du biseau salé vers l'intérieur des terres.

L'eau d'alimentation est transportée jusqu'à un système de canaux de réinfiltration peu profonds. Ces canaux sont distants de 200 m, longs d'environ 300 m et larges de quelques mètres. Le captage est assuré par des drains horizontaux situés entre les canaux à une profondeur de 5 m sous le niveau de l'eau. La durée du trajet souterrain de l'eau infiltrée est approximativement de 2 mois.

Par ailleurs, des canaux à l'air libre déjà existants ont été transformés en canaux de stockage d'eau douce (10 millions de m³). Ce stock permet de réagir aux variations de la charge en chlorures des eaux provenant du Rhin.

La capacité potentielle d'injection à Zandvoort est de 70 millions de m³ par an (environ 2 m³/s).

c) A Croissy-sur-Seine (Ouest de Paris, France), la réalimentation de l'aquifère crayeux a été rendue nécessaire dans les années 60 par suite de la baisse du niveau de la nappe, elle-même liée à l'accroissement des prélèvements et à la diminution de son alimentation naturelle par suite de l'urbanisation et de l'imperméabilisation croissante de sa zone d'alimentation. D'autre part, la baisse de niveau avait entraîné un accroissement, au moins en valeur relative, d'une "réalimentation induite" de la Seine à travers les vases désoxygénés de son lit, d'où avait résulté une baisse sensible de la qualité de l'eau de la nappe (accroissement des teneurs en ammoniac et en fer).

Devant cette situation, la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage (SLEE), principal utilisateur de la nappe de Croissy, décida de mettre en oeuvre une réalimentation artificielle de cette nappe, et les premiers essais eurent lieu en 1956. Au tout début, l'eau de Seine était amenée sans traitement préalable dans les bassins d'infiltration: si l'effet sur le niveau de la nappe fut immédiat et prometteur, l'effet sur les qualités chimiques de l'eau de nappe fut beaucoup moins net, et la médiocre qualité de l'eau de Seine à Croissy eut pour résultat un rapide colmatage des bassins.

La SLEE décida alors de traiter l'eau de Seine, et la mise en service de la station eut lieu en 1962. Cette station fut progressivement agrandie et complétée jusqu'à permettre le traitement de 100 000 m³/j d'eau de Seine par floculation-décantation, filtration et aération. L'eau traitée est envoyée dans des bassins d'infiltration d'une superficie totale de l'ordre de 10 ha, creusés dans les alluvions sablo-graveleuses qui surmontent la craie.

L'expérience montre que les processus biologiques naturels se développent dans les bassins (apparition et développement du plancton, empoisonnement) et jusqu'à présent l'exploitant leur a laissé libre cours, à cause de leur influence très bénéfique sur la qualité de l'eau. Si on compare l'eau en fond de bassin à l'eau entrante, on constate que la teneur en oxygène atteint la saturation, que la teneur en matières organiques baisse sensiblement, que les coliformes sont détruits à 90% (ceux qui restent en fond de bassin disparaissent après un parcours de quelques mètres dans le gîte aquifère crayeux). Si on compare l'eau in situ à l'eau entrante, on constate en outre que 30% de l'azote total disparaissent (l'ammoniac qui rest présent dans la nappe provient de la percolation d'eau de Seine à travers son lit).

Il se forme au fond des bassins un film biologique colmatant, qui impose en exploitation normale un nettoyage annuel des bassins. Ce nettoyage est pratiqué en été, saison où la qualité de l'eau de Seine est la moins bonne et où la mise à sec des bassins est la plus facile. C'est aussi la saison où les besoins en eau et les pompes en nappe sont les plus importants, mais la grande capacité de stockage de l'aquifère élimine cet inconvénient en temps normal. Cependant, au cours de l'été 1976, marqué par une sécheresse exceptionnelle, la SLEE a maintenu la réalimentation.

On pourrait dire dans ces conditions que la réalimentation de Croissy constitue un traitement complet d'une eau superficielle médiocre, que les procédés classiques ne permettraient pas d'obtenir. Cela est vrai en un sens, mais cela ne tient pas compte de l'existence antérieure de puits et de forages dans le gîte aquifère de Croissy, dont le rendement avait très fortement décliné par suite de l'accroissement des pompes et de la baisse consécutive du niveau piézométrique. D'autre part, le gîte ainsi réalimenté constitue une réserve considérable d'eau de bonne qualité—d'eau souterraine pour tout dire—qui permet de s'affranchir de la prise et du traitement d'eau de Seine pendant plusieurs mois par an si nécessaire, en particulier pendant toute période où cette eau est

chroniquement ou accidentellement trop polluée pour être transformée en eau potable. Au total, cet exemple illustre très bien les diverses finalités énoncées par le rapporteur soviétique et rappelées au paragraphe 3.2.2.

3.2.5 Problèmes de colmatage des ouvrages de réalimentation

Parmi les 12 pays cités au paragraphe 3.2.1 où la réalimentation est pratiquée à l'échelle industrielle,

- un seul ne fait état que de puits d'infiltration,
- deux utilisent des puits et forages aussi bien que des tranchées et bassins,
- huit ne font état que de tranchées et bassins d'infiltration.

Cette disproportion est significative. L'avantage évident des bassins et tranchées, auquel sans doute les expériences d'Europe Occidentale (France, République Fédérale d'Allemagne, Pays-Bas, Suède, Suisse) doivent leur succès, est que le colmatage y est relégué au second plan: l'accessibilité des ouvrages permet de les nettoyer sans difficulté particulière (on a même tenté de mécaniser ce nettoyage), et toute la question est, comme on l'a vu pour Croissy, d'éviter que les nettoyages ne deviennent trop fréquents. Le prétraitement, d'usage général (sauf dans quelques installations suédoises) a pour but de diminuer cette fréquence.

Les tranchées et bassins ont l'inconvénient d'occuper une grande surface au sol et de créer une déperdition d'eau par évaporation (sauf à Tanger au Maroc), et surtout ils ne peuvent être utilisés que pour réalimenter des nappes libres ou des aquifères proches du niveau du sol. Dans les cas d'aquifères profonds captifs, les puits et forages sont indispensables, et le problème de leur colmatage se pose dans toute son acuité.

La difficulté de la prévention du colmatage tient à la complexité du phénomène, où qu'il se produise (il est probablement le plus complexe dans les ouvrages ouverts à l'air libre, où il est le moins grave). Ce qu'on peut sans doute en dire de façon générale, pour les puits et forages, c'est qu'il est la résultante d'une réaction bio-chimique entre l'eau entrante et l'eau in situ (toujours différentes l'une de l'autre, quoi qu'on fasse), que les matériaux ambiants (parois des ouvrages, massifs filtrants, terrains aquifères) peuvent favoriser ou inhiber. Il est probable que le plus souvent les phénomènes biologiques sont prépondérants: le mélange d'eaux de qualités différentes est très souvent favorable au développement d'espèces benthoniques bactériennes et certains composés chimiques, tels que les phosphates, passent pour le favoriser beaucoup.

L'échec de nombre d'essais de réalimentation par puits ou forages est le plus souvent dû à un colmatage irréversible. Pour réduire au maximum ses chances d'apparition, ces composés doivent être éliminés de l'eau de réalimentation, ainsi que toutes les substances susceptibles de nourrir les micro-organismes, telles que les matières organiques. Enfin, il est le plus souvent indispensable de stériliser l'eau de réalimentation. Tout cela constitue un "traitement très poussé" de cette eau, auquel plusieurs rapports nationaux font allusion sans le décrire en détail; c'est le cas en particulier pour les essais de réalimentation pratiqués en Hollande. C'est aussi le cas en France pour l'essai de réalimentation de la nappe de l'Albien (décrit au paragraphe 3.2.2).

3.2.6 Tendances nouvelles dans la réalimentation des nappes.

Tous les exemples cités ou étudiés ci-dessus concernent des réalimentations permanentes, c'est-à-dire destinées à faire face à un déséquilibre permanent entre les prélèvements et les alimentations naturelles de la nappe réalimentée. Mais il est d'autres cas où, en

régime permanent, les apports sont largement supérieurs aux pompages et où le déséquilibre ne peut apparaître que du fait de conditions exceptionnelles telles celles de 1976 en Europe Occidentale. On peut alors faire appel à des installations sommaires qui permettent, à bon compte, de faire face momentanément aux problèmes qui se posent, sous réserve bien entendu que la qualité des eaux mises en oeuvre soit satisfaite. De tels cas se sont rencontrés en 1976 en France dans plusieurs nappes alluviales.

On peut citer l'exemple de la petite ville française de Gien, dont la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage assure l'alimentation en eau depuis la nappe alluviale de la Loire, au moyen de 7 puits relativement anciens et peu profonds, qui peuvent produire 6000 m³/j en temps ordinaires, alors que les besoins journaliers de la ville ont été en moyenne de 4000 m³/j pour 1975.

La sécheresse de 1976 débuta dès la fin de l'hiver, et le niveau de la nappe commençait à baisser en Mars; pendant que la demande montait et atteignait 5500 m³/j en Juin, la production descendait et tombait vers 4000 m³/j. Sans plus attendre, on réalisa en quelques jours deux bassins de 500 m² chacun, ceinturés d'une digue de 2,5 m de haut constituée des matériaux extraits, en prenant soin de laisser en place en fond de bassin la couche de sable alluvionnaire destinée à servir de filtre. Le 4 Juillet, la réalimentation de la nappe fut mise en service au moyen d'un pompage d'eau de Loire et elle fut poursuivie jusqu'au 10 Août, permettant d'infiltrer 40 000 m³ et de rétablir la capacité d'exhaure du champ captant.

Pour prévenir tout risque, malgré la qualité suffisante de l'eau de Loire, l'eau de réalimentation fut préchlorée à raison de 2 g/m³, et la vitesse d'infiltration fut limitée à 1 m/j. Compte tenu de l'ensoleillement et du temps de séjour dans les bassins (3 jours), l'eau ne contenait plus de chlore au niveau du sable, et la quantité de matières organiques tombait de 4 à 0,6 mg/l. Aucun coliforme ne fut trouvé dans les puits d'exhaure.

D'autres réalisations du même genre ont été mises en oeuvre pendant l'été 1976, et plusieurs villes de France disposent de bassins de réalimentation inutilisés en période normale, susceptibles d'être mis en service rapidement et à peu de frais en cas de sécheresse. La possibilité de prévoir de telles "réalimentations de secours" est évidemment un facteur important de sécurité de l'approvisionnement en eau. Leur inconvénient majeur est de ne pas être réalisables partout, car il faut réunir les conditions suivantes:

- un champ captant dans une nappe peu profonde à proximité d'une rivière;
- un terrain disponible au voisinage permettant de réaliser des bassins de capacité suffisante;
- une rivière importante, dont la qualité et le débit se maintiennent à des niveaux suffisants en cas de conditions climatiques exceptionnelles.

Notons au passage que la régularisation des rivières (écarterement des crues, soutien des étiages) permet de réaliser plus facilement cette dernière condition.

3.3 Pollution des nappes souterraines

3.3.1 Portée du sujet

Le titre général donné à ce paragraphe va un peu plus loin que la description du point 6 demandé aux rapporteurs nationaux: "Intrusions, déplacement et atténuation des polluants dans les nappes". Cette description se réfère d'abord à des polluants véritables, dans la catégorie desquels il n'est pas évident qu'il faille faire entrer certains sels normalement présents dans la plupart des eaux (nitrates, chlorures) et qui ne deviennent nocifs qu'au-delà d'un certain seuil. D'autre part, elle demande expressément aux rapporteurs

nationaux de faire part de leur expérience en matière d'étude des polluants dans les nappes.

Or, il faut remarquer que nos connaissances en ce domaine sont encore très fragmentaires. Et sans adopter tout à fait le point de vue pessimiste du rapporteur hollandais, selon lequel le nombre rapidement croissant de substances polluantes rend douteux pour l'avenir l'aboutissement d'une étude différenciée du problème, il est certain que la recherche en ce domaine est tout à fait nécessaire et urgente.

3.3.2 Contenu des rapports nationaux

— En **Autriche**, des études sont en cours sur la pollution des nappes, et orientées dans une direction bien précise, à savoir les possibilités de migration des polluants véhiculés par les rivières vers les nappes alluviales qui les bordent, lorsque le phénomène d'alimentation induite joue (soit naturellement, soit surtout par suite d'un pompage en nappe). C'est un aspect important du sujet.

— Le rapport **finlandais** signale un cas général de pollution des nappes, qui est celui des stockages de corps polluants, avec une référence aux anciennes décharges. Il relate un cas de pollution par les hydrocarbures où le remède a consisté à pomper l'eau polluée pour inverser le sens d'écoulement de la nappe et résorber la pollution. Le pompage a duré 6 mois, avec un résultat satisfaisant.

— Les études menées en **France** sont détaillées au paragraphe 3.3.6.

— Le rapport de **Grande-Bretagne** signale quatre aspects concrets du problème général de la pollution: la croissance des teneurs en nitrates des eaux souterraines, les intrusions salines, le rejet d'effluents dans les aquifères et l'influence des décharges publiques. Des recherches et des études sont en cours sur ces aspects.

— Le rapport **japonais** cite un exemple de pollution de nappe par les hydrocarbures, dans la région de Tokyo, dont la cause remontait à une base aérienne. L'effet de cette pollution a été le développement de goûts et la présence de traces d'hydrocarbures dans plusieurs centaines de puits privés. Le rapport cite aussi le problème des remontées d'eau salée dans l'estuaire de la rivière Tama.

— Le rapport **espagnol** signale qu'un modèle mathématique a été élaboré pour étudier la migration des polluants dans les nappes, et que ce modèle a été testé dans la plaine de Valence et dans la vallée du Guadalquivir.

— Le rapport **suédois** mentionne que le seul problème de pollution rencontré jusqu'ici est celui des nitrates, mais qu'il concerne une étendue de plus en plus grande.

3.3.3 Essai de classification des pollutions des nappes

Le manque de contrôle par l'activité humaine d'un polluant, et la possibilité qui lui est ainsi laissée de rejoindre une nappe aquifère, peuvent se manifester de deux manières très différentes dans le temps: il peut s'agir d'une pollution chronique, ou d'une pollution accidentelle.

Les pollutions chroniques sont celles auxquelles fait allusion le rapporteur britannique. Il cite parmi celles-ci la hausse des teneurs en nitrates et en chlorures, qui peuvent atteindre de vastes régions, et il semble bien que ces deux seuls cas actuellement rencontrés de pollution chronique généralisée. Les deux autres sources chroniques de pollution sont ponctuelles: lessivage des décharges et retour des effluents dans les aquifères; et à condition d'inclure dans cette dernière catégorie toutes les possibilités de tels retours, y compris les fuites de produits toxiques mal contrôlées ou mal drainées (parmi lesquelles les fuites d'oléoducs), on peut

dire qu'une telle énumération reprend toutes les sources de pollution chronique.

Par pollution accidentelle, on entend le déversement massif d'un polluant sur le sol (ou dans cours d'eau), à la suite d'un accident; le plus souvent, il s'agira d'un accident de circulation survenant à un engin de transport de produits toxiques; de telles pollutions peuvent survenir n'importe où sur le réseau routier. Mais il y a aussi des risques de pollution accidentelle massive attachée à certaines industries, comme par exemple les raffineries de pétrole.

Quant aux polluants eux-mêmes, on peut les classer en deux catégories selon leur comportement au contact d'une nappe aquifère: ceux qui sont solubles dans l'eau (cyanures, fluorures, chromates, sels de métaux lourds, détergents, phénols, pesticides), et ceux qui sont insolubles, essentiellement les hydrocarbures. Mais on verra plus loin à leur propos que la question n'est pas si simple.

3.3.4 Pollutions chroniques généralisées

Il n'est sans doute pas utile de revenir ici sur le phénomène d'intrusion d'eau de mer dans les nappes d'eau douce cotières, parce qu'il est largement connu depuis longtemps: l'"intrusion" de sel provient de la baisse du niveau piézométrique de la nappe; son "déplacement" s'opère à la suite des variations respectives des niveaux de la nappe et de la mer, et met en jeu la diffusion des ions entre les fractions mobile et immobile de l'eau à l'intérieur du matériau aquifère. Et quant à son "atténuation", il n'existe d'autre solution que de restreindre ou de supprimer les pompages (ou de réalimenter la nappe), afin de faire remonter le niveau piézométrique. Ce n'est d'ailleurs pas possible partout, et on connaît des cas de zones cotières très basses et plates où la simple variation annuelle, liée au rythme des saisons, du niveau piézométrique, suffit à propager l'intrusion du sel d'une manière qu'il ne semble pas possible d'inverser.

La pollution généralisée par les nitrates est un phénomène plus récent, lié semble-t-il aux modes de culture des sols actuellement employés. Le rapport britannique ne cite pas moins de 7 Water Authorities, sur les 9 qui se partagent le territoire de l'Angleterre, dans lesquelles les problèmes de nitrates se manifestent. Le rapport suédois mentionne qu'une augmentation des teneurs en nitrates a été constatée dans quelques aquifères de faible étendue et de faible profondeur, mais avec risque d'extension du phénomène dans le futur. En France, le phénomène se manifeste dans les grands bassins sédimentaires, qui ont des nappes proches du sol et une vocation agricole déjà ancienne et très marquée (nappe de la Beauce, qui a provoqué une pollution de la Loire). Au Maroc, la pollution se manifeste dans la plaine du Tadla.

Les recherches les plus importantes sur le sujet ont eu lieu aux Etats Unis (Accumulation of nitrate—National Academy of Sciences, Washington 1972), en Grande-Bretagne (Nitrate in groundwater—Studies on the chalk near Winchester, Hampshire—Water Research Centre) et en France dans le bassin parisien. On sait que le principal danger des fortes teneurs en nitrates (au-delà de 45 mg/l) réside dans le risque d'apparition de méthémoglobinémie chez les nourrissons.

Les conclusions auxquelles ont abouti ces diverses études, et en particulier celles menées en France, sont les suivantes:

- la hausse des teneurs en nitrates semble liée, dans l'espace, à l'urbanisation récente et à la pratique de l'agriculture intensive;
- la part de nitrates liée à une fertilisation normale du sol survenant au printemps semble faible dans les eaux souterraines, mais il n'en est plus de même en

cas de sur-fertilisation, ou en cas d'épandage d'engrais à une période de lessivage intense;

- une part très importante des nitrates provient de la minéralisation de la matière organique du sol après les récoltes, et du lessivage du sol nu par les pluies d'automne.

Quoi faire pour limiter les apports de nitrates dus à l'agriculture? Les études des Agences de Bassin françaises préconisent les mesures suivantes:

- l'utilisation des prévisions météorologiques à moyen et à court termes pour le choix des époques d'épandage d'engrais,
- la réduction du phénomène de minéralisation du sol après récolte, en automne, en particulier par la pratique d'engrais verts et de cultures dérobées,
- la surveillance de l'évolution des teneurs en nitrates des eaux souterraines et l'identification des zones de captage à réserver pour les besoins en eau à long terme, avec mise en place dans ces zones des moyens propres à sauvegarder la qualité de l'eau.

3.3.5 Pollutions chroniques localisées et pollutions accidentelles

Plusieurs rapporteurs nationaux ont cité et commenté des cas de telles pollutions survenus dans leur pays, et en particulier en Afrique du Sud et au Japon. En Afrique du Sud, il s'agit surtout de pollutions par des solutions salines concentrées. Au Japon, 8 cas sont cités, dont 3 cas de pollution par des cyanures et 3 par des phénols. Mais en règle générale, les rapporteurs nationaux n'ont pas relaté les résultats des études faites sur les migrations des polluants. Il faut dire que ces études sont très délicates, car il est évidemment impossible de faire des expérimentations en vraie grandeur, et l'extrapolation au terrain réel des expériences de laboratoire se révèle pleine d'embûches. On a vu au chapitre 2, paragraphe 2.9, la principale raison pour laquelle la modélisation du phénomène manque de fiabilité.

Nous voudrions évoquer aussi dans ce paragraphe une des causes de pollution qui semble avoir échappé aux rapporteurs nationaux, à savoir les précipitations atmosphériques. L'infiltration des précipitations atmosphériques sur l'impluvium d'une nappe constitue la principale alimentation naturelle de celle-ci. Or les nuages dans l'atmosphère, et la pluie au cours de sa chute, peuvent se charger d'éléments indésirables à la faveur de la pollution atmosphérique. Par conséquent, des eaux météoriques polluées peuvent parfois s'infiltrer dans le sous-sol. On en connaît en France quelques exemples. Dans les régions karstiques, la pluie, en entraînant avec elle des substances polluantes, donne lieu à une pollution incontrôlable des eaux souterraines. C'est le cas plus généralement de tout milieu récepteur n'ayant pas une capacité d'auto-épuration suffisante pour que le danger puisse être considéré comme négligeable. Ce danger a donné lieu à certaines préoccupations graves, à la suite des explosions atomiques, en ce qui concerne la radioactivité des eaux. Cette question mise à part, il ne semble pas qu'il y ait eu jusqu'à présent beaucoup de points de convergence entre les recherches sur la pollution atmosphérique et sur la qualité des eaux. Il ne nous paraît pas douteux que dans un proche avenir la gestion concertée des ressources en eau prendra en compte les problèmes que pose la pollution atmosphérique et en face desquels, bien entendu, le distributeur d'eau ne saurait rester indifférent.

3.3.6 Etudes actuelles sur la pollution des nappes souterraines

Les études poursuivies actuellement en France sur la pollution des nappes souterraines peuvent être

regroupées sous deux rubriques principales:

- la recherche des causes de pollution,
- la recherche des conditions naturelles de propagation des pollutions.

Les publications récentes traitent d'études faites en laboratoire, sur le terrain, et concernant également des études régionales de propagation de polluants. Il est frappant de suivre les simplifications apportées aux différentes échelles de l'évolution des centres d'intérêt méthodologique et pratique.

L'échelle des problèmes est un facteur prépondérant: les mécanismes élémentaires peuvent être analysés en laboratoire sur des échantillons de milieu poreux homogène; sur le terrain les phénomènes sont compliqués par les hétérogénéités et les cheminements préférentiels. Et si la discrétisation des transferts à l'échelle du laboratoire reste souvent valable pour estimer correctement ce qui se passe sur le terrain, en revanche à grande distance et pour de longues périodes de temps, les paramètres caractéristiques changent le plus souvent d'ordre de grandeur.

A chaque niveau se retrouvent différents modèles numériques permettant de contrôler à partir des observations, le bien-fondé de la représentation des mécanismes mis en jeu, puis d'autoriser la prévision et le contrôle de la pollution. Ces modèles mathématiques hydrodispersifs sont actuellement peu satisfaisants, en raison de la difficulté majeure suivante: le sous-sol n'est pas un milieu inerte, et des échanges se produisent entre le terrain et l'eau, ou entre la partie de l'eau liée au terrain et l'eau en circulation; et d'autre part, les compositions chimiques respectives des diverses eaux en présence jouent un rôle dans l'évolution physico-chimique de l'eau extraite par pompage. Les phénomènes d'oxydo-réduction qui se produisent au cours des interactions entre le sous-sol, les polluants et l'eau souterraine, sont extrêmement difficiles à prendre en compte dans l'établissement des modèles.

Un gros travail reste donc à réaliser pour contrôler dans de bonnes conditions la pollution des nappes. Toutefois, des progrès importants ont été accomplis au cours de la dernière décennie et notamment en ce qui concerne la connaissance des phénomènes élémentaires.

La notion de temps de séjour est d'une importance évidente car elle conditionne à la fois les mesures à prendre d'urgence en cas d'accident, et les règles à observer pour éviter que la pollution insidieuse ne dégrade complètement, à long terme, les ressources en eau souterraine.

La dispersion a un double effet sur la propagation des pollutions accidentelles: elle transmet des concentrations non nulles plus vite que l'eau ne s'écoule, mais en même temps, elle étale la tache de pollution et réduit les amplitudes maximales. Ceci est très gênant pour des polluants tels que les hydrocarbures—sensibles à très basse teneur—mais évite les fortes concentrations liées par exemple à des engrais épandus en excès. Cela explique l'intérêt porté à l'étude des accidents d'hydrocarbures et à celle des épandages d'engrais et de pesticides.

La dispersion fait l'objet d'études en milieu non-saturé et en milieu saturé.

a) *Le non-saturé*

De nombreuses pollutions répandues sur le sol pénètrent, naturellement à la faveur d'un lessivage, à travers la frange non-saturée. Le couplage "hydro-dynamique-transfert soluté" est très important. Ce couplage fait intervenir plusieurs relations: continuité de l'eau dans le milieu, capacité d'emmagasinement, perméabilités relatives, piégeage de l'eau par capillarité en régime transitoire.

Ces relations constituent une schématisation des équations classiques de Muskat en polyphasique:

actions nécessaires, qu'on peut regrouper autour des axes suivants.

Effort de connaissance du milieu hydrique, d'une part: la prise de conscience que l'eau, superficielle ou souterraine, forme un tout, a entre autres avantages le mérite de délimiter clairement le champ de connaissances à couvrir, mais elle ne facilite pas son exploration. On a vu au chapitre 2 la place qu'a prise l'outil mathématique dans la gestion des ressources. Cette place va s'accroître au plan théorique, car seule la modélisation mathématique permet d'appréhender la complexité des phénomènes réels; nos lacunes les plus grandes concernent l'évolution des polluants de toute nature dans l'eau, le sol et le sous-sol, qu'il s'agisse de l'auto-épuration, des phénomènes de concentration ou de la migration vers les nappes souterraines. Elle s'accroîtra aussi au plan pratique, car l'évolution prévisible de la connaissance des ressources va vers la prise en compte d'ensembles naturels de plus en plus vastes et divers.

Efforts de lutte contre la pollution: il est inutile d'y insister davantage, sinon pour mentionner que le premier de ces efforts est celui de la tenue à jour permanente des inventaires de pollution, et pour dire que la suppression radicale de la pollution industrielle semble la voie la plus prometteuse, tant qu'on n'aura pas réussi à réduire de façon notable la pollution résiduelle à la sortie des stations d'épuration.

Efforts en direction de la vérité économique: le premier, qui ne s'impose pas partout avec la même acuité, est celui de l'inventaire des ressources et des besoins, celui-ci tenu à jour. Le second est celui de la concertation à promouvoir à tous niveaux pour que les arbitrages éventuels soient rendus en toute connaissance de cause. Le troisième est celui d'une remise en question périodique des options prises, de façon à ce qu'on puisse tenir compte des répercussions sur le milieu hydrique des décisions appliquées antérieurement.

On a souvent parlé de la nécessité de la concertation, et on a fait écho à la nécessaire information de l'opinion publique sur les vrais problèmes de l'eau, que beaucoup croient connaître, mais que personne ne connaît mieux, au total, et dans leurs aspects quotidiens, que les distributeurs d'eau. On peut leur faire confiance pour ce qui est de leur technique; les progrès dans le traitement de l'eau, la généralisation de procédés aussi originaux que la réalimentation artificielle, plaident largement en faveur de leur compétence. Et le caractère particulièrement concret du produit dont ils ont la charge doit inciter tous leurs interlocuteurs à les créditer de bon sens; tous comptes faits, c'est la qualité la plus fondamentale pour que les problèmes de l'eau restent résolus au niveau qui est le leur: le plus bas possible.

Bibliographie

Vu l'étendue du thème de ce rapport général, une bibliographie exhaustive est impossible. Nous avons retenu quelques documents parus sous l'égide de l'Association Internationale des Distributions d'Eau et quelques publications récentes, notamment en langue française

Chapitre 1: Tendances générales dans la gestion des ressources en eau

Extrait de l'intervention de M. Van der Veen, Président de l'AIDE au Congrès des Distributeurs d'eau de l'Inde, 27 Janvier 1978.

Extrait des interventions faites au cours de la réunion organisée par l'AIDE sur l'alimentation en eau

potable, tenue à Tunis le 31 Octobre 1977 et à Djerba, le 2 Novembre 1977.

S. A. Shubert: AIDE Congrès de Kyoto 1978. Sujet spécial n° 2: la gestion de la qualité de l'eau.

Pr. P. L. Knoppert: AIDE—Congrès d'Amsterdam 1976—Rapport général n° 1: la planification à long terme pour l'alimentation en eau.

OCDE: Politiques et instruments de gestion de l'eau, Paris 1977.

OCDE: Direction de l'Environnement, Paris Mai 1976. Les instruments politiques et économiques de la gestion de l'eau: huit monographies nationales (République Fédérale d'Allemagne, Canada, Etats-Unis, Finlande, France, Japon, Pays-Bas, Royaume-Uni).

P. Brochier: La mise en place d'un objectif de qualité—Sujet n° 6—Journées de Montpellier 12, 13 et 14 Octobre 1977—Ministère de la Culture et de l'Environnement, Paris France.

MM. Lefrou—Gendrin et Dassonville: la mise en place d'un objectif de qualité—Thème 4: Evaluation des obstacles historiques, administratifs, juridiques et réglementaires—journées de Montpellier—12, 13 et 14 Octobre 1977—Ministère de la Culture et de l'Environnement.

Chapitre 2: L'outil mathématique dans la gestion des ressources en eau

Y. Emsellem: la gestion intégrée des ressources—La Houille Blanche n° 2/3—1977.

G. Dassonville et Y. Emsellem: l'étude par modèle mathématique de la nappe d'Aubergenville—Conférence à l'AGHTM—Paris 14 Février 1978—A paraître dans Techniques et Sciences Municipales.

G. Dassonville: Méthodes récentes d'études des nappes d'eau souterraine au moyen des modèles mathématiques—Journées d'études 1977 de l'ANSEAU à Spa (Belgique)—Mars 1977.

Chapitre 3: Gestion des ressources souterraines

AIDE—Sujet spécial n° 11—Congrès de New-York 1972:

G. Devillers et G. Massoulié: de l'eau polluée de surface à l'eau souterraine fraîche pure: exemple de la nappe de Croissy.

Dr W. H. Frank: réalimentation artificielle dans la République Fédérale d'Allemagne.

Y. Harpaz: rapport sur la réalimentation des nappes en Israël.

Dr H. Tadeusz Blaszyk et Ing. Dir. Andrzej Pawula: recherches sur l'amélioration artificielle des eaux souterraines en Pologne.

J. Bize, L. Bourguet et J. Lemoine: l'alimentation artificielle des nappes souterraines. Masson Ed. Paris 1972.

Société Hydrotechnique de France: La mécanique des fluides et l'environnement Question III—Cours d'eau et lacs; Question IV—Les eaux souterraines—Rapport général de Y. Emsellem—14èmes journées de l'Hydraulique—Paris 7, 8 et 9 Septembre 1976.

A. J. Roebert: Some aspects of artificial recharge in Netherlands.

M. Prompsy: La sécheresse exceptionnelle de 1976. la réalimentation des nappes—Association Générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux 57ème Congrès Montreux Lucerne—14 Juin 1977—Publiée dans Techniques et Sciences Municipales.

G. Dassonville: L'alimentation artificielle des nappes souterraines et la gestion des ressources en eau—Colloque international de Liège (Belgique) Mai 1978.

conservation des masses et dispersion du soluté, échange de soluté entre les fractions de l'eau mobile et immobile.

Dans le transfert de soluté, les essais en laboratoire montrent la prépondérance des échanges de soluté et le peu d'influence des effets osmotiques pour les pollutions massives. Le résultat de ces mécanismes est un retard important de l'avance du front des solutés sur le front d'humidité (Vachaud).

b) *Dispersion en milieu saturé*

La dispersion convective est représentée par une équation contenant, d'une part la dispersion classique, et d'autre part un terme convectif lié au mouvement général de l'eau.

Dans le terme dispersion, cette équation inclut le coefficient de dispersion qui varie avec la vitesse. Schématiquement, il est très stable pour les faibles vitesses, puis croît avec la vitesse pour lui être sensiblement proportionnel (Blanc, Pfannkuch). Dans le cas des vitesses couramment observées dans les nappes en régime de porosité, la dispersion latérale reste faible devant la dispersion longitudinale. Aussi, deux résultats numériques permettent d'évaluer rapidement l'affaiblissement de la concentration avec la distance à la source de pollution, le long des lignes de courant de la nappe.

Une injection instantanée prend la forme d'une courbe de Gauss qui s'étale dans le temps et dont l'axe de symétrie se déploie à la vitesse de la nappe. Dans ces conditions, le maximum de concentration atteint aux différentes distances, décroît à peu près pour les grandes distances, comme l'inverse de la distance à la source. Toutefois, la plupart du temps, un accident instantané produit un flux prolongé de polluants vers la nappe, notamment en raison du retard dû au "non-saturé". Dès lors, l'évolution sur le tube de courant passant par la source de la concentration évolue, à deux dimensions, comme:

$$e^{-x/2 k_0 (x/2)}$$

x étant la variable réduite correspondant à la distance le long de l'axe d'écoulement divisé par le coefficient de dispersion longitudinal (Emsellem).

En dehors de l'axe d'écoulement, la décroissance est très rapide, la dispersion transversale étant bien plus faible que la dispersion longitudinale.

c) *Echanges de phases en milieu saturé*

Les échanges entre phases, qui retiennent du soluté, sont très importants. On a montré récemment (Gayrand) qu'en milieu saturé certains solutés, tel que le strontium, peuvent avancer sept fois moins vite que l'eau, par suite d'échanges instantanés. Par ailleurs, la compaction du sol joue un rôle important. On a pu observer pour l'iode un taux de rétention cinq fois inférieur en milieu compacté par rapport au milieu divisé, pour un matériau donné. Cela signifie probablement qu'une fois l'onde de pollution accidentelle passée, la désorption peut jouer et maintenir une concentration de polluants dans l'eau, du fait des lessivages.

Cela signifie aussi que la prévision devient très difficile à l'échelle du terrain, et seul l'étalonnage in situ des mécanismes permet de préparer les mesures d'urgence ou les règles à observer.

Nous illustrerons ce propos en faisant référence à l'influence des hétérogénéités locales de perméabilité telles qu'elles ont pu être mises en évidence au laboratoire et sur le terrain. Les coefficients de dispersion longitudinale et transversale augmentent lorsque l'on passe du laboratoire au terrain; au laboratoire, un échantillon a un coefficient de dispersion intrinsèque de l'ordre du centimètre, à l'échelle de

quelques mètres autour du puits il passe au décimètre, sinon à plusieurs décimètres. Sur un champ d'expérimentation de plusieurs centaines de mètres, il passe au mètre et peut atteindre la dizaine de mètres si l'on examine des écoulements de plusieurs kilomètres.

Pour conclure, on observe que la question du pouvoir épurateur du sous-sol, du pouvoir de rétention, du pouvoir d'absorption, du pouvoir d'échange physico-chimique et biochimique, semble bien plus ouverte aujourd'hui. En tout cas, lorsqu'on parcourt les études de la pollution des nappes souterraines, c'est la difficulté de cerner ses différents aspects qui laisse insatisfait.

Cela est dû aussi au nombre toujours croissant de polluants potentiels, ce qui inspire le scepticisme du rapporteur hollandais sur la possibilité de jamais parvenir à une connaissance suffisante des mécanismes de pollution des nappes. Le choix réglementaire des Pays-Bas, favorisé par le fait que les aquifères de ce pays sont pratiquement tous du même type, s'en inspire aussi: la protection rapprochée et éloignée des captages d'eau souterraine est calculée sur une large surestimation de la vitesse de propagation des polluants, et de telle manière qu'elle laisse à la collectivité locale concernée un laps de temps suffisant pour abandonner le captage menacé et en reconstruire un nouveau (avec son adduction) en zone non polluée.

Conclusion

A la fin de ce rapport, que s'est voulu une analyse des tendances actuelles de la gestion des ressources en eau, le panorama de cette gestion apparaît plein de contrastes. A côté de zones de lumière subsistent des zones d'ombre, et les perspectives d'avenir ne sont pas clairement définies: un effort de clarification, dans lequel les distributeurs d'eau ont un rôle à jouer, est nécessaire dans de nombreux secteurs.

Incontestablement les choses ont beaucoup changé depuis quinze ans: le souci de l'eau est devenu primordial aussi bien pour la puissance publique que pour l'utilisateur. On remet à jour la législation de l'eau, on affine et on harmonise la mesure de sa qualité; on se préoccupe de la gérer aux mieux de l'intérêt général; pour ce faire, on met en place des structures de gestion que l'on veut aussi bien globales que concertées et efficaces au plan économique, et on y parvient le plus souvent. Les pollueurs impénitents ont pris définitivement conscience qu'une page est tournée; l'idée s'impose que l'eau est un bien social qui a son prix, et qui par la vertu de son cycle naturel crée entre tous les participants du corps social une solidarité de fait, dont aucun autre élément fondamental ne peut encore fournir d'équivalent.

Pourtant, après d'appréciables succès initiaux, la lutte contre la pollution perd son fil directeur; les réussites locales commencent à être nombreuses, mais les projections à long terme montrent qu'après un palier plus ou moins long les quantités globales de pollution rejetées au milieu hydrographique vont recommencer à croître. La volonté manifestée par certains états de juguler toute pollution d'ici 15 à 20 ans est un pari sur le progrès technologique de l'épuration. On s'aperçoit que tout ne va pas aussi vite qu'on le voudrait, et qu'on ne se débarrasse pas aussi facilement de mauvaises habitudes contractées depuis le début de l'ère industrielle. Et surtout la diversification de l'économie joue à contre-sens: l'apparition de nouvelles substances toxiques est plus rapide que les progrès de la lutte contre leurs effets néfastes. Il faut encore du temps, de l'argent, et des efforts de persuasion. Placés de par leur fonction propre au carrefour des problèmes de l'eau, les distributeurs doivent prendre une part importante aux

Water resources management

Summary

As in the eighteen national reports which form its basis, this general report has followed the recommendations of the Scientific and Technical Council of IWSA the aim of which was to define the subject to be dealt with, which is too important to be treated completely within the limited framework of a report presented to the Congress. Thus, this general report seeks to describe the present trends in water resources management rather than to establish exhaustively that management. In order that the reports were consistent in content, the recommendations had put forward three particular technical aspects to be developed by the Rapporteurs: the use of mathematical models, artificial recharge and the pollution of underground aquifers. In this general report the third chapter (management of underground resources) deals with the two last aspects the first aspect being treated in the second chapter (the mathematical model in water resources management). The first chapter is devoted to a survey of the present general situation.

In the eighteen countries which collaborated in this report (South Africa, Austria, Belgium, Denmark, Finland, West Germany, Great Britain, Ireland, Japan, Netherlands, Nigeria, Poland, Portugal, Spain, Sweden, United States, Union of Socialist Soviet Republics) a constant feature is firstly the concern to update water legislation. The new legislation relating to water has existed for twenty years at the most; numerous laws are post-1970 and some countries are presently formulating them. The essence of these new laws is that they define or strengthen the national structures responsible for managing water resources. The organization of these structures varies widely according to the nature of the state (centralized, federal, etc.) and the administrative traditions of the countries concerned. The general report merely describes two (Finland, France) rather well situated at the extremities of the range. But this diversity does not hide the feature which is common to all organizations i.e. to organize water management at three levels: national, regional and local. It is noted that countries with a federal structure (West Germany, United States) have a tendency to increase the power of the federal state whereas countries with a centralized structure (Finland, France, Great Britain) show a tendency to increase the power of regional management organizations. As a general rule the national level is concerned with the coordination and harmonization of water policy and decisions regarding key investments (e.g. location of thermal power plants); the regional level is concerned with management of systems and especially pollution control; the local level is concerned with the actual management of resources and especially water supply and sewerage. This scheme is still partly theoretical but it shows the general tendency.

Besides the new management structures, the new legislation defines the practical means of applying water policies. These means are at two levels: that of constraint by regulations and that of economic inducements.

Reduction of consumption is not achieved easily by regulations and in any case the general tendency is still the mere declaration of reduction to the competent

Authority by the user. Discharges are of much greater concern: everywhere they are submitted to authorization with the aim to limit the discharge of polluting substances. The most recent tendency is to take into account not only the concentrations of pollutants in the discharges, but also the quantity of pollutants discharged which is far more significant in the degradation of the receiving waters. Each country has developed, or is developing, a system of discharge standards fixing the concentrations or limiting flows of various pollutants. The diversification of pollutants is such that it leads to as many as fifty descriptive parameters of water quality. However, the uniformity of the noxious effects on the natural medium is allowing the development of harmonization of discharge specifications.

The idea that legal constraints are not sufficient and that polluters and water-wasters must be helped to modify their behaviour is spreading more and more. Charges for polluting discharges exist only in a few countries (among which are Spain and France) but pollution taxes follow generally the application of the principle "the polluter-pays". They are re-distributed in various forms by the collector organizations to help pollution control. Their very variable basis expresses the fact that not all countries attach the same importance to constraint, but even in these cases the general tendency is a major increase in rates which will largely suppress the disparities presently noted. In fact, regular constraint remains necessary, for nowhere do sewage rates reach such a level that polluters find it economically worthwhile to purify completely their discharges.

As the technical and economic effects of taxes must be taken into account, the relationship between the various economic groups interested in water is understood, and a co-ordinated approach is at present the most characteristic tendency of water management. Obviously methods of consultation vary from one country to another as much as their administrative structures. But they have common features: that of full consultation amongst political and institutional decision makers, users, water professionals—of which water suppliers are a part, that of the privileged place of the consultation (at regional level and especially within the natural hydrologic basin when possible) and that of regional cooperation objectives (resources distribution, programming of pollution control).

The notion of quality targets for rivers has been introduced or is about to be introduced in eleven of the eighteen countries. The definition of a quality target for a given section of a given river follows an analysis of the various needs (in quantity and quality) of such a section in future and the quantity of discharge that it must receive. But the great practical difficulty in applying a policy of quality targets comes from the fact that we do not know yet how to establish a precise link between the quality of discharges and the quality of the receiving river.

This difficulty is at the origin of two possible approaches to quality targets. Either we get over it and in that case define long term quality targets corresponding to a pollution discharge, as weak as possible, and take a chance on the development of improved purification techniques; or we face it, and then define less severe quality targets in shorter terms by imposing the criterion

of determining the repercussion on the river of the decisions taken in the field of pollution control and, if necessary, correcting foreseen uses of the resources. The two approaches have their advantages and disadvantages, but the second one is more realistic, especially for countries with limited economic means.

With regard to industry two tendencies appear. The first one is the heavy fall of consumption of water necessary to produce manufactured products, by modifying processes and by recycling water. There are numerous experiences where draconian restrictions of water consumption have succeeded in various countries.

The second concerns pollution control and consists of agreements between the administration and a particular factory in which the factory undertakes to purify its discharges (or to reduce its consumption) against subventions or fiscal advantages.

In water resources management, water suppliers represent water professionals and act also as spokesmen of local communities which they supply, whilst remaining "water industrialists" and participating in public health and social welfare. The extent of their responsibilities leads them to be essential partners in any consultation. Of course their priorities may vary according to their region, but in principle water suppliers can advise on long term water needs (especially drinking water needs), economic research (true costs in the field of water supply of any quality), take care of broadening consultation to a maximum and participate in keeping the public informed in view of the present sensitivity to water problems.

In water resources management, the use of the mathematical tool is general and is increasing everywhere owing to, on one hand the relative scarcity of water and, on the other hand, of data processing improvements. National reports have given numerous examples of the use of "mathematical models", which is the term generally used by all rapporteurs and which is used in the general report, even if it does not perfectly describe all utilizations of the mathematical tool.

In the report we have classified mathematical models as follows: a) "quantitative models"—which simulate water transfers between different parts of the physical system modelled (hydrographic basin, single underground aquifer or multi-layer aquifer), b) "optimization models"—which take into account both water transfers and quality evolution with pollutant transfers, c) "structural models"—which in vast regions try to take into account most of the quantitative, qualitative and economic water cycle.

Examples of the use of surface hydrology quantitative models are by far the most numerous, probably because they are the oldest and the most reliable. It has been possible to classify them into three categories: stochastic generation of rainfall series, rain flow models, simulation (probably optimized economically) of the flows in the catchment areas.

Examples become scarce when one turns from these models to hydrologic quantitative models (aquifer models) and to qualitative models, although ten national reports mention these last. Their most recent introduction in water resources management partly explains this fact; but the relative importance of efforts in the field of qualitative forecasting only proves the intensity of investigations but not their result, for many things remain still to be discovered concerning the evolution of natural water components in rivers and underground.

Any use of a mathematical simulation inevitably implies distortions which may have three causes: imprecision and lack of coherence of basic data, transformation of a continuous reality into a discontinuous picture, impropriety of the mathematical formulation

used. The first does not take up the model used anew: at most we must know how to interpret the results and not to make them say more than they can. The most important thing is not to have maximum data when starting but to question the model about what types of complementary data it needs to improve its reliability. The second cause involves particularly quantitative and qualitative hydrogeological models because the physical medium represented is multi-dimensional. Regarding the third cause it concerns essentially qualitative models and expresses our present misunderstanding of pollutants' behaviour in a physical medium.

As a general rule the model must be adapted to the problem posed. The model must not be designed as a perfect synthesis of data of which coherence has been searched but as a means of rationalizing the conduct of a study, and constituting a precision tool of which the relationship to reality must always be improved.

How can one best utilize an underground resource? By exploiting it without dewatering and without an irreversible fall in its quality, that is by maintaining the equilibrium of qualitative and quantitative balances.

Artificial recharge is the only possible means to correct a quantitative lack of equilibrium in the aquifer balance, that is to take out more water than the natural supply put in. This technique, already old, is implemented at the national level in at least twelve countries, and at least six more countries are interested in it and experimenting with pilot plants.

The question of the recharge targets-increase of underground resources or treatment and storage has been approached many times, and if in the previous paragraph we allude only to the first of these two targets it is because national rapporteurs consider them as preponderant. In fact the two aspects are linked and often they cannot be separated: the fact that the quantitative aspect takes priority means that more often it is that quantity retained as the main parameter with the quality controlled by the mere fixing of constraints (homogeneity of recharge water and underground water, no fall allowed in the quality of underground water). But the quantitative aspect remains very important for two reasons: it is possible to stop the intake of water temporarily polluted and, therefore, the recharge by using the underground storage. More generally it is noticed that there is a favourable influence of infiltration water quality upon the aquifer water quality, subject to an eventual appropriate treatment.

One of the main problems in artificial recharge is the clogging of the infiltration works: water pre-treatment may be essential to prevent this. But we noted that ditches and infiltration basins, which are less vulnerable to clogging than wells and boreholes, are far more numerous in artificial recharge at the industrial level.

The operating of underground aquifers—recharged or not—sets the problem of maintaining their quantitative balance which can be destroyed either by the increase in the content of salts (chlorides, nitrates) or an invasion of polluting substances.

Only eight national reports mentioned studies in progress in their respective countries about pollutant migrations or about attenuation of existing pollution. Generalized chronic pollution (invasion of sea-water into littoral aquifers, increase of nitrate content in areas of strong economic activity) raises less problems at the level of the definition of remedies than at the level of the implementation of these remedies. Regarding those pollutant substances which can cause localized chronic pollution, or massive accidental pollution, we must admit that our present knowledge of their behaviour in the natural medium is still very imperfect. Studies

which are in progress on this subject, especially in France, concern both research into the causes of pollution and the natural conditions of their propagation; at present we are trying to get a better understanding of the basic phenomena of dispersion and transfer.

But the main difficulty in these studies comes from the heterogeneity of the natural ground for it is very difficult to extrapolate results obtained in the laboratory to the scale of actual aquifers.

The panorama of water resources management shows great contrast. Next to the light areas, dark areas remain and future prospects are not very clearly defined: clarification is necessary in numerous sectors in which water suppliers have a part to play.

Undeniably things have changed a lot in the last fifteen years: water has become of prime importance both for public power and for users. We keep up to date with water legislation, we improve and harmonize water quality measurement; we attempt to manage it in the best general interest; for that we utilise management structures which we require to take full account of all interests as well as being economically efficient, and more often than not we succeed. Impenitent polluters are definitely aware that a page has been turned. It is now admitted that water is a social wealth which has its price; owing to its natural cycle it creates a solidarity between all members of society and no other basic element can yet supply its equivalent.

However after appreciable initial success, pollution control has lost its momentum: local successes begin to be numerous but long term projections make it appear that, after a more or less long stage, aggregated quantities of pollution discharged are increasing again. The will shown by some states to prevent any pollution within 15 to 20 years is a gamble on the technological progress of purification. We realize that it is not going as quickly as we might wish, and that we do not easily shake off bad habits developed since the beginning of the industrial era. And above all the diversification of the economy can have adverse effects: the appearance of new toxic substances is quicker than the progress of the fight against their bad effects. There are still needed time, money and persuasion. Water-suppliers, placed by their functions at the centre of water problems, must play an important part in the necessary actions. These actions may be grouped as follows:

Increased knowledge of water: the awareness that surface water or groundwater is a whole, presents among other advantages that of delineating clearly the field of knowledge to be covered, but it does not make easy its exploration. The place taken by the mathematical tool in resources management is going to increase on the theoretical level, for only mathematical modelling allows us to comprehend the complexity of real phenomena; our most important shortfalls in knowledge concern the evolution of pollutants of any type in water, ground, subsoil, whatever be concerned—either self-purification, concentration phenomena or migration towards underground aquifers. On the practical level there will also be an increase in the evolution of resources knowledge towards taking into account more and more the whole of the ecology and the balance of nature.

As far as efforts in the field of pollution control are concerned, it is useless to insist except to mention that the foremost of these efforts is the permanent updating of the pollution inventory, and to say that the radical suppression of industrial pollution seems the more promising way, as long as we have not succeeded in reducing residual pollution in the treated water from purification plants.

As far as efforts towards economic truth are concerned the first, which does not impose itself with the same acuteness, is that of the updated inventory of resources and needs. The second is that concentrated efforts should be promoted at all levels so that eventual arbitrations can be given on good grounds. The third is a periodic revision of the options used for taking into account the repercussions on water of decisions anteriorly applied.

We have often spoken of the necessity for consultation and agreement, and mention has been made of the need to inform the public on water problems, which nobody knows better than water suppliers both in general and in detail. We can trust them regarding their techniques: progress in water treatment—the generalization of processes as original as artificial recharge plead widely in favour of their competence. Moreover, the special character of the product with which they are entrusted must incite all their interlocutors to credit them with common will, which after all, is the most fundamental quality for water problems be solved at their own level, i.e. the lowest possible.

Emergency water supply

by General Rapporteur R. J. Laburn
Chief Engineer, Rand Water Board, South Africa

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

I Preface

At the request of the Scientific and Technical Council this General Report deals with the maintenance and continuity of public water supply under exceptional or emergency conditions. These conditions may arise from natural phenomena, e.g. drought, flood, hurricane, earthquake, etc. or may be man-made, e.g. pollution of source of supply (accidental or otherwise) plant or structural failure, strikes, war, civil disorders, malicious damage, etc.

IWSA member countries were asked to supply information and data on the following:-

- (i) methods of predicting possibilities and probabilities of natural phenomena and of calculating risks of man-made emergencies
- (ii) measures incorporated in the design of works to avoid or minimize the effect of natural or man-made emergencies
- (iii) use of temporary sources of supply and emergency water treatment plants
- (iv) administrative measures in emergencies.

Complimentary to this, member countries were asked to complete a questionnaire that sought information regarding the policy on emergency water supply of each country and those of particular city or regional authorities and details of emergency water supply systems under conditions arising from natural and man-made causes.

National statements and/or replies to questionnaires were received from the following:-

Austria	Dr K. Megay & Dr H. Paplham
Belgium	Dr W. van Craenenbroeck
Denmark	Mr P. Kieler Jensen
Finland	Mr J. Liimatainen & Mr A. Kauppila
France	Mr P. Schulhof
Germany	Mr W. Such
Ireland	Mr K. O'Donnell
Italy	Dr P. Martini
Japan	Mr S. Okazaki
The Netherlands	Mr R. A. Schuurmans
Poland	Mr J. Malachowicz
South Africa	Mr R. J. Laburn
Spain	Dr J. L. Prats Vila
Sweden	Mr L. Lysén
Switzerland	Mr M Schalekamp & Mr H. R. Naef
United Kingdom	Mr W. M. Jollans
United States	Mr S. S. Baxter
USSR	Dr N. Abramov

The response from these countries was most encouraging. In addition, in response to a second questionnaire, many submitted most informative and comprehensive reports from several city and regional authorities, usually from those representing the largest suppliers of water in their country. The author, who acted as rapporteur for the Republic of South Africa, wishes to thank most sincerely the rapporteurs and those who assisted them for the time and attention that was so generously given in compiling the many very excellent reports received.

Every effort has been made in this report to mention aspects or problems peculiar to particular countries but it is noteworthy that so many aspects and procedures are common to so many countries.

II Definition of emergency

Public water supply is an essential service, probably the most essential of all services that communities depend upon to survive, let alone live and develop. By inference water supply is expected to be continuous, always available where required in sufficient quantities and of satisfactory quality to meet the normal needs of all consumers. Exceptional or emergency conditions and indeed normal requirements and conditions need definition.

Firstly, normal requirements, a question of quantity and quality, are those that can be expected or predicted. Demands vary according to weather conditions, growth rate and economic circumstances, and if proper communication with consumers exists, particularly in regard to future requirements, no emergency should arise from the reasonable demands of consumers. True, with unpredictable weather, as in drought conditions, or unusual economic upsurge or development, demands could exceed those expected, but except in extraordinary circumstances no emergency should arise - there may be short term inconvenience but no emergency.

But emergencies can and do arise from exceptional natural conditions and from man-made causes within or without the water supply authorities' works. Certain natural phenomena can be predicted in regard to their severity but hardly in regard to their frequency or time of occurrence; on the other hand certain others cannot be predicted. Man-made phenomena resulting in emergencies are probably unpredictable both in regard to their occurrence and frequency. Obviously the better the prediction or anticipation of an unusual occurrence, the better the provision that can be made for the emergency. Total unpreparedness would give rise to emergency situations every time something abnormal occurred. On the other hand, proper preparedness, anticipation and provision can enable the water supply authority to endure certain potential emergencies without undue inconvenience to consumers. Vision, forethought and provision for emergencies cost money, and whereas certain provision is both prudent and necessary, careful consideration must be given thereto so that no undue financial burden is placed on consumers as a result of such provision and so that the public would not become alarmed or uneasy about the possibility of emergencies taking place. The consumer and the public must have absolute confidence in the water supply authority and its ability to supply sufficient water under all predictable circumstances. The degree of provision for predictable emergencies depends upon the consumers' willingness to foot the bill as well as on the foresight and determination displayed by the water supply authority. What may constitute an emergency in one region would be overcome in another without

inconvenience, e.g. drought or unusual extreme cold conditions could cause considerable inconvenience and emergencies if not foreseen and provided for, but on the other hand such potential emergencies could be avoided and handled under normal or near normal procedures.

Certain emergencies following exceptional conditions can be and are avoided whereas others cannot reasonably be anticipated or expected and are thus unavoidable emergencies. These would include earthquake (but probably not minor ones if the area is prone to such), exceptional freezing, floods and droughts of magnitude exceeding say 50 or 100 year prediction, serious or sudden pollution or completely unforeseeable major breakdown of plant.

Whether or not public water supply is maintained either fully or partially under emergency or exceptional conditions does not detract from the fact that the circumstances are abnormal and this report will deal with the various possible causes of emergencies and the steps, precautions or provision made to maintain water supply during such emergencies. Certain authorities by dint of great forethought and financial provision are able to turn what would otherwise be an emergency situation into a normal or near normal supply situation. Others, for various reasons but often because of the impossibility of predicting or anticipating the severity of the emergency, have to face the situation virtually "de novo" and water supply under very severe restrictions is the only solution.

In a survey covering many countries of very divergent climatic and other conditions it is not surprising that the possible or predicted type of emergency differs from country to country. Furthermore, although the cause of an emergency may be the same the effect on water supplies may be vastly different even though the intensity of the cause is the same. For instance, the effects of a mild earthquake, low on the Richter scale, in an earthquake prone country such as Japan would probably be handled with consummate ease whereas an equally mild earthquake would give rise to a serious emergency situation in a country that, because of very low incidence or severity of earthquakes, has not taken any precautions against earthquakes; or a period of drought in Europe of a few months may give rise to an emergency whereas droughts of considerably longer duration in arid or semi arid countries would pass as being a normal condition.

III Phenomena causing emergencies or exceptional conditions

1. Natural phenomena

- (i) Earthquakes
- (ii) Hurricanes, typhoons, tornadoes, etc
- (iii) Floods, including sea intrusions
- (iv) Droughts
- (v) Frost and ice

2. Man-made phenomena

- (i) Pollution of water supply
- (ii) Plant failure
- (iii) Malicious damage
- (iv) Strikes
- (v) War conditions

1 Natural phenomena

Climatologists point to cyclic world weather patterns, stating that there are indications that weather extremes such as droughts, floods and cold will worsen, at least for a period. The recent severe drought in Europe, the cold and blizzards of the USA East Coast,

the severest drought on record of the USA West Coast during 1975-1977 and the longer term cataclysmic drought of North, Central and Saharan Africa would seem to confirm these predictions. Accordingly, it is not unreasonable to expect certain of the natural phenomena to be even more extreme than in the past.

1.(i) Earthquakes

Japan, the USSR (central region) and USA (West Coast) are the IWSA member countries that are most seriously affected by earthquakes. The town of Friuli in Northern Italy was struck by an earthquake in 1976. Many aspects of water supply in regions of high seismic activity were adequately dealt with in Special Report No. 8 at the 10th Congress, Brighton, in 1974. In addition to that report, valuable contributions have been received from Japan, USA and USSR and only a brief résumé of the problems and preventative steps necessary in earthquake prone regions is given here.

Of all countries, Japan is located in a region of the highest seismic activity on earth and has endured many serious earthquakes. During the ten years 1966 to 1975 Japan experienced 19 large scale earthquakes of magnitude (Richter scale) between 5.3 and 7.9 and hundreds of less serious and extensive seismic disturbances. These earthquakes resulted in severe disruption of pipelines and certain structures essential to water supply. The city of Tokyo recorded 310 seismic accelerations during this period and another major earthquake is predicted in the near future. Preparedness is obviously an important factor in enduring and surviving major catastrophes and includes the adaptation and design of the installations to withstand earthquake shocks and the establishment of emergency procedures.

In all these countries great importance is placed on seismic and geological information and predictions (a five year research programme for earthquake prediction in Japan was initiated in 1974); the siting of structures on uniform foundations is essential. It is also essential that alternative sources of supply be incorporated in the supply system, especially if the one source is an underground source, as these sources are more vulnerable than surface water supplies. Wherever possible structures should have a circular or near circular configuration and be single-storeyed. Moveable equipment, particularly chlorine cylinders, should be securely fastened to the floor or to scale platforms to reduce rolling and damage during the earthquake. Allowance for relative movement should be made around pipes leading into or from structures, buildings, etc. Steel pipes are preferred to cast iron and asbestos because of their greater flexibility and non-shattering properties and easier repair. Earthquake resistant, flexible mains have been developed in Japan. Although pipes tend to suffer less damage when buried deep below the surface, this advantage is offset by the additional time required to expose pipes for repair after the seismic disturbance. Emergency planning must include avoiding the disastrous secondary effects that would be caused by flooding from fractured mains. The USSR mentions that earthquakes tend to reveal the weak points in a water supply distribution system and for several years after the disturbance fewer running repairs are necessary than before the disturbance!

Most significant is the need for establishing procedures for handling the emergency, particularly having an established, well equipped team in the authority's employ who are pre-briefed on emergency procedures, are allocated responsibilities and who can operate independently with good radio communication to senior officials as well as to other local departments, especially the fire department.

1.(ii) Hurricanes, typhoons, tornadoes, etc

Severe weather conditions exemplified by extremely high wind velocities and rainfall are, like earthquakes, confined to limited areas of the earth's surface. Experience in Japan and the USA shows that the principal damage to water supply installations comprises ruptured electrical supply to buildings, broken windows, injury to personnel from flying objects, particularly glass, inundation or severe wetting of electrical plant because of open window spaces following destruction by wind of glass, etc. The flooding effects of the torrential rain that frequently accompanies these phenomena will be dealt with under floods. Sudden loss of electric power could impose water hammer pressure surges on pumping systems.

Precautions against this type of damage and for overcoming the water emergency that does or could follow include the reduction in windows and glass pane size and the ready facility to protect electrical equipment with water-proof sheeting.

Often these phenomena can be forecast 24 hours beforehand and the water supply authority has the opportunity of preparing for the onslaught. Contingency plans should be maintained and designed to serve as a guide for survival operations during and particularly immediately after the disaster. The success of the plan depends on the ability and cooperation of personnel of the water supply authority as they can become completely isolated either at their particular posts on the water supply system or at their homes. Familiarity with the water supply system is essential and by the time the hurricane or tornado reaches the city all emergency crews should be ready. Usually electricity supplies and telephone communications are interrupted, so plant has to be made operational again as soon as possible. The places where water supply requirements are most essential, e.g. hospitals, should have adequate storage or an independent emergency supply of water.

1.(iii) Floods, including sea intrusions

Floods are probably the most common natural phenomena giving rise to emergency conditions that all countries and water supply authorities have to contend with. Certain water authorities have the responsibility of river management and control, e.g. the Ruhrverband and river water authorities in Great Britain, whilst many authorities do not have such responsibility and merely abstract water from the river.

By their very nature and function all rivers are subject to flooding but the intensity and frequency of floods either from rainfall or from sea intrusions vary from river to river. There are many instances on record where serious water supply emergencies have arisen as a result of flooding, e.g. in Spain and the Netherlands. Inundation of works, towns and cities creates major water supply problems. Rapid changes in river water quality can occur and ground water abstraction points can be polluted by inundations from river or from sea. Generally speaking it is only the exceptional flood that causes emergencies—lesser floods may cause inconvenience for relatively short periods. The report from France mentions the capriciousness of the Saône and Loire rivers and advocates more accurate meteorological predictions and recording of snow intensity in mountains. Rivers are dammed for purposes other than potable water supply, e.g. electrical power generation, and conflicting interests may create unnecessary shortage or surplus of water.

As a result of better records of rainfall and run-off and more sophisticated hydrological techniques it is apparent that floods in excess of those experienced in the past can be expected. Works may have been sited or designed on data of flood frequency and, more

importantly, flood intensity of too short a period. As water supply is so vital to increasing numbers of people, design and layout based on a 50-year or even 100-year frequency is insufficient and flood intensities of 200 or even 1000-year frequencies should be considered. The experience of the flooding of Florence in 1964, where water was not the only essential service that was disrupted, bears out this contention. The 1953 flood disaster in the Netherlands, where tremendous danger of floods has always had to be faced, has resulted in a programme of raising the dykes along sea and rivers, so that the computed frequency of flooding of the new dykes is now once in 10 000 years.

Incidents where treatment works or ground water abstraction points were isolated and inundated, giving rise to serious shortages of potable water, have often occurred. In other cases inundation of works has led to a deterioration in the quality of water being supplied as well as serious cutting off of road and rail communications and electricity supply. Flooding by high seas (the Netherlands and German North Sea and Baltic coasts) can result in sea water intruding beyond fresh river water intakes. Reductions of between 50 and 100% for periods of up to one month have been experienced as a result of floods. A case of "water water everywhere and not a drop to drink" (Coleridge). In these circumstances boiling of water was the only solution until services were restored.

Flooding of relatively small areas due to abnormal torrential rain, whether following tornadoes and typhoons or not, is a common experience in many parts of the world but particularly in the tropical and sub-tropical zones of the world. In 1978 a small region in South Africa experienced a downpour of 250 mm in a few hours, giving rise to remarkable floods in a limited area. Such floodings can have long term effects on water supply, especially if water works are located too close to water courses or where river and stream crossings have not been adequately protected against the ravages of untameable rivers. Usually, however, interruptions in these cases are short lived and inconvenience rather than emergency conditions is experienced.

1.(iv) Droughts

Whilst all the previous natural phenomena dealt with so far can and do have disastrously sudden or catastrophic results, the effects are all of relatively short duration, usually causing inconvenience or acute emergencies for limited periods only. Droughts, on the other hand have been and can be of long duration, causing inconvenience and considerable hardship. Japan experienced droughts in 1967 and 1973 during which the Takamatsu Water Bureau, supplying 300 000 people, was forced to impose restrictions over periods of 44 and 63 days: the severest restriction being the confinement of draw-off from supply systems to only three hours per 24 hours. Barcelona, Spain, in similar circumstances limited draw-off to five hours per 24 hours. Famine can result from prolonged drought. It is impossible to predict the incidence or occurrence of drought and its severity. Meteorologists, climatologists and others have eagerly investigated past weather records, particularly rainfall, so that future predictions can be made with greater accuracy. There appears to be little evidence as to changes in global, hemispherical or continental weather patterns except that extremes in weather phenomena will not lessen but possibly worsen. Obviously countries and organisations having records that go back for a century and more should be better able to predict future weather extremes than say a young developing country whose records go back at best for a few decades only.

The effects of droughts are being more acutely felt because water demands are increasingly approaching

the total water availability from underground and surface waters. For example, in the past 30 years California's population has trebled and the area of land under irrigation doubled and water needs have risen correspondingly. Not being a water rich state, it has become more vulnerable to periods of low precipitation and drought. Droughts that a few decades ago could be endured with little if any inconvenience now give rise to severe shortages of water resources. Understandably the countries in temperate regions have not had to concern themselves with droughts as have the drier regions. The very dry regions, near-deserts, have known that water is always at a premium and have perhaps become accustomed to permanent inconvenience or permanently restrictive use of water.

In developing countries the harnessing of water sources and resources is often most difficult. Water usage is basically a product of per capita consumption and population. Forecasting population growth and per capita consumption in a young developing country is difficult and the forecast of their product is indeed hazardous. But it is nevertheless imperative that demand forecasts be made well into the future, since the provision of additional water to meet the expected demand can take many years. The determination of an assured supply of water adequate to meet the demand during the very worst drought period is of vital importance. Water resources based on a 200 or even 1000-year drought occurrence must be considered and then estimates and calculations must be made well ahead of actual requirements. More and more are catchment areas of both underground and surface waters being altered by man's activity: it is problematic whether overall climatic conditions are changing, but it is certain that catchments are changing. Frequently the acquisition of additional water resources from rivers entails time consuming international agreements. Increasingly it is necessary to transport water hundreds of kilometres to where it is required (e.g. Tugela-Vaal Scheme, Republic of South Africa). Spain, a country ravaged by floods and droughts, has a comprehensive system of 5000 rain gauges, over 600 river flow meters and monitoring, measuring and control stations so that the potential of water resources may more reliably be assessed. Obviously the construction of dams to temper, if not tame completely, rivers to improve their assured flow is a most necessary step. Great attention has been given to the interrelationship between rainfall, run-off and assured flow from a river or a series of rivers. Considerable gain can be had in linking rivers, not only to increase the total normal water resource, thereby providing agriculture with more water for most of the time, but also to improve reliability and lessen the effects of drought. This is being done to an increasing extent in water-short member countries such as Spain and the Republic of South Africa and no doubt in many other countries from whom reports are not available.

In all countries, including those in temperate zones, water resources are being called upon to supply greater and greater quantities so that the gap or leeway between assured supply, available either naturally or increased by man's ingenuity, and the demand narrows to the extent that countries are increasingly having to face water shortages in years or periods of lower rainfall or run-off. The importance of long term planning and development of water resources to meet the demands of the future cannot be over emphasized.

The effects of drought vary almost directly with the severity of the drought. Obviously by watching falling reservoirs, early restrictions on the use of water alleviate the position but if drought conditions persist, restrictions on the use of water may have to reach the most stringent proportions. Extreme cases recently (Japan and Spain) have witnessed the non-availability of water from supply

mains for 18 or more hours per day and use confined to the absolute essentials for health. Man requires relatively very little water to survive and maintain health conditions compared with his normal, though extravagant, total requirement of up to 500 litres per day. Restrictions on water use, which are in essence a temporary solution but never a permanent one, vary greatly, some causing merely inconvenience, but acute drought situations frequently give rise to emergencies that often threaten agriculture, economics and human life itself.

1.(v) Frost and ice

Comment on the adverse effects of snow, ice and frost were received from only four countries which indicates that only in those regions that experienced extreme cold are water supplies affected. Central North America, Russia and Greenland experience temperatures well below freezing for extended periods during which ground frost extends down to well beyond a metre and where water temperatures are virtually 0°C. Experience dictates that pipes be buried to a depth of at least one metre and 2,0 m cover over the top of pipes is not uncommon. Finland buries pipes to a depth of between 1,5 and 2,5 m, Sweden 1,7 m and Poland 2 m. Chicago, USA, recorded frosted ground down to a depth of 1,8 m in 1976. Low flows within small pipes, particularly, are the first to freeze up and cause total interruption in supply for extended periods. Citizens and consumers are encouraged to allow at least one faucet in their individual systems to run continuously. This procedure is preferred to adding energy and thus heat to the water by increasing pressure as other problems then arise. Emergency supplies of water either in prepacked four-litre containers or from insulated water tankers are made available. Thawing of pipes is usually done by using A.C. arc welding plant with currents of up to 500 amps for two hours on pipes of 150 mm diameter. Frost aggravates the effect of live loads on pipelines particularly those laid on variable bedding material. A lower frequency of bursting is experienced when uniform bedding is ensured and with pipes having high beam strength, ductility and joint flexibility. Frozen pipes often occur when ground cover has been reduced following road alignment, etc. Freezing of rivers inland results in low river levels in river mouths and estuaries and sea water intrusion then occurs. In 1963 sea water intruded inland beyond Rotterdam's intakes on the Rhine and saline polluted water was drawn into the treatment plant.

Another problem associated with persistent sub-zero ambient temperatures and certain weather conditions is that ice crystals or particles tend to occur in water. Water in a dynamic state can become super cooled at temperatures of 0°C or lower. An ice phenomenon known as frazil or anchor ice occurs when, with no ice on the surface of the water but with ice crystals in the water, intakes and other channels choke partially or even completely with the ice laden water. Weather conditions creating frazil are: no ice cover, persistent ambient temperatures of -6°C or lower and wind and water at near freezing temperatures. Precautions against this type of emergency are physical scraping of ice off submerged surfaces of hydraulic passages and the addition of heat to the water. Provided the water can be brought to a temperature of 0,1°C or more, super cooling properties are removed. Intakes should be located underneath an ice cover and openings should be sufficiently large so that ice cannot bridge across the opening: 60 cm is considered the minimum dimension.

It should again be noted that under emergencies caused by cold weather the water supply organization

depends upon skilled personnel, available for long hours, to work, if necessary, independently of centralized emergency teams and equipment.

2 Emergencies arising from man-made phenomena

As with natural phenomena, emergencies resulting from man-made causes can to a certain degree be anticipated. Many water authorities have made considerable and costly arrangements to lessen the effects of these emergencies, thereby reducing some of them to inconvenience at most. Certain man-made causes are or can be dealt with in the same manner as some natural causes whilst others, such as nuclear explosion or fall out, require very special precautions.

After describing briefly the effects of the various types of man-made causes of emergencies and the specific steps that are necessary in each particular case, this report will deal with the measures that are or should be taken to cover most eventualities.

2.(i) Pollution of sources of supply

By far the commonest problem arises from pollution of river, lake and underground sources of supply. Almost without exception member countries recorded instances where emergencies had arisen from accidental spillage of pollutant or deliberate dumping of industrial wastes and of chemicals prejudicial to water quality into or close to the source of supply. For example, Austria reports that the incidence of spillage of mineral oils from road tankers has increased from 43 cases in 1973 to 104 in 1976.

The cause of this increased pollution or risk of pollution is that the transport of materials, particularly fluids, is continually on the increase. Of the several dangers that arise from this transportation there is the danger to water and earth, from which far reaching effects on drinking water can occur. It is not surprising that certain countries, for example West Germany in 1957, legislated for water management laws, for protective water measures and for the storage and transport of materials that are a threat to water supply. The basic goal is the elimination of the causes of damage, but as accidents will always happen there is need to minimise the effects of such accidents. Accidents causing pollution generally arise from plant breakdown, technical deficiency or careless behaviour, and manifest themselves through (a) vehicular transport on rail, road or canal, (b) transport conduits (pipelines), (c) storage containers and tank farms, (d) trans-shipment areas, (e) airports, (f) parking and washing installations for mechanically propelled vehicles, and (g) certain trade installations. In Germany a Code of Practice has been established, concerned not so much with the protection of water in storage or the transport of substances that threaten water quality as with measures to minimise the damage to water after the unintended accidental escape of such substances.

The substances that threaten water quality are those that dissolve in water, mix with it, combine with its contents or cover its surface and when the physical, chemical and/or biological properties of the water are changed for the worse. Fluids are obviously the most important because on escape they spread rapidly and percolate the ground. Solids too can cause pollution when they come into contact with water. It is the massive traffic in mineral oils and their products that gives rise to the greatest fears.

Solids that threaten water supply are the heavy metal salts, cyanide, radio-active substances, detergents, pesticides, plant protection chemicals as well as non-

poisonous salt in high concentrations and products from which only certain components can be dissolved, e.g. roasted ores and sludge from galvanizing and pickling baths, from which poisonous salts of lead, arsenic, chromium, nickel, zinc, mercury could go into solution.

The inorganic fluids such as sulphuric, hydrochloric and chromic acids, caustic soda, caustic potash are also potential threats to water quality. Certain organic fluids soluble in water such as methanol, ethanol and phenol are potential dangers, as well as certain of the non soluble organic fluids such as mineral oils that remain unchanged for longer periods in water and in the ground.

It appears that despite technological precautions, official recommendations, directives and control efforts, accidental water pollution will continue to occur. When rivers are used for navigation as well as for water supply, the danger or incidence of accidents involving the spillage of mineral oils and other fuels and a host of other liquids or solids soluble in water is greatly increased. Accidents on land or on water are far more frequent in regions or countries having high population density and industrialization. International rivers such as the Rhine convey contamination and pollutants beyond the borders of the country of origin of pollution and consequently international communication and liaison is imperative for the common benefit of all users of such a river. The city of Lyon, France, considers that there is a permanent risk of an accident because of the manufacture and transportation of chemicals from surrounding industries. In 1977 a substantial quantity of arsenic was released into the Rhône river. Abstractors from lower reaches of the Rhine river have similar fears.

The adverse effects of heavy pollution on water supply can be and are minimized by early warning of the problem, prompt action where applicable and close co-operation between all concerned. Several countries are paying more attention to monitoring and early warning telemetering systems. For example, on the River Seine, France, monitoring and warning stations are being installed to permit detection of mercury, lead, cadmium, zinc, copper, selenium, arsenic, manganese, chrome, nickel, nitrates, nitrites, cyanides, sulphides, fluorides, chlorides and phenols.

Most member countries have had to apply themselves to the effects of sudden gross pollution and many effective measures and procedures have been evolved to reduce the degree of the emergency that follows, or that could follow. Certain of the administrative procedures will be discussed later. Constant monitoring of water quality with rapid analysis is essential so that heavily polluted water can either be treated timeously or, if need be, alternative emergency sources drawn upon until the water source is relatively free of the offending pollution load. At worst, it would be better to close down the particular heavily polluted water supply source and cause inconvenience or an emergency in which little or no water is available for a limited period rather than put into supply water of a dangerous or totally unsatisfactory quality. Positive measures include the holding of spilt liquids and solids and polluted water in ponds, the skimming off from the water surface of floating substances, the neutralizing of the pollutant by spraying or other means, and disposal of the offensive material away from the water source.

2.(ii) Failure of plant in water treatment, pumping and distribution systems

Plant failures and breakdowns are to be expected and it is only the exceptionally severe or serious failure involving a major portion of plant for an extended period that would cause an emergency. The provision of adequate reserve or standby capacity in treatment plant

and a sound pumping and distribution system enable all but the most serious emergencies to be met with little more than an inconvenience to consumers. Seldom does more than one item of plant break down simultaneously and no inconvenience should be experienced in such cases. It is presumed that adequate reserve plant is provided.

Prolonged electric power failure, beyond the control of the water supply undertaking, and possibly beyond the reasonable control of supplier of electric power, e.g. serious damage following lightning, would cripple any water system where pumping of water is necessary. Rapid and prolonged deterioration in raw water quality or serious chemical feed plant failure could result in the output of water treatment plants being drastically reduced.

Many undertakings are splendidly geared to meet emergencies due to plant failure and alternative prime movers usually in the form of gas turbine units are employed. Others have alternative supplies of water that, although not capable of supplying the normal full demand, can supply at least the minimum essential requirements. The emergency provisions are expensive to install and operate but a mitigating factor is that they can be used for short periods when abnormal peak loads are being experienced or when the normal water resource is unable to meet the full demand due to drought or dry weather conditions.

2.(iii) Malicious damage

In spite of their most essential nature, it would appear that water installations have thus far seldom, if ever, been the target for malicious damage but in a world where violence, vandalism, sabotage and wilful damage are unfortunately becoming more prevalent, it would be foolhardy for authorities not to give attention to this potential cause for emergencies. There is little information on the impact of riots, vandalism, etc. on water utilities probably because water utilities do not publicize their operational problems. Collectively these people-induced actions can cause any or all of the following: contamination of water supplies, large scale wastage of water, loss of power, disruption of communications, curtailment of services, destruction or spoiling of watershed area, physical damage to plant and harm to personnel.

Among the replies received certain specific cases of wilful damage to water works installations were quoted.

Water authorities have always taken certain precautions to prevent ingress into works and conservation areas but it is unfortunately becoming more and more important to exclude not only the general public but to make it more difficult for the malicious intruder to gain access to works and water areas. Water works plants are tending to be more concentrated in large units with more automation and fewer personnel so that they are increasingly becoming the potential target for attack by the terrorist whose technological sophistication could enable him to cause deliberate disaster by using very limited material and human resources.

It is unrealistic to expect the entire water supply system, including pipeline networks, etc. to be specially protected but careful attention should be given to those parts of the undertaking that are most vital and most difficult to replace if damaged and to ensure that only authorized persons have access thereto.

The deliberate poisoning of water sources both for security reasons, no visitors are allowed either to such a possibility makes it imperative to have early warning indicators of a sudden and ominous change in raw water quality. It is significant that river monitoring stations have been and are being installed on several important rivers in Europe, e.g. France, West Germany

and Sweden, to detect and transmit expeditiously any deleterious change in water quality, whether or not such change be the result of deliberate, inadvertent or ignorant polluting or poisoning of the water. Fish in in-stream aquariums can provide excellent early warning of certain, but not all, pollution or poisoning loads.

In certain works, pumping plant will automatically be shut down if the quality of the water being produced is not up to predetermined standards.

Several authorities, including Zürich, Switzerland, which is probably the most advanced in regard to the safeguarding of water works against sabotage, secure their water works by means of an intruder alarm connected to a computerized supervisory system. All entrances are guarded by cameras and TV monitors and particular points within the general area are guarded still further. The legitimate passage of people to all water works is registered at the control centre automatically. For security reasons, no visitors are allowed either to the regional pumping stations or in the control centre. The quality of the raw water as well as the potable water is continuously monitored for possible chemical and biological pollution. The measured values are retrieved by the control centre for evaluation. A pilot water treatment unit gives early warning of significant change in water quality. An alarm of highest priority will be given if pollution of the water is detected so that immediate action can be taken. In order to prevent pollution by sabotage, secure covers over ground water sources have been provided and central, closed ventilation systems installed at reservoirs. As a measure against radio-active contamination special filters have been installed at ventilation ducts and at covers over ground water sources.

2.(iv) Strikes

Emergencies arising from strikes and labour disorder would be caused by the absence of operating personnel on the works. It would appear that the numbers of unskilled workers employed in water undertakings are dropping, while those of skilled personnel are rising with automation and improved productivity. Job stability, better training and good industrial relations policy reduce the likelihood of emergencies arising from strikes.

In many countries strikes in an essential service, such as water supply are illegal. In others this is not the case, but no country has reported that strikes or labour unrest had resulted in an emergency. Usually at least a minimum number of the water authority's personnel is permitted or required to continue working by the labour leaders to ensure that vital supplies, if not normal supplies, are available.

2.(v) War-time conditions

Water supplies are by no means left unaffected by war, bombing, etc. and those countries that have had to endure the effects of military conflict and devastation have taken certain precautions to minimise the possibility of water emergencies. These include the burying of pipes at least one metre below the surface and avoiding the use of road and rail bridges that are usually high priority military targets, for supporting water pipes. Wherever possible obvious military targets should be avoided.

Under peace-time conditions water emergencies are primarily the responsibility of the water authority but in war time the responsibility is broadened to include central government, civil defence and the military forces and certain of the costs are borne by the central government. In the Netherlands, and no doubt in other countries too, commissions have been established to

determine the steps necessary for "the protection of public water supply system from the immediate effects of war time destruction" as well as the safeguarding of public drinking water supply in emergency conditions. The water supply authorities are required to submit plans for these circumstances. Separate or different procedures have been laid down for conventional warfare and for nuclear, biological and chemical warfare.

Wherever feasible pumping stations are located below ground level and windows are kept to a minimum size or eliminated altogether.

Steps taken to meet water emergencies under both peace-time and war-time conditions on a national level are dealt with more fully under the next section of this report.

The report submitted by Switzerland and in particular the policies and procedures planned and developed by the City of Zürich for the protection of its water supplies in times of war, including nuclear explosion, are among the most advanced known steps taken by any water supply authority and include the provision of a shock wave proof chamber housing emergency pumping plant to be operated automatically by specially protected electrical equipment or by diesel driven machines. Further details are given below under the subheading "Design Policies".

IV Steps taken in or in anticipation of emergency situations

Emergencies imply or demand restrictive use of water.

As mentioned above, it is incumbent upon water supply authorities to minimise the effects of unusual or emergency circumstances so that only the truly unexpected or unprecedented occurrence may cause inconvenience or emergencies in water supply, and even then to be in a position to handle the situation as expeditiously as possible. The minimum requirement is to safeguard the health of the people and whether the emergency be caused by natural or man-made situations, the health of the population must not be in jeopardy either because of the total non-availability of water or because the water available is unsafe to drink.

A. The population's minimum requirement

Only a few litres a day are necessary to satisfy the needs of the human body and, although this is a relatively low quantity compared with man's normal per capita consumption of water, including the consumption for his living and for his industry, such small quantity is nevertheless absolutely vital for life for without such minimum quantity man quickly perishes.

In the period immediately following the severest water emergency the water supply authority is not, or may not be, in a position to supply any water whatsoever through its normal distribution system to part or to the whole of its area of supply. Such a circumstance demands that provision be made to supply the barest essentials of water by temporary means and, by anticipating such a situation, to ensure that each household has its own very limited supply of water on hand. Several countries require that each household has a limited quantity of water available in emergencies. In the Netherlands it has been laid down that each house should have its own minimum supply of water in buckets or containers sufficient for seven days based on a minimum of five litres per person per day. Hospital and similar institutions must also be self supporting for seven

days, with a minimum requirement of 50 litres per bed per day with an additional 20% for disinfection and operations. In Zürich each dwelling is required to have stored in a basement or suitable shelter, a quantity equivalent to ten litres per person. These regulations are based on the very practical approach that time elapses before even emergency water supplies from without the household or institution become available.

Many water authorities require as a normal condition that each household and each industrial and commercial consumer provide a suitable tank into which water can be delivered from the supplier. This small reserve of water at each consumer point can, with reservation, be regarded as a potential emergency supply but, apart from health and other hazards, these very limited supplies could inadvertently be used up in normal use before the realisation that emergency conditions prevailed and so not be available as an emergency source. In the hotter climates public and private swimming baths could be regarded as emergency supplies on suitable disinfection.

These individual household or localized storage provisions can be expected to last for only a day or so after which the water supply authority must commence supplying at least some water and obviously as time elapses so increased quantities will be necessary. Many countries and water authorities have made provision for such quantities being reliably and readily available. Several authorities, including Zürich, Switzerland, the Netherlands and Spain, have water in prepacked plastic containers available at all times for distribution to stricken areas. These containers hold between two and ten litres and the water stored therein remains in a satisfactory condition for periods of up to five years, after which presumably the contents are replaced with fresh water. Gelderland, Netherlands, has 12 000 plastic containers each holding 40 litres as well as 1250 one litre containers. These supplies are stored in secure places where the effects of natural and war damage are least likely and, furthermore, where the effects of nuclear radiation would be virtually nil.

In certain areas or regions the minimum essential requirements for human and animal life are available from protected underground wells. West Germany, in its programme for "the maintenance of potable water supply from wells and springs", with the emphasis on areas of industrial concentration, large cities and those communities in which supply of emergency drinking water is a prime need, has established or is in the process of establishing emergency wells independent of the normal water supply network, as well as a number of spring water chambers and interconnected pipelines. These emergency wells are built according to prototype design, paying due regard to prevailing ground water conditions, and are so arranged within the populated areas that the vital demand for potable water, rated at 15 litres per day per person in households, hospitals, institutions and essential operations, as well as water for domestic animals, is available within an average distance of 750 metres from a well, independent of the potable water supply network. These wells are fully equipped with suitable built-in delivery or pumping machinery, depending upon the capacity and depth of ground water. These emergency facilities are capable of supplying the essential drinking water to almost 25% of the population of West Germany. Several European countries have made similar provisions.

Certain water authorities have installed or are contemplating installing emergency water treatment and supply plant that would be operable even after an extreme case of an emergency caused by a nuclear explosion. Anticipated in such a devastation is the contamination of surface waters, very substantial

damage to electrical supplies and plant as well as to water treatment plant.

The basic principle adopted by many authorities is that each inhabitant has a right to an emergency water supply whatever the cause of the emergency may be. In the case of Zürich, Switzerland, the inhabitants have been or are prepared to pay for the high cost of ensuring that certain minimum quantities of water are available when the normal supply of potable water is disrupted by any cause, including sabotage, natural disaster, accident, damage as well as the foreseeable effects of conventional and nuclear weapons. During the first phase of up to 14 days, based on civilian defence principles, between 10 and 20 litres per person per day must be available in inhabitants' own shelters and somewhat greater quantities in public shelters. In the case of nuclear explosion the inhabitants would be confined to their shelters because of the danger of radioactive contamination. On the assumption that all normal pump stations would be inoperative and surface waters contaminated under these circumstances, water would be supplied from an underground source by means of pumps, etc. housed in an underground single storeyed chamber located at the well head and capable of withstanding shock waves from any direction of up to 30 t/m². The electrical equipment is insulated or shielded against nuclear electromagnetic pulses and all cables are laid in steel tubes. Due attention has been given to air filtering and ventilation. Diesel generators, together with supplies of fuel for 14 days' operation, are provided and will automatically operate in the event of an electrical supply failure.

In a city of 500 000, over 50 deep wells would have been or are being constructed such that residents are not further than 600 metres away from the nearest well where hand pumps, hoses, etc. are provided. Minimum requirements of five litres per person per day can be supplied from these wells.

Austria has mobile treatment plant capable of producing water of adequate quality regardless of untreated water condition. The plant is capable of supplying a population of 25 000 people with five litres per person per day. This plant is also capable of eliminating radio-active contamination and can be transported by helicopter. Switzerland has similar equipment.

On a national basis, the Netherlands organisation of Public Health Care in Exceptional Circumstances (VIBO) has 215 000 forty-litre synthetic containers stored strategically throughout the country for distribution to local authorities in an emergency. In addition, over 250 folding containers each holding 3000 litres and fitted with taps are held in stock and are available for distribution of water on mobile road vehicles. The latest step taken by the Netherlands is the acquisition of a transportable 150 mm diameter pipeline in four units each of six kilometres in length. Smaller diameter pipelines are also available for distribution. These pipeline systems are provided almost exclusively for war-time emergency and would be installed by army personnel but their availability for use in peace-time catastrophe is being considered. Eighteen mobile water treatment plants employing flocculation, sedimentation, filtration and chlorination and each capable of producing about 300 m³ per day, together with storage of 13 m³, are also available.

Countries having ground water available in this manner are indeed fortunate and it is significant that neither surface water nor that which is vulnerable to loss or to contamination is used, but that local underground supplies are kept for emergency use.

It is observed that, where underground sources are not adequate for normal use and consequently where

surface waters have to be relied upon, seldom are these small sources harnessed for emergency purposes. Because quantities required for essential use are probably less than 5% of the normal supply, the relatively meagre underground supplies should not be overlooked as reliable emergency supplies. Several authorities can use road tankers, either their own or loaned from the milk or other industries, to make available urgently needed supplies of water. Although emergency wells are primarily for war-time use, they may be fully utilized to ensure water supply under peace-time emergency conditions.

In addition to providing emergency water in small containers or from wells, it is usual for adequate quantities of chlorine tablets to be provided, or at least made available, for sterilizing the water abstracted from the wells to safeguard health of humans and animals. Each tablet is usually able to disinfect 10 litres of water and has a storage life of five years.

Urgent emergency measures are meant to provide the absolutely essential water for the first period of a crisis and afford the authority say 10 to 14 days in which to make greater quantities available. It is during this period or a somewhat longer period that the most urgent repairs to the water supply system can at least be partially restored. Such restoration would have to cover a host of possibilities but it is significant that all countries and water supply authorities mention the importance of having mobile breakdown equipment to deal with pipeline and plant repairs. Certain authorities have mobile diesel or gas turbine driven generator plant to operate pumps and ancillary equipment, as well as adequate stocks of piping, pipeline accessories and, almost more important, well trained staff available to man the emergency equipment and to use their resources, both material and physical, to the full. As mentioned under certain of the emergencies caused by natural phenomena, these men must have a sound understanding of the water supply system for communications are often non-existent in the first stages of an emergency. Two-way radio equipment powered by motor vehicles appears to be the best type of communication, particularly as the distances involved between operations and others is within the range of such mobile equipment.

B. Restricted supply and use

The next phase in recovery after the emergency is the availability of additional supplies that are, however, still less than the normal supply. The stage is usually met by the imposition of restrictions on the use of water. The degree of permitted restrictive use depends upon what supplies are available; the experiences in many countries including Japan, Great Britain and Spain reveal varying severities of the restrictions. Following a major earthquake in Japan, certain towns were supplied with water for only five hours or less per day. Similar restrictions were imposed in Spain following droughts and floods. Supply pipelines should remain full and be kept under pressure, albeit at a reduced pressure. An empty pipeline would permit back or reverse flow and undesirable polluted water entering the pipe through air valves, etc. and certain instabilities of the pipe may become accentuated. Except in very flat country or terrain it is impossible to supply water at a uniform pressure and unless strict control is effected by frequent reading of individual meters, varying amounts of what water is available would be drawn off by consumers. Some authorities have taken the step of closing off all individual supplies and making water available from street stand pipes provided at reasonable distances apart. In all events, the co-operation and understanding

of the population is essential for success in supplying water under restrictive conditions: policing and control help only partially.

Each supply authority would know in which way reductions in water use could be effected, but basically the use in descending order of priority would be—essential use by humans for health and hygiene, industrial and agricultural use and, lastly, use on gardens, parks, sports fields, etc. Certain industries may have a high priority, however.

During the stages of restrictive supply, repairs and restoration of water supplies and services receive the highest priority. Virtually all contributors to this General Report stated that emergency personnel were always available to tackle the task of restoration immediately following the catastrophe or emergency. The duration of the stage or stages of restricted supply could persist for as long as a year. As more and more water and plant are restored so can restrictions be relaxed or eased. On the other hand, in the case of restrictions imposed because of drought, restrictions could become increasingly severe as reserves become increasingly depleted.

C. Design policies

Where pumping of water is necessary it is neither reasonable nor feasible to provide a complete duplicate plant in a separate engine room. However, the siting of pumping and booster stations as far away as possible from each other and from military installations and other vital sections of the water supply undertaking has received attention and probably greater attention should be given to this aspect. The intensity of devastating natural phenomena such as earthquake, typhoon and flood, varies within limited areas and by dispersing pumping stations it is possible that not all would be affected or similarly affected. Multiple or duplicate pipe mains supplying common or similar areas should be separated and main supply circuits should be provided whereby supplies can be delivered from either direction of flow. This is a cardinal principle of several authorities, including Dublin, Ireland and Rome. Pipelines should be provided with an adequate number of isolating valves to facilitate the use of part of the pipeline if a portion is out of service. In Tokyo and the Netherlands mobile filtration plants are also available for certain areas. Service supply reservoirs sited on many high lying sites should be interlinked.

Past experience of emergencies or persistent difficulties frequently affect materially the water authority's fundamental design policy. For instance, the City of Rotterdam, because of frequent if not chronic problems with Rhine river water quality, has changed its normal source of supply from that river to the Meuse river, regarding its original installation on the Rhine as an alternative or emergency supply.

As mentioned above, man-made pollution constitutes the greatest potential cause of emergencies and river and lake intake stations should be so sited that the effects of industrial, chemical or nuclear plant effluent will not influence the quality of water to be abstracted. In many but not all countries the water supply authority has the opportunity of objecting to the siting of certain industrial plants, particularly nuclear plants, if such plants are considered to be a potential threat to the water quality.

In view of the catastrophic results that can follow an impounding dam failure, the design, construction and regular inspection of dams should be carried out only by competent and approved civil engineers. In Great Britain this is in fact specially prescribed by legislation.

A system that depends upon pumping is particularly vulnerable because generally the water supply authority

relies on an independent outside body for its electric power. Crises in electricity supply can occur because of major plant failure or from powerline damage due to lightning and fires, or from labour unrest or war damage, none of which would otherwise have affected the water supply installation. Alternative or duplicate power supply or at least a duplicate incoming feeder which is always available for immediate use in the event of the other supply feeder failing, must be considered a normal requirement.

The vulnerability of water supply to electric power supply failure is recognised by many authorities and positive steps, additional to the one stated above, have been taken. For example, diesel driven or gas turbine driven generator or pumping plant is frequently installed as a means of overcoming electric power failure. In the city of Antwerp, half of the pumping capacity is driven by electric motors and half by diesel engines. In addition, stationary diesel driven generators are installed so that in the event of an electric power failure normal or near normal quantities can still be delivered. A similar policy is adopted by several of the cities and towns in the Netherlands and elsewhere in Europe. Helsinki, Finland, has hydro-electric and diesel power available in reserve. In South Africa one of the large water supply undertakings generates its own steam to drive a portion of its pumping plant, the other portion being dependent on the national electricity grid. Mobile diesel or gas turbine driven generators and pumps are used but usually are able to supply limited quantities only. Under certain short-term abnormal circumstances certain of these standby emergency installations are used to supply additional water, e.g. in times of peak demand or breakdown of plant.

C.(i) Distribution pipeline and reservoir system

Because of the possibility of serious damage to pipelines and reservoirs caused by certain natural occurrences in particular areas and because of the increasing possibility of vandalism and wilful damage, greater attention is being given to improving the security of these works, thereby obviating at least partially the possibility of an emergency.

In addition to providing security fencing and enclosing pipeline valves, etc. in strong, securely locked chambers, and burying all pipes at least 0.75 m below the surface, distribution systems are being designed with greater attention to security. Duplicate supplies, ring main systems and even alternative sources and pumping systems are being provided by several authorities and in many countries. In Zürich, Switzerland, four independent types of supply can be called upon, viz. gravity spring water, pumped lake water, pumped subterranean water and pumped river water. In the USSR any town having a population in excess of 25 000 is required to have an alternative source and main delivery system. Factors such as the time required to repair a severed pipeline, influence the type of pipe and material used. Certain pipelines of materials such as steel can be repaired far quicker than those made of other materials.

In South Africa there is a high incidence of lightning and this has been the cause of considerable damage to buried concrete pipelines so that suitable insulation and protection of such pipelines is now standard practice.

In addition to ringed main supply systems, area or regional systems should be linked to other adjoining systems. In several countries, e.g. Switzerland, France, the Netherlands and Belgium, systems are linked across international boundaries. In Austria a special authority is to be established so that development and management of a supra-regional water distribution system can be provided. Such an authority will link existing more localized supplies and provide regional water treatment plants for normal and emergency use.

The normal function of service or storage reservoirs is to enable short-term peaks to be met and to keep supplies available if plant or pipeline breakdowns occur. The capacity of these reservoirs, relative to the normal demand for them, is dependent upon several factors including characteristics of draw-off demands, distance of reservoir from source of supply, reliability of pumping plant and pipelines, with gravity supply being regarded as less likely to fail than pumped systems. The relationships vary from authority to authority and even within a large authority's system: some provide storage for an hour or so whereas others, for example Pretoria, Republic of South Africa, because of great distance and dependence upon a pumped supply has four days' capacity. A factor in the provision and design of reservoirs is the security risk that would precipitate an emergency.

Service reservoirs should be covered and ventilators so constructed that wilful damage cannot easily occur and that undesirable or poisonous substances cannot be introduced into the stored water. Certain cities have central closed ventilator systems (installed primarily to prevent radio-active contamination in the event of nuclear explosion) that filter the air before it is drawn into the reservoir on draw down.

Open, impounding storage reservoirs require particular attention and ingress to them and to their catchment areas and adjacent shores must be very strictly controlled. Fortunately it has long been the practice of water authorities to guard jealously the quality of impounding reservoirs by controlling the use of the water surface, the surrounding shores and the catchment of such reservoirs and dams. It can be expected that pressure will increase on the water authorities for greater surface use of the water for recreational and living purposes on those water impoundments, lakes and rivers owned or controlled by them. Several authorities have rigorous control over the surface use of their waters and this control should be maintained.

Most authorities provide duplicate or standby pumping and treatment plant, particularly in regard to machinery, so that even major breakdowns do not cause any water supply emergency. Chemical plant, especially the disinfecting or sterilizing part thereof, should be of the most reliable type and design; several authorities have at all times duplicate plant installed and in operation, each at not more than half capacity so that should the one fail the other can immediately pick up the total load. Other authorities have mobile units that can readily be put into service where the disinfection plant has failed.

All authorities appear to hold in stock adequate supplies of chemicals, especially disinfecting chemicals, and certain of these such as chlorine, should be stored in the most secure manner to prevent damage to the cylinders either by accident or by malicious design or intent. Locally available or produced chemicals are preferred.

V Administrative procedures

Emergencies by their very nature create disorder and disruption and, apart from any and every step taken to ensure that the population's health is not endangered and even that inconvenience is kept to a minimum, from a technical point of view it is imperative that clear administrative procedures be established before the expected or unexpected catastrophe or emergency occurs.

Clear lines of communication and authority must be established. Mention has already been made of the need to have well informed well equipped operating staff

available at all times to carry out immediate and obvious repairs to re-establish water supplies. Communications at first may be virtually non-existent and two-way radio, operated from automobiles, appears to be the best and most practical solution. Lines of communication and of authority need to be clearly defined and known by all personnel. A central office equipped with radio and telephone and operating on a 24 hour, 7 days a week, basis is essential. Inter services arrangements, embracing the police, railway authorities, the fire services and water works should exist to deal with accidents involving spillage of chemicals or oils that might endanger water sources.

The water authority itself is expected to do all in its capacity to restore water supplies as soon as possible. All emergencies call for restrictive use of water and this situation has to be communicated to the whole population. Not all water authorities are empowered to enforce restrictions and it is imperative that, wherever the authority lies, quick authorization and implementation for the imposition of restrictions must be possible. In some countries the responsibility of dealing with emergency water supplies does not rest with the water authority but with the municipal authority or civil defence organisation. If this body is unable to cope the scene is administered on a national level. All countries confirm that the mass media of press, radio and television are available to communicate with the populace.

It is particularly important that telephone and radio operators and others receiving messages should know how to initiate action. Most of the day to day emergencies are in fact handled at a fairly low level but it is important that junior staff should know when to call in senior management before major emergencies get out of hand. Communications are vital in the assessment, control and alleviation of any emergency situation. It must also be remembered that "working hours" cover only a comparatively small part of the week and that all procedures must cover night time and weekends.

Public relations are of the utmost importance and much time and effort can be saved if everybody concerned knows what is happening. Poor public relations tend to lead to major criticisms of the work of water authorities. If the public knows why troubles are occurring they are generally ready to co-operate fully, and it was found during the drought in the UK that there was value in setting up public information units. In Switzerland, when major repairs were being made under emergency conditions, the mass media were kept informed of the progress of the work. Consultative committees, bringing together outside bodies such as local authorities, social services, fire services, industrialists, farmers and trade unionists, were also found to be extremely important and most authorities who set them up have found it worthwhile to continue with them in a modified form so that they can be quickly resuscitated in a future emergency.

In addition to local measures certain steps can be taken at a national level. In 1976 the British Government found it necessary to amend legislation both to enable water to be rationed fairly and also to give the supply authorities wider powers of rapid action. National committees of technical experts were set up so that information could be quickly disseminated and mutual help given without the need for lengthy administrative procedures.

Certain emergencies, particularly those caused by war, call for assistance and even responsibility outside of the water authority. In these instances the water authority, with what resources it has at its disposal, assists the civil defence or armed forces in their efforts. In certain countries financial assistance is given to water

authorities to enable steps to be taken in normal times to alleviate water supply in emergencies.

VI Comment and conclusions

The emergencies that can arise and their effect on water supply differ greatly from authority to authority and from country to country. This is particularly so with natural phenomena but also with man-made causes, where generally speaking the greater the density of population and industrialization, the greater the occurrence and degree of severity of the emergency.

Sound practice and tradition in many undertakings has resulted in the public having great confidence in its water supply and when emergencies occur it can be expected that with such a reputation the public will not only understand the situation but co-operate to the full. Water supply authorities in most countries have achieved a large degree of autonomy and the people involved in public water supply have earned for themselves a professional autonomy that is partly a social one owing to the social prestige of the profession as one of the mainstays of public health and also the technical autonomy largely because it solves its problems itself. This professional autonomy inspires a sense of fellowship among the members of water supply organisations and an achievement or a striving towards an achievement of high standards to meet the expectations of society. This is particularly the case in the older countries where the high reputation of water supply undertakings has been well earned after long and excellent service to the public. With such a history and

reputation it is not surprising that most water supply authorities have taken such sound steps to meet the unexpected or extraordinary circumstances that may occur.

Most impressive too are the steps being taken to monitor river water qualities and install telemetry devices to give early warning of serious or important changes in water quality of river waters.

Man's activities and industry as well as, alas, the trend towards vandalism and malicious damage, dictate that man-made emergencies will by no means diminish in the future and that continuity of water supply under all conditions, like liberty, is achieved only by eternal vigilance and provision.

As a representative of a comparatively young country and organisation, the author has been impressed by the provision that authorities have made and the steps they propose taking to limit the effects of emergencies and to ensure that, as a minimum requirement, human life and health is not affected.

In comparatively new water supply systems in the younger countries the challenge is, and has understandably been, to meet the increasing demand as a result of better standards of living, population increase and industrialization, and little time or attention has been given to providing for emergencies that are possible. In spite of this pressing demand upon financial and personnel resources, prudence dictates that certain provision at least should be made so that minimum supplies are available if the normal supplies are interrupted or lost for a significant period.

Alimentation en eau en cas de catastrophe

par R. J. Laburn

Résumé

I Préface

Le présent rapport traite de la continuité et du maintien des distributions d'eau publiques dans les conditions anormales ou de catastrophe qui peuvent être dues à des phénomènes naturels comme les sécheresses, inondations, tremblements de terre, etc. . . ou provoquées par l'homme comme la pollution, les troubles civils, l'arrêt des usines, etc. . .

Les membres de l'AIDE ont été invités à donner des détails, au plan communal, régional et national, sous les rubriques suivantes:

- (a) Méthodes de prévision des possibilités et probabilités de phénomènes naturels et de calcul des risques des événements humains;
- (b) Mesures incorporées dans la conception des ouvrages pour éviter ou minimiser les effets des catastrophes naturelles ou provoquées;
- (c) Emploi de captages temporaires et de stations de traitement de l'eau de secours;
- (d) Mesures administratives en cas d'urgence.

Nous avons reçu des réponses des pays suivants: Autriche, Allemagne, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Irlande, Italie, Japon, Grande Bretagne, Pays Bas, Pologne, Afrique du Sud, Suède, Suisse, Etats Unis et URSS.

II Définition de l'urgence

La distribution d'eau publique est un service essentiel qui doit être disponible pour couvrir les besoins journaliers des consommateurs dans les conditions normales et ses besoins essentiels dans les conditions exceptionnelles ou d'urgence.

Pour couvrir les besoins normaux, l'eau distribuée doit être disponible en tout temps dans les quantités, de la qualité et aux points déterminés par les besoins attendus et estimés. Ces besoins prendront en compte les conditions climatiques, la croissance de la population et de l'économie et les particularités locales de façon que des variations assez larges de la demande puissent être couvertes sans inconvénients graves pour le consommateur.

Les conditions d'urgence sont provoquées par des phénomènes naturels ou des causes humaines, à la fois à l'intérieur et à l'extérieur des ouvrages du service, mais alors que la prédiction des phénomènes naturels est dans une certaine mesure possible, la survenance des catastrophes d'origine humaine est habituellement imprévisible. Plus précise est la prédiction ou l'anticipation d'un événement inhabituel, meilleures seront les mesures d'urgence qui pourront être préparées, mais l'étendue de ces mesures dépendra de la bonne volonté du consommateur pour payer aussi bien que de la prévoyance et de la détermination des responsables. Il faut cependant prendre garde à ne pas imposer aux consommateurs un fardeau financier déraisonnable qui pourrait provoquer des inquiétudes au sujet des incidences possibles et de la fréquence des catastrophes.

Le présent rapport traite des diverses causes des catastrophes et des mesures ou précautions à prendre et des prévisions à faire pour maintenir l'alimentation en eau pendant de telles catastrophes qui diffèrent en type, sévérité et fréquence de pays à en raison des conditions climatiques et locales très divergentes.

III.1 Catastrophes dues à des phénomènes naturels

Les climatologues indiquent qu'en raison de l'évolution cyclique du temps, les phénomènes pourraient devenir plus sévères à l'avenir. Les phénomènes envisagés dans ce rapport sont:

- (i) tremblements de terre,
- (ii) ouragans, typhons et tornades,
- (iii) inondations, y compris l'invasion par la mer,
- (iv) sécheresses,
- (v) gel et glaces.

(i) Tremblements de terre

Le Japon, l'URSS (régions centrales) et les Etats Unis sont les pays membres les plus sérieusement affectés par les tremblements de terre, mais comme de nombreux aspects de l'alimentation en eau dans les régions à haute activité sismique ont été traités dans le rapport spécial n° 8 lors du 10ème Congrès à Brighton en 1974, ce rapport ne traitera que brièvement des problèmes associés à ces phénomènes.

Dans tous ces pays, on attache une grande importance aux renseignements et prédictions sismiques et géologiques qui permettent la mise en alerte essentielle pour faire démarrer les procédures prévues, mobiliser les équipes bien organisées et vérifier les moyens de communication.

L'emplacement, la forme et la taille des ouvrages doivent être soigneusement considérés, comme le matériau et l'emplacement des conduits d'eau. Les plans d'urgence doivent tenir compte des effets des conduites et réservoirs endommagés.

(ii) Ouragans, typhons et tornades

Le principal dommage résultant de ces vents extrêmement violents est l'interruption de l'alimentation en électricité, les dégâts aux bâtiments provoquant l'inondation des usines, surtout pour l'équipement électrique, et les blessures au personnel dues aux objets entraînés par le vent. Nous reviendrons plus loin sur l'aspect inondation. Comme ces phénomènes peuvent habituellement être prévus, les préparatifs nécessaires, basés sur des plans bien étudiés, peuvent être faits pour réparer les dégâts qui suivront l'attaque.

(iii) Inondations, y compris l'invasion par la mer

C'est probablement le phénomène naturel le plus commun contre lequel les services d'eau aient à lutter et la situation se complique encore lorsque ces services sont aussi responsables de la gestion et du contrôle des rivières ou doivent s'occuper de invasions de la mer. Les problèmes majeurs sont créés par l'inondation des captages, des villes et des villages ainsi que par la

détérioration de la qualité de l'eau dans les rivières et les puits en raison de l'inondation.

Les archives et l'expérience du passé indiquent que les pics d'inondation futurs peuvent être dépassés et qu'il deviendra nécessaire de concevoir les ouvrages pour des maximums pour 200 ou 1000 ans. Le programme de surélévation des digues en Hollande est basé sur une inondation calculée de fréquence 10 000 ans!

(iv) Sécheresses

Contrairement aux phénomènes naturels antérieurement discutés, les effets de la sécheresse sont de longue durée et peuvent poser de graves problèmes. La prédiction précise des sécheresses est virtuellement impossible et, en raison de l'augmentation constante de la demande en eau, qui approche rapidement du total du débit assuré des ressources traditionnelles, les effets des sécheresses deviennent de plus en plus sévères. La prévision des demandes doit largement tenir compte de l'avenir en raison du délai sans cesse croissant nécessaire pour la réalisation de nouvelles adductions. Il faut envisager des ressources en eau basées sur des éventualités de sécheresse de 200 ou même de 1000 ans et tenir compte de ce que les captages superficiels aussi bien que souterrains sont affectés par l'activité humaine.

Les liaisons entre rivières de façon à former un réseau de ressources en eau et permettre d'atténuer les sécheresses ont de nombreux avantages mais peuvent exiger de longues discussions internationales et le transport de l'eau sur des centaines de kilomètres. Ces aspects mettent en relief l'importance d'une planification à long terme hardie et imaginative, et de la création de ressources en eau capables de couvrir les demandes futures. Les effets de la sécheresse varient en raison directe de la sévérité de la sécheresse, mais l'homme a besoin de relativement peu d'eau pour survivre comparé à ses besoins normaux qui atteignent 500 litres/jour.

(v) Gel et glaces

Relativement peu de pays éprouvent des températures au dessous de zéro pendant de longues périodes pouvant affecter leurs services d'eau. Dans ces conditions extrêmes, le gel descend dans le sol à un mètre ou plus, ce qui amène le gel de l'eau dans les conduites surtout aux périodes de faible débit. Dans certaines conditions, un phénomène appelé fraïsil ou glace de fond fait que les prises d'eau ou les canaux se bloquent en raison de la glace charriée par l'eau. Le gel des rivières fait baisser le niveau de l'eau dans les estuaires et amène l'eau de mer à remonter sur de grandes distances dans l'intérieur.

Pour lutter contre ces phénomènes, les conduites doivent être enterrées au moins à un mètre de profondeur sur un lit uniforme et être réalisées en matériaux appropriés assurant résistance et flexibilité des joints. Il faut pouvoir racler les surfaces immergées des passages hydrauliques et élever la température de l'eau à 0,1°C pour surmonter les difficultés résultant du fraïsil.

III.2 Catastrophes provoquées par l'homme

Ces événements peuvent être dans une certaine mesure prévus et leur effet dépendra de l'étendue et du coût des mesures prises pour combattre la situation. On peut envisager les causes suivantes:

- (i) pollution des captages,
- (ii) arrêt des usines,
- (iii) dommages malicieux,

- (iv) grèves,
- (v) guerres.

(i) Pollution des captages

Presque tous les pays membres citent des cas où des catastrophes ont résulté de déversements accidentels de polluants ou de rejet délibéré de résidus industriels dans ou au voisinages de captages. Comme ces accidents se produiront toujours, il est nécessaire de minimiser leurs effets sur la qualité de l'eau. Une grande variété de liquides et de solides, lorsqu'on les mélange à l'eau, amènent une détérioration des qualités physiques, chimiques et/ou biologiques de cette eau. Quand les rivières sont utilisées pour la navigation en même temps que pour l'alimentation en eau, le risque de déversement accidentel de polluants s'en trouve largement aggravé et peut avoir des répercussions internationales. Une surveillance continue de la qualité de l'eau, avec des analyses rapides, est essentielle pour permettre de donner rapidement l'alerte en cas de pollution de façon à pouvoir en minimiser les effets en prenant à temps les mesures nécessaires.

(ii) Arrêt des usines

La plupart des arrêts d'usines sont neutralisés par l'aménagement de réserves convenables et d'installations de secours et ce n'est qu'en cas de mise hors service extrêmement sérieux et prolongés dus à une défaillance à grande échelle de la fourniture de l'électricité ou à un accident grave dans l'usine que l'on se trouve en situation de catastrophe. Prévoir des réserves pour ces conditions extrêmes serait très coûteux, mais pourrait servir également à couvrir les pointes de consommation inhabituelles.

(iii) et (iv) Dommages malicieux et grèves

Des dommages malicieux peuvent être causés par le vandalisme, des émeutes, par sabotage, par des grèves, etc. . . et, en raison de l'automatisme et de l'augmentation de la taille unitaire des usines, la vulnérabilité des services d'eau à chacune de ces causes est accrue. Il est impossible de protéger le réseau tout entier, mais l'attention doit se concentrer sur les secteurs les plus vitaux où il suffirait d'un petit nombre de personnes et de matériel pour provoquer des dommages irréparables. Aucun pays n'a l'expérience de catastrophes résultant de grèves et en beaucoup de pays des telles actions dans des services essentiels sont illégales.

(v) Temps de guerre

Alors qu'en temps de paix les catastrophes dans les services d'eau relèvent d'abord de la responsabilité des services d'eau eux mêmes, en temps de guerre elle s'élargit pour inclure le gouvernement central, l'armée, etc. . . Certains pays ont édicté des procédures et des règlements couvrant la guerre nucléaire, biologique et chimique aussi bien que classique.

IV Mesures à prendre pendant ou en prévision des catastrophes

Une situation de catastrophe implique des restrictions à l'usage de l'eau et l'exigence minimale est de sauvegarder la santé des consommateurs quelle que soit la cause de la catastrophe.

A. Besoins minimaux de la population

Il suffit de quelques litres par jour pour satisfaire les besoins du corps humain et dans la période initiale qui suivra immédiatement une crise majeure de la distribution de l'eau, lorsque le réseau ne pourra pas donner d'eau, chaque foyer devrait avoir une provision

limitée d'eau pour les besoins essentiels. Mais ces petites réserves à chaque point de consommation peuvent constituer un danger pour la santé ou se trouver épuisées par inadvertance si elles ne sont pas proprement réglementées.

Beaucoup de pays constituent des réserves en cas de catastrophe sous forme de récipients en plastique remplis à l'avance qui peuvent se conserver jusqu'à cinq ans et qui sont stockés dans des endroits sûrs. Dans certaines régions, l'eau indispensable proviendra de forages protégés et un pays établit de tels puits pour fournir au moins 15 litres par personne dans un rayon de 750 m de chaque puits. D'autres administrations aménagent des stations de pompage et de traitement de secours.

Dans un pays où le consommateur accepte d'en payer le prix, il existe une alimentation en eau de secours à partir d'eau souterraine et des installations conçues pour résister à une explosion nucléaire. Dans d'autres cas, des stations de traitement mobiles sont prévues ainsi que des conduites portatives. En liaison avec les alimentations en eau de secours, des tablettes de chlore sont fournies pour désinfecter l'eau provenant de puits et de réservoirs ouverts.

La crise initiale la plus grave peut durer dix à quatorze jours, temps nécessaire au service d'eau pour réparer les éléments essentiels du réseau et assurer un service restreint. Dans ces conditions, il est essentiel de disposer d'un équipement de secours compact, à la disposition d'un personnel bien entraîné et pourvu de radio communications complètes.

B. Restrictions à la fourniture et à l'utilisation

La phase suivante de récupération après une crise majeure implique d'imposer des restrictions à l'emploi des volumes d'eau limités disponibles pour le réseau. Cette phase peut durer une année, ou même plus si la sécheresse est en cause. Les conduites doivent être maintenues pleines quoiqu'à pression réduite et la compréhension et la coopération des consommateurs sont essentielles pour le succès des restrictions imposées.

C. Conception des ouvrages

Il n'est pas possible de réaliser en double toutes les stations de pompage et salles de machines, mais une plus grande attention devrait être apportée à l'emplacement des stations l'une par rapport à l'autre et aux installations militaires. Les conduites doubles doivent avoir des tracés séparés et les réservoirs de distribution sur les point hauts être interconnectés. Les ouvrages de prise d'eau doivent être situés de façon à éviter les effets des pollutions industrielles et les barrages réservoirs être régulièrement inspectés pour découvrir les défauts ou faiblesses qui se manifestent.

Les liaisons électriques avec le réseau d'alimentation doivent être établies en double et il faut prévoir des moteurs de secours pour que la fourniture de l'eau

au réseau ne dépende pas uniquement des fournitures d'électricité.

Il faut envisager de capter des eaux de différentes origines quoique peu de services d'eau aient la chance d'avoir comme une ville européenne quatre types de captages complètement indépendants. Quand c'est possible, les réseaux locaux ou régionaux doivent être interconnectés, à travers les frontières internationales si nécessaire.

Les réservoirs doivent être totalement fermés avec des ventilations protégées et des capacités calculées suivant le risque de sécurité en jeu. Les barrages réservoirs ouverts demandent une attention particulière pour le contrôle de l'utilisation de l'eau et des rivages pour les activités de loisir et autres.

V. Procédures administratives

Les catastrophes par leur nature créent des désordres et des dislocations; il est impératif que des procédures administratives claires soient établies pour remédier à ces situations. Des lignes de communication et de responsabilité claires doivent être déterminées et à ce sujet un bureau central occupé 24 heures sur 24 est essentiel. Toutes les catastrophes appellent des restrictions à l'utilisation de l'eau et il doit être possible d'obtenir rapidement l'autorisation de mettre en oeuvre ces restrictions.

Des accords doivent être passés entre les services et certaines administrations ont trouvé utile de créer à cette fin des comités consultatifs. Outre les procédures administratives au niveau local, des mesures doivent être prises au niveau national pour régler les catastrophes majeures qui peuvent mettre en jeu la défense civile et les forces armées. Il faut recourir à plein aux moyens d'information pour tenir les consommateurs pleinement au courant en période de crise.

VI. Commentaires et conclusions

Les catastrophes qui peuvent survenir et leur effet sur les distributions d'eau varient largement de pays à pays et en général plus la densité de population et le degré d'industrialisation sont grands, plus est sévère l'effet d'une catastrophe.

L'efficacité traditionnelle de nombreuses distributions d'eau pour le service qu'elles rendent depuis longtemps au public leur a valu une grande réputation et la pleine confiance des consommateurs.

Les services d'eau des pays jeunes qui s'efforcent de répondre aux demandes croissantes devraient apporter une certaine attention aussitôt que possible aux installations de secours en cas de catastrophe.

L'auteur a été impressionné par l'approche professionnelle à grande ampleur de vue des responsables des services d'eau pour assurer que les catastrophes ne menacent ni la vie, ni la santé des hommes.

Analysis of water consumption

by Edward Mielcarzewicz

Wroclaw Technical University

and Marek Roman

Warsaw Technical University, Poland.

Balance Centre
Water Supply

1. Introduction

It is generally known that water consumption in towns varies with time. The changes seem to exhibit two parallel trends: (a) fluctuations in the various cycles (daily, weekly, annual or others) caused by different factors and, (b) an annual increase as a result of town development and improved standards of living. Factors which affect consumption may be divided generally into three groups: natural factors, social factors and technological factors. These factors are partly random and partly a result of man's planned activity. Random factors predominate, of course, in the natural factors group, and those resulting from planned activity in the technological factors group. Paradoxically, the overlap of the factors resulting from man's planned activity with the random factors has not facilitated the elucidation of fluctuations in water consumption. On the contrary, it has been more difficult to find trends here than with such typically random phenomena as rainfall or stream flow. Having highlighted this paradox, the authors would like to apologise that the paper does not elucidate but merely presents the difficult problem of fluctuations in water consumption.

2. Factors affecting fluctuations in water consumption

Total water consumption in a town consists of the following elements:

- (a) domestic consumption
- (b) consumption by public, service and commercial institutions
- (c) consumption by industrial plants, warehouses and construction work
- (d) consumption by public and private transportation (vehicle washing etc.)
- (e) consumption for watering of municipal parks and private gardens
- (f) consumption for street cleansing
- (g) consumption by water treatment plants for their own needs
- (h) consumption for fire fighting

The latter [(h) - fire protection] can be omitted in a general analysis of the magnitude and fluctuations of water consumption in towns, since it occurs in special circumstances which require special analysis.

The magnitude of these various types of water consumption and their fluctuation in time depends upon a number of factors, the most frequent and important being:

A. Natural factors:

- air temperature
- relative humidity
- frequency of precipitation
- insolation and amount of cloud

B. Social factors:

- number of residents
- number of employees in various institutions
- size and type of industrial production and building construction
- municipal activities (administrative, cultural, recreational, health, etc.) and the town's planning structure
- movement of people as regards weekends, tourism, holidays, travel to work, etc.
- rhythm of living and work conditions (shifts, starting and finishing times, leisure habits)
- influence of television
- system of water rates

C. Technological factors:

- standard of sanitary facilities in homes
- method of preparation and supply of hot water for the population
- pressure in the distribution system
- technical condition of public water supply system and domestic installations
- technological design of water treatment plants
- maximum capacity of water supply facilities
- reliability of the water supply system.

Not all of these factors affect the various types of consumption but all of them influence the magnitude and fluctuation of total consumption in the town. It is, however, difficult to determine the significance of each factor, since there is often a simultaneous influence on a group of many factors which is demonstrated in different ways in various parts of the town. The disposition of various types of consumption in a town is frequently non-uniform and depends on the urban structure of the town.

Analysis of daily water consumption in large urban agglomerations enables one to distinguish several areas in which the magnitude and fluctuation of consumption are influenced by different groups of dominant factors, namely:

- (a) residential areas with blocks of flats where a significant role is played by population size, patterns of work and leisure, holidays, television viewing habits, standard of sanitary equipment, method of hot water preparation and supply and condition of domestic installations (affecting the magnitude of water losses)
- (b) administration and cultural activity areas, service and commercial areas where a major role is played by the number, size and type of public institutions (administration, commercial and other facilities), pattern of work in offices, service and commercial facilities, condition of domestic installations
- (c) residential areas with detached houses where, apart from the factors mentioned in (a) an important role is played by air temperature, the amount of rainfall
- (d) industrial areas where the main factors are the size

and type of industrial plant, the pattern of work, production periods, system of water rates, method of supply to industrial plants and their water use policy, air temperature

- (e) parks and agricultural areas where the key factors are the type of crops, the type and size of farms, air temperature, amount of rainfall
- (f) recreation areas and health spas (e.g. seaside towns) where the key factors are the number of visitors, air temperature, insolation and amount of cloud, standard of sanitary installations in recreational facilities.

In the aforementioned areas, of major importance are factors such as water pressures, the condition of the public water supply system, the maximum capacity of water supply installations and the reliability of the water supply system.

3. Seasonal variation of water consumption in urban agglomerations

Though annual water consumption shows certain fluctuations, it is characterised by a constant increase resulting from town development and improved standards of living. In towns with inadequate water resources the constant increase in annual consumption may be hampered at certain periods and, when new water supply installations are brought into service, there is a rapid increase in annual consumption.

Water consumption over the year is not steady. It is known to be affected by such common factors as holiday movements, vacations at school and universities, the seasonal character of some industries and, above all, cyclic changes of meteorological conditions over the seasons of the year. However, it should be pointed out that, depending on the type of town, these factors may either counteract each other, causing a levelling of the seasonal variation of water consumption, or they may act together and enhance the seasonal variation.

Fig. 1 shows the changes in relative values of monthly and weekly consumption over one year in town "A", a large town with many offices, factories and universities. There is a characteristic increase of consumption in summer followed by a decrease in winter but consumption variations are small, monthly water consumption remaining within the range of 0,89 to 1,1 the average, and that of weekly consumption in the range 0,84 to 1,18 of the average. It may be assumed in this case that people away on holiday balanced the effects of higher temperature upon the increase of consumption. It is evident that in holiday towns and health resorts these factors will combine to bring about a marked increase of consumption in summer or winter, according to whether the town is at the seaside or in the mountains. In this case, however, the peaks of seasonal consumption may be levelled by the limit of the capacity of water supply systems and minimum consumption may be increased due to losses in domestic installations. Both these phenomena are, of course, unfavourable and require proper remedial measures.

4. Variation of daily consumption

Variations in daily consumption are two-fold: (1) incremental increases through the years as a result of urban development and improved standards of living, and (2) the fluctuations caused by the numerous factors set out in Section 2. Incremental increase in water consumption should be analysed over a longer period of

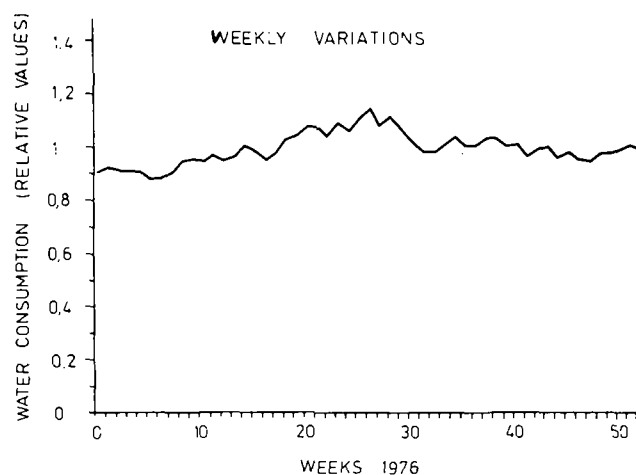
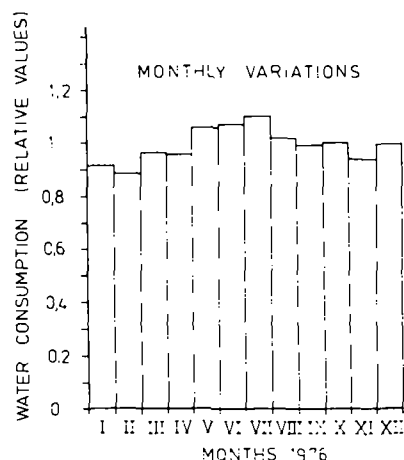


Figure 1. Fluctuation of monthly and weekly water consumption for the town "A".

time (5-10 years) whereas analysis of fluctuations of daily consumption, being more difficult, should be based on data over a shorter period.

It may be assumed that a period of one year is appropriate for the analysis of fluctuations. This assumption results from the following:

- a one year period comprises cyclic changes of climate, patterns of work and leisure, patterns of work in factories (seasonal character of production) and public institutions
- constant demographic increase, industrial development, improved standards of sanitary installations in apartments, which occur over a year, may be neglected,
- the number of data (365) on daily consumption over a year is quite large and permits statistical analysis.

It is obvious that the adoption of the one year period as the basis for analysis of fluctuations in daily consumption does not impair the purposefulness of investigations on the effect of time (measured in years) on the variation responses.

The quantity of daily consumption varies according to seasonal changes as discussed in Section 3. Apart from this, daily consumption exhibits a more or less regular weekly pattern. Fig. 2 shows examples of this in town "A" (see Section 3). In this case although the weekly variation of consumption is not high, yet it is noticeable. In general, in Poland a decrease of consumption of around 10% occurs during weekends.

Statistical analysis of daily consumption distribution over a one year period shows a normal distribution

(Fig. 3). Analysis of empirical histograms of statistical distribution of daily consumption over half-year periods (summer season: 1st April-30th September; winter season: 1st October-30th March) shows a moderate symmetry (Fig. 4), whilst those of one month periods, a marked asymmetry (Fig. 5). This asymmetry may be positive or negative; no regular pattern has been found. It seems most appropriate to analyse the statistical distribution of daily consumption over the period of the whole year. Such distributions could serve as a basis for the development of stochastic, mathematical models of water consumption in towns or their districts. Yet it is evident that in the case of towns with high seasonal fluctuations of consumption it is necessary to carry out analyses of daily consumption distributions for shorter characteristic periods.

Among the numerous factors which affect the variation of daily consumption in towns meteorological conditions are important. Detailed analysis of the effects of these conditions was carried out by Wunsch et al⁷ on the basis of measurements made in 44 water supply plants during August 1977, a period of exceptionally dry and hot weather in the Federal Republic of Germany. Effects of maximum and average daily temperature,

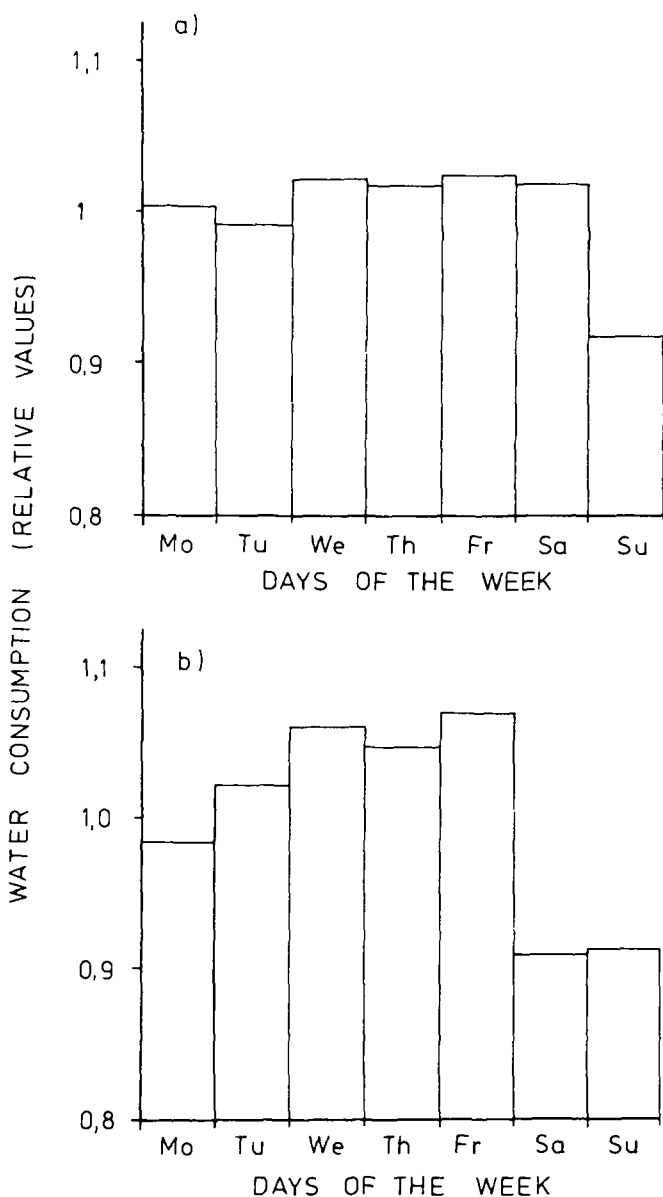


Figure 2. Weekly fluctuation of daily water consumption for the town "A": (a) week with one non-working day (Sunday), (b) week with two non-working days (Saturday and Sunday).

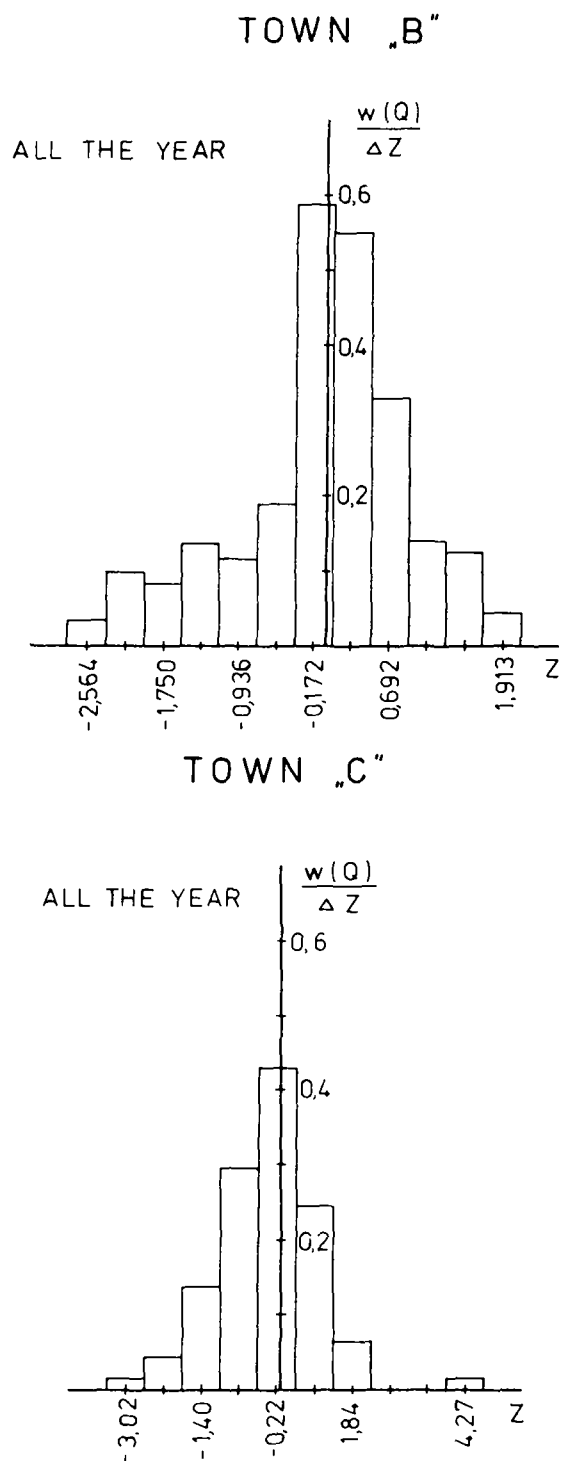
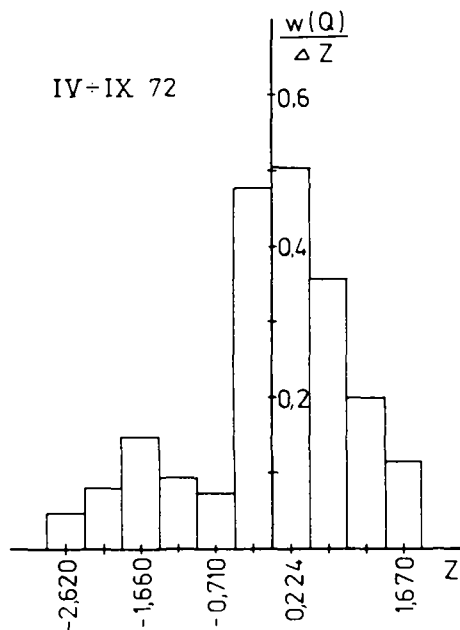


Figure 3. Histograms of empirical distribution of daily consumption of water over a period of one year for the towns "B" and "C" (medium size towns).

$W(Q)$ — frequency of water consumption
 Q — daily water consumption quantity, m³/d
 Z — auxiliary variable (linear function of Q)
 $Z_i = \frac{Q_i - a}{\sigma}$
 a — arithmetic average of all Q values
 σ — standard error
 $\Delta Z = \frac{\Delta Q}{\sigma}$
 ΔQ — adopted range of Q values.

amount of precipitation, influence of days of the week and demands of the population in total consumption were taken into account. A similar analysis of the effects of meteorological factors was made by Kling¹ using data collected in Vienna during the hot dry months of summer 1976. High air temperature was found to have a marked influence on peak daily consumption. Similar

TOWN „B”



TOWN „C”

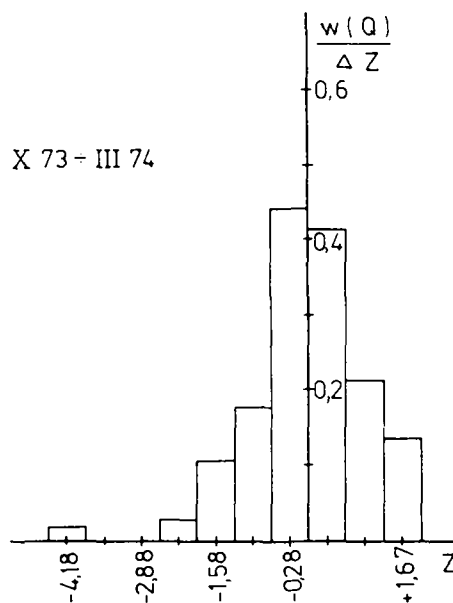
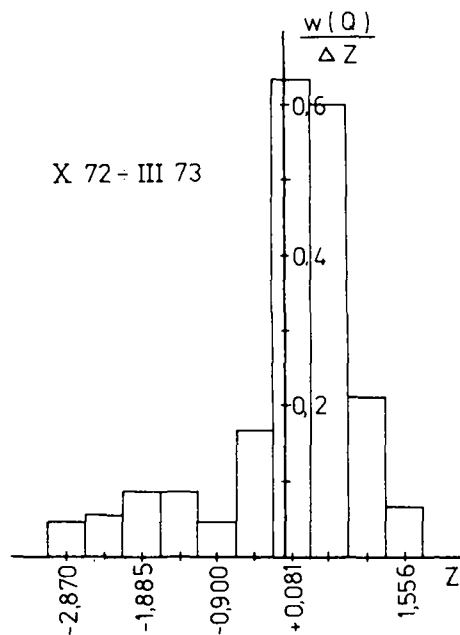
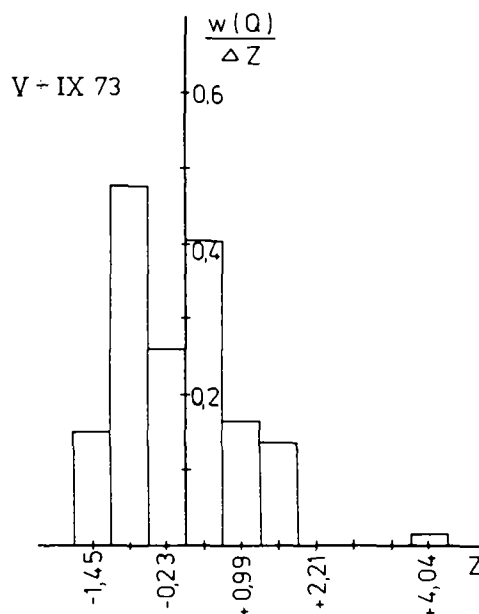


Figure 4. Histograms of empirical distribution of daily consumption of water in semi-annual periods, for the towns "B" and "C".
w(Q), Q, Z, ΔZ as in Fig. 3.

studies were carried out in Warsaw by Lyp and Oppenheim², who found a relationship between daily consumption and air temperature and humidity during periods with air temperature exceeding +10°C and humidity less than 75%. At the same time it was found that during days when air temperature was below +10°C and humidity over 86%, climatic factors did not affect water consumption.

Based on studies carried out in several towns in south-western Poland, Mielcarzewicz and Siwon³ established the boundary value of maximum daily air temperature above which there was a relationship between daily consumption and air temperature. The values of boundary temperature established for the three towns studied were similar: -290,5°K, i.e. approx. 17°C (Fig. 6 and 7). It has been found that the linear regression

equations are as follows:

$$Q = a \cdot T + b$$

where: Q - daily water consumption, m³/d

T - maximum daily air temperature, °K

a and b - constants their values depending on other factors influencing water consumption as well as on the characteristics of the town.

5. Variations in hourly water consumption

Statistical distributions of hourly water consumption in a town over a period of one year are, just as with daily consumption, similar to normal distribution.

TOWN "C"

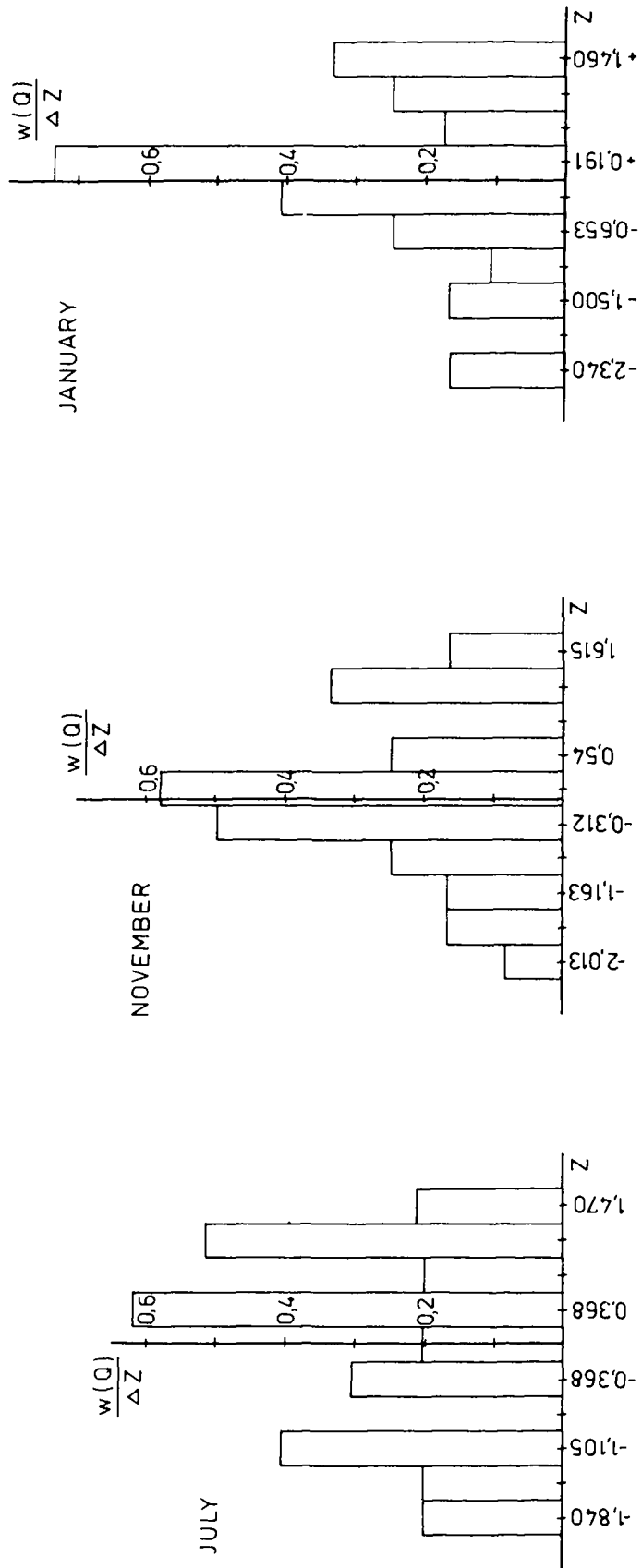


Figure 5. Histograms of empirical distribution of daily consumption of water in one-month periods, for the town "C".
 $w(Q)$, Q , Z , ΔZ as in Fig. 3.

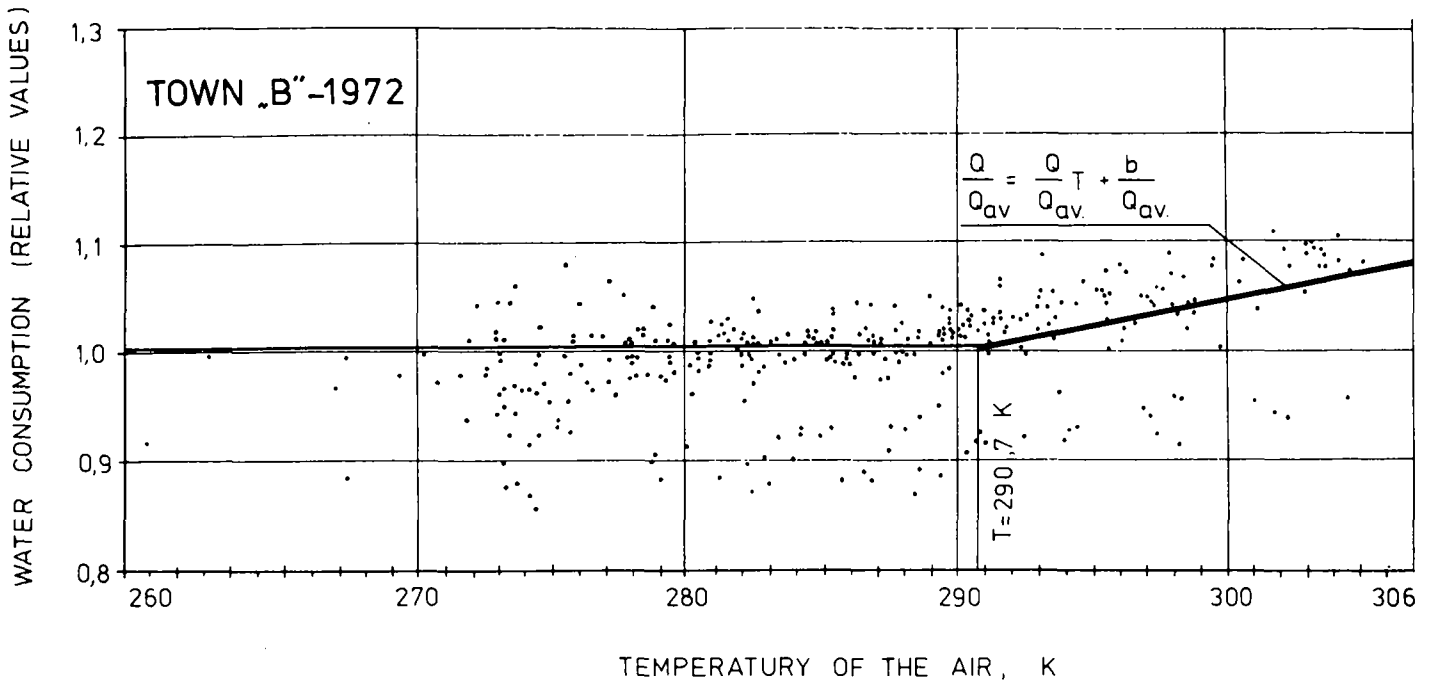


Figure 6. Relationship between maximum daily air temperature and daily consumption of water in the town "B".
 Q — daily water consumption, m³/d
 Q_{av} — average daily water consumption over one year, m³/d
 T — maximum daily air temperature, °K.

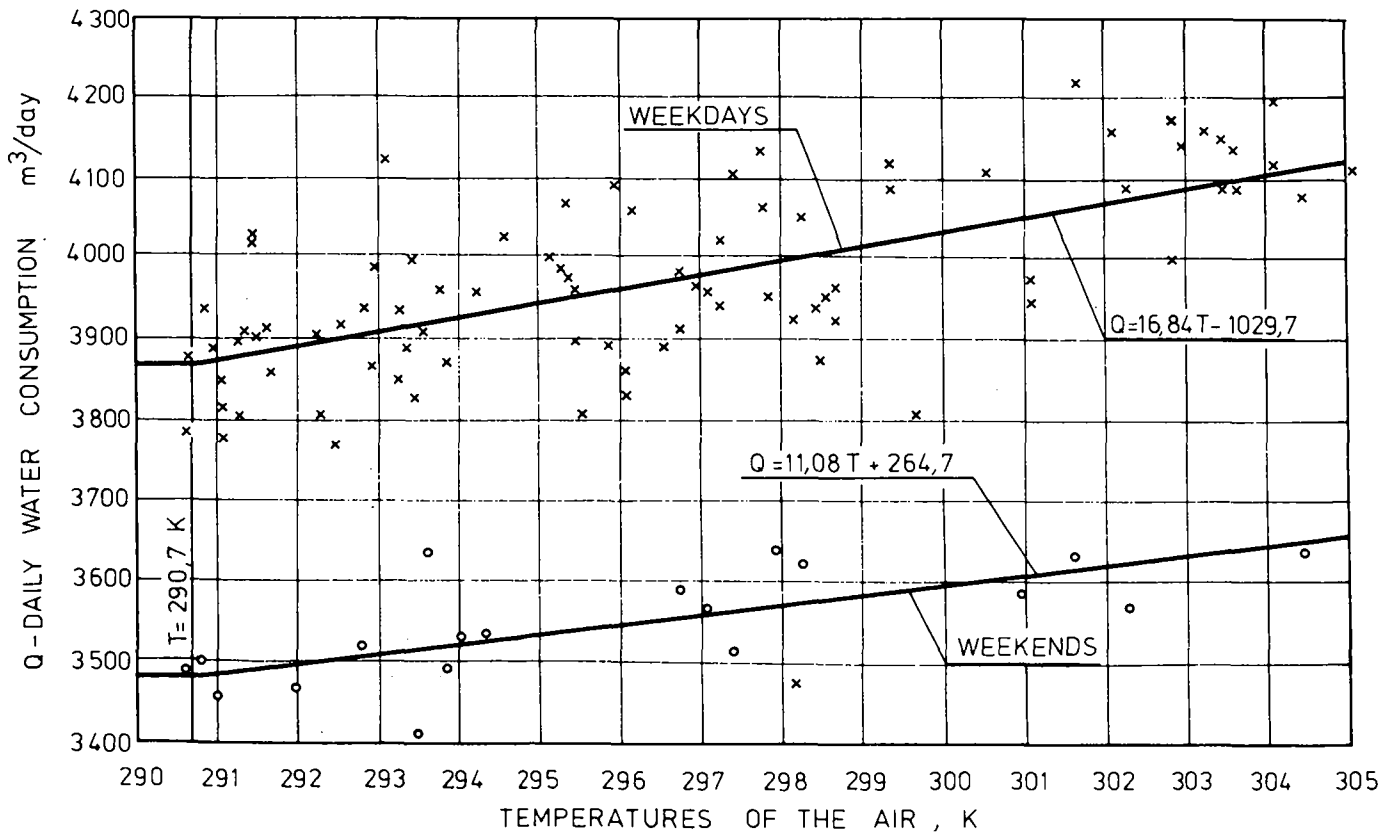


Figure 7. Relationship between maximum daily air temperature and daily water consumption in the town "B".
 Q, T as in Fig. 6.

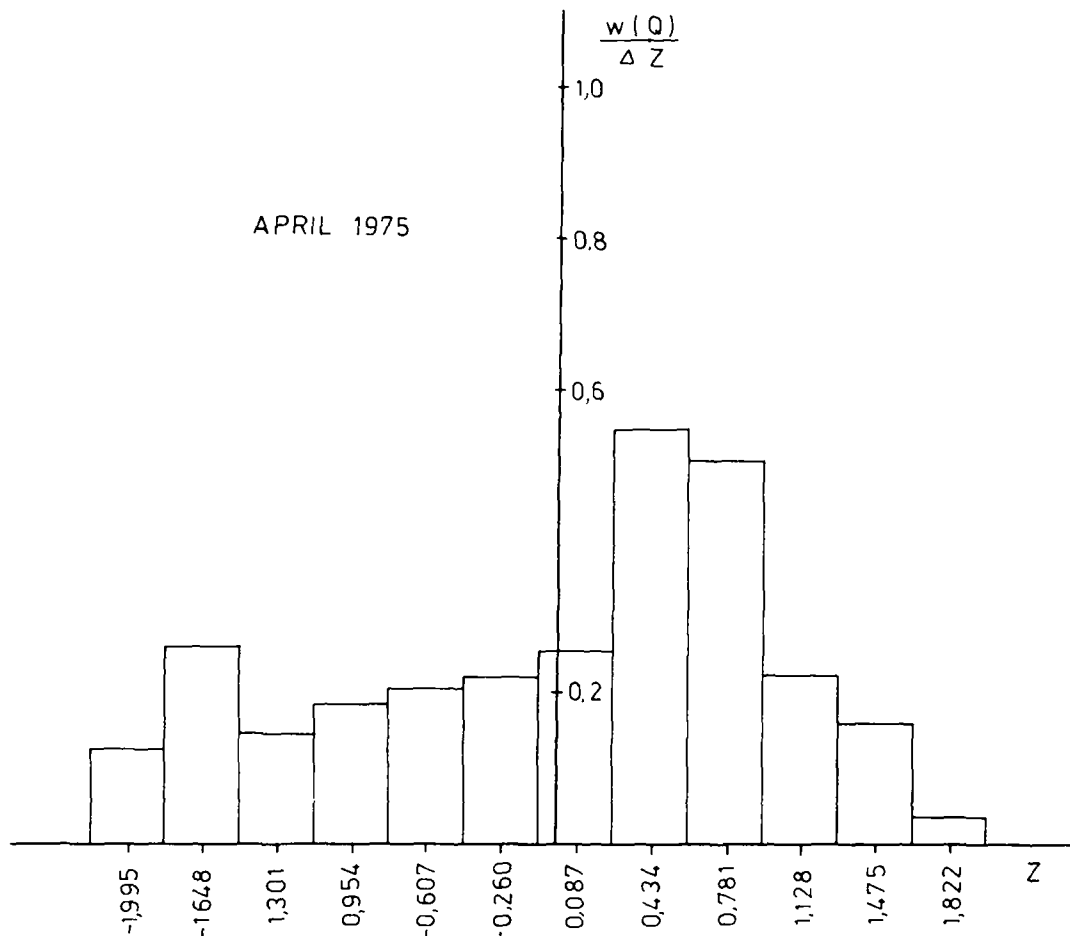


Figure 8. Histograms of empirical distribution of hourly consumption of water over one month in the town "C".
 $w(Q)$, Z , ΔZ as in Fig. 3, but Q is hourly water consumption in m^3/h .

Theoretically, a one year period should be appropriate for the analysis of the distribution of hourly water consumption in towns, for the same reasons as those mentioned in Section 4 concerning the analysis of daily consumption. However, practical analysis of hourly distribution for such a long period is difficult and time-consuming. Therefore, it was attempted to study the empirical histograms of water consumption distribution³ over the periods of one month (Fig. 8) and one week (Figs. 9 and 10). Nevertheless, they show a marked asymmetry.

It is known that hourly water consumption in a town is subject to fluctuation, above all, in a daily cycle. The fluctuation is very closely related to the rhythm of life of the population — working hours, leisure habits etc. Consequently, fluctuations in hourly consumption over 24 hours depend on the day of the week. Figs. 11, 12, 13 and 14 show the fluctuations in hourly consumption on characteristic days of the week in a large Polish town. With regard to the rhythm of life the following days were distinguished: (a) working Saturdays and pre-holiday days, (b) Sundays and holidays, (c) Thursdays, (d) the remaining weekdays. Diagrams illustrating the fluctuations of hourly water consumption for one apartment building (approx. 120 inhabitants), for a housing estate (approx. 7000 inhabitants) and for the whole town (approx. 700 000 population) for these days were compared.

Analysis of Figs. 11, 12, 13 and 14 shows that in the apartment building and the housing estate there are two peaks — morning and evening. On Sundays and holidays the morning peak is higher than the evening peak,

whilst during the remaining days of the week the evening peak is predominant. A characteristic phenomenon is the natural delay of the morning peak during holidays and Sundays. On Saturdays and Thursdays the evening peaks are particularly pronounced. They can be termed "television peaks", coinciding as they do with an especially attractive television programme, particularly during the evening hours (peaks before or after television shows).

These results confirm also a common trend towards a decrease of the fluctuations in hourly consumption with an increase in the number of consumers and of the area covered by the water supply system. Table 1 presents a comparison of relative values of maximum and minimum consumption for three situations: a building, a housing estate and a town. It should be pointed out that the relatively high fluctuations of hourly consumption in the building are levelled out to a marked degree in the housing estate. However, the differences between the coefficients of water consumption fluctuation in the housing estate and in the whole town are not so significant, since in the whole town various factors come out which affect consumption. These factors partly counteract each other but to some extent they can also act together towards increasing consumption fluctuation.

6. Effects of water losses on variations in consumption

Water losses, from the point of view of their location, may be classified in two groups: (a) losses from

TOWN "C"

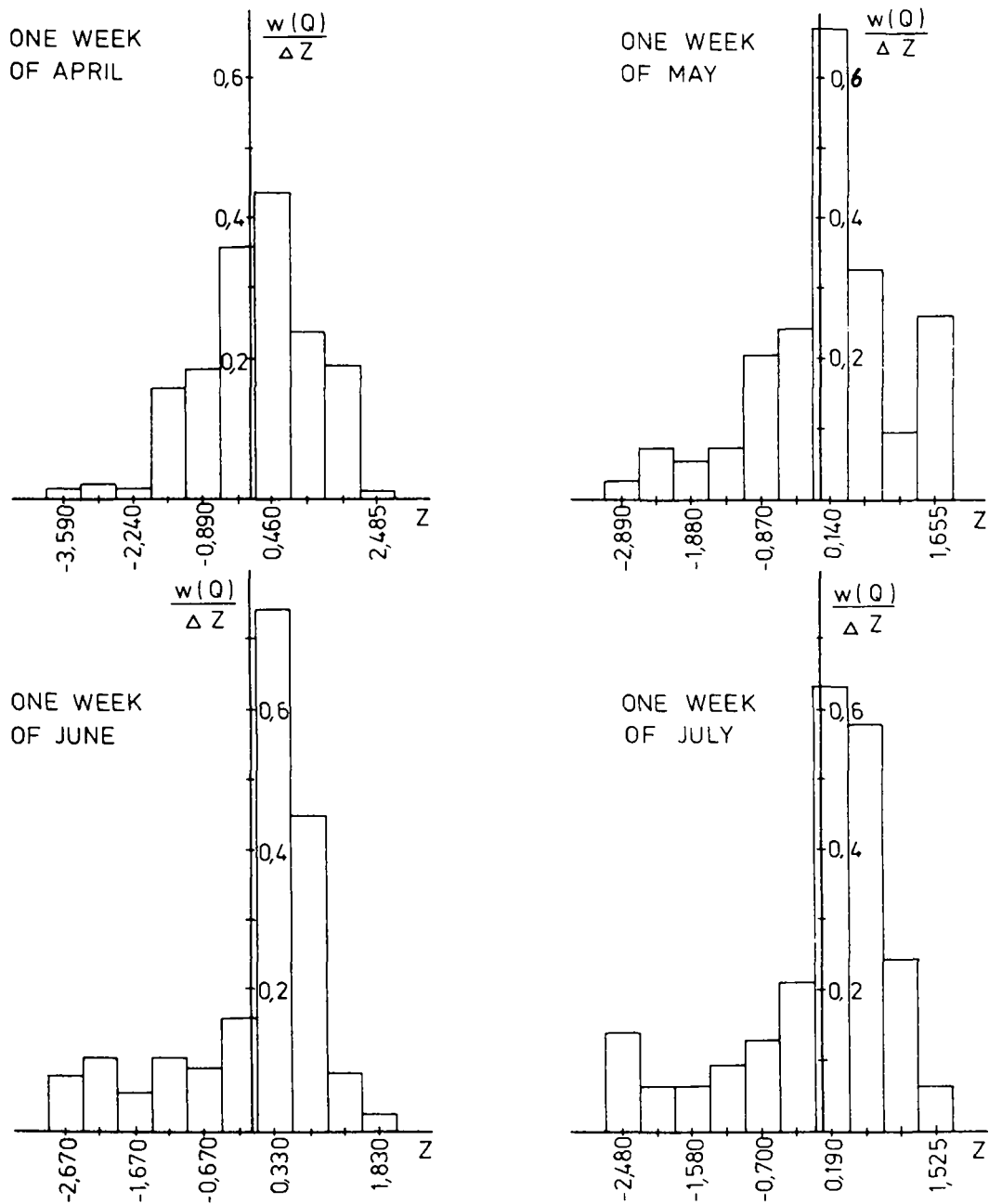


Figure 9. Histograms of empirical distribution of hourly consumption of water during one-week periods in the town "C".
 $w(Q)$, Q , Z , ΔZ as in Fig. 8.

TOWN "D"

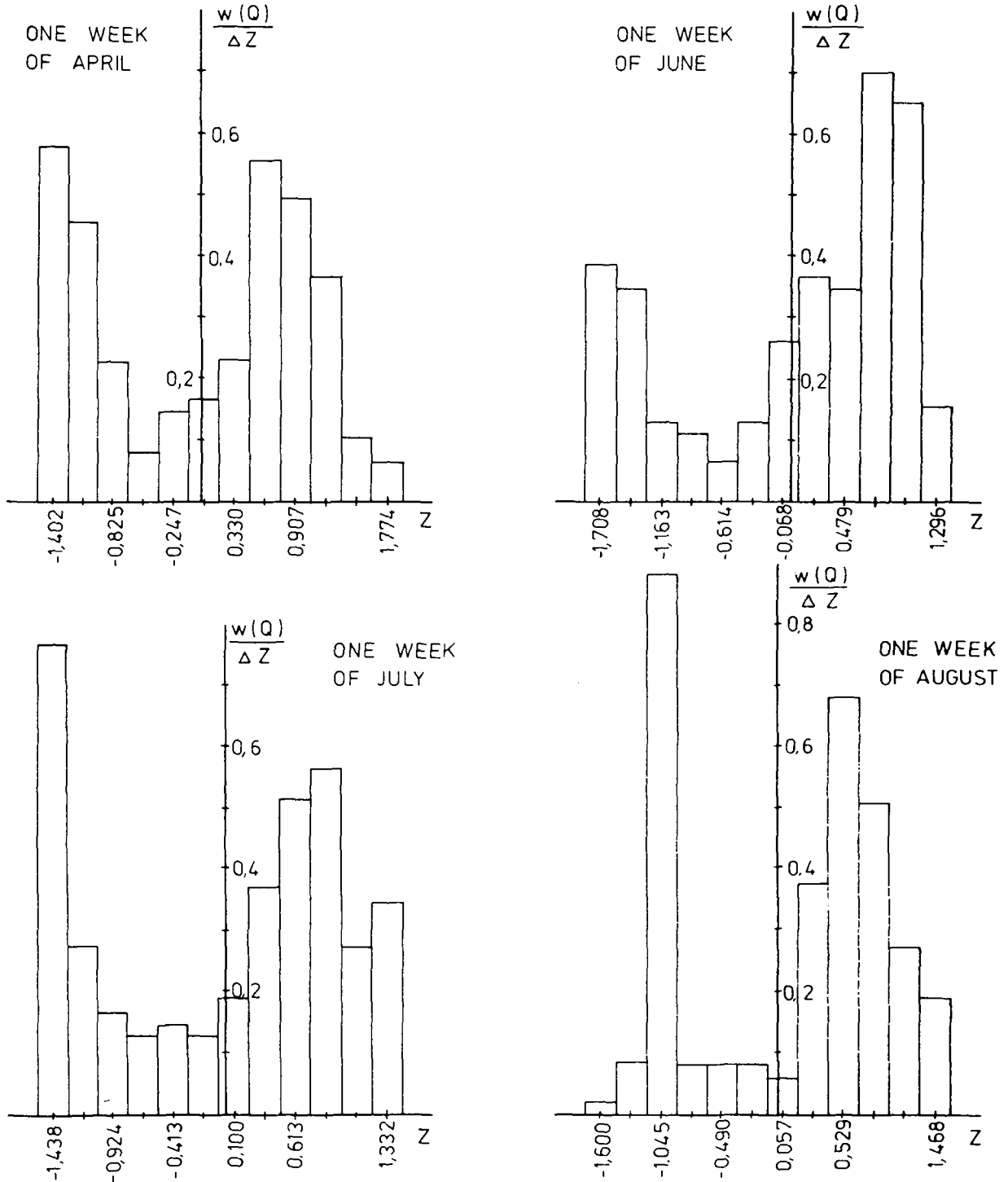


Figure 10. Histograms of empirical distribution of hourly water consumption during one week periods in the town "D".
 $w(Q)$, Q , Z , ΔZ as in Fig. 8.

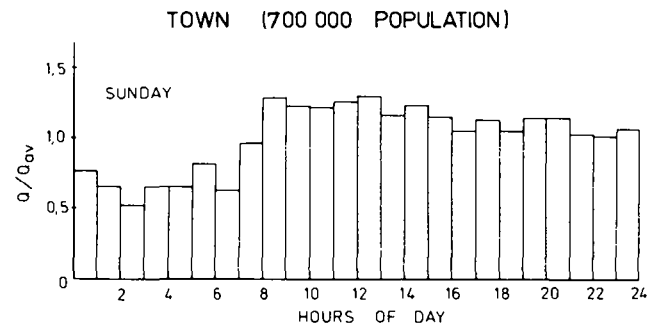
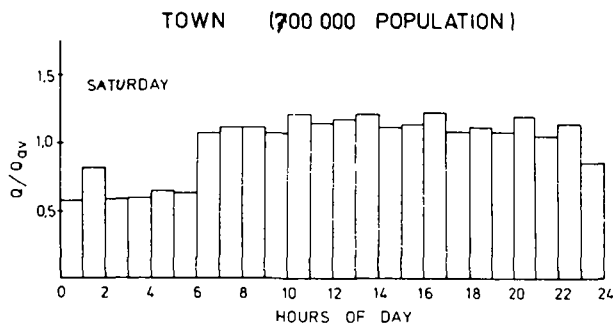
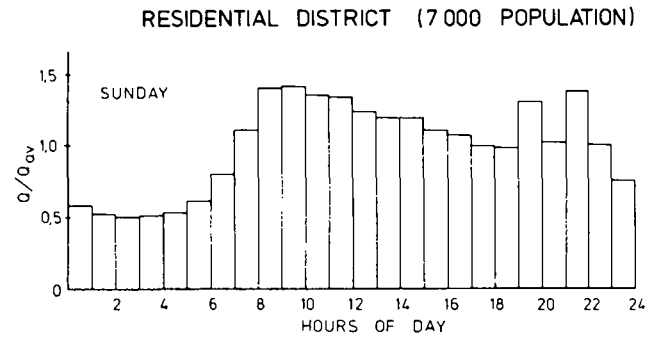
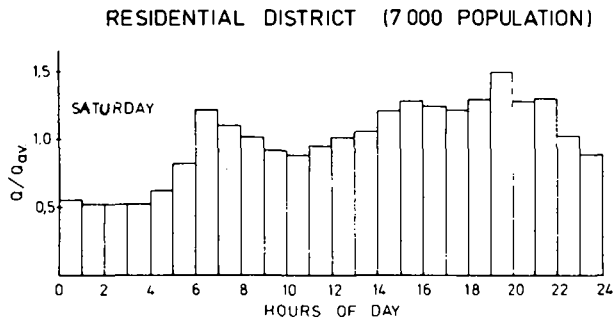
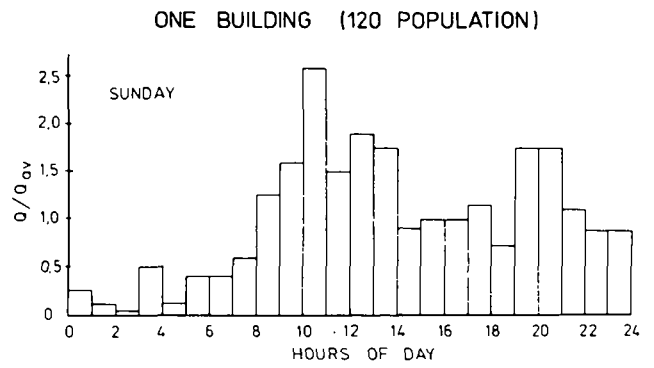
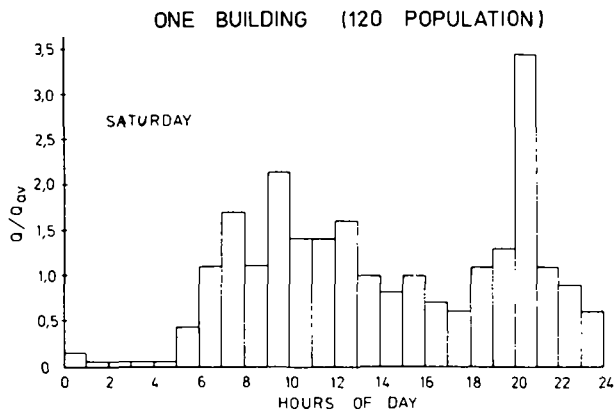


Figure 11. Fluctuations of hourly water consumption on Saturdays and pre-holiday days for an apartment building, for a housing estate and for the whole town.

Q — hourly water consumption, m^3/h
 Q_{av} — average hourly water consumption, m^3/h .

Figure 12. Fluctuations of hourly water consumption on Sundays and holidays for an apartment building, for a housing estate, and for the whole town.

Q, Q_{av} as in Fig. 11.

Table 1. Comparison of water consumption fluctuations in an apartment building, a housing estate and in the whole town, based on investigations carried out in a Polish town.

Coefficients of water consumption fluctuation	Apartment building 120 inhabitants	Housing estate 7000 inhabitants	Town 700 000 population
$\frac{Q_{h \max}}{Q_{h \text{av}}}$	2,08 - 3,43	1,31 - 1,50	1,23 - 1,32
$\frac{Q_{h \min}}{Q_{h \text{av}}}$	0,01 - 0,07	0,5 - 0,6	0,53 - 0,60
$\frac{Q_{h \max}}{Q_{h \min}}$	33,7 - 262,0	2,21 - 2,88	2,15 - 2,49

Notes: $Q_{h \max}$ — maximum hourly water consumption over a day, m^3/h
 $Q_{h \min}$ — minimum hourly water consumption over a day, m^3/h
 $Q_{h \text{av}}$ — average hourly water consumption over a day, m^3/h

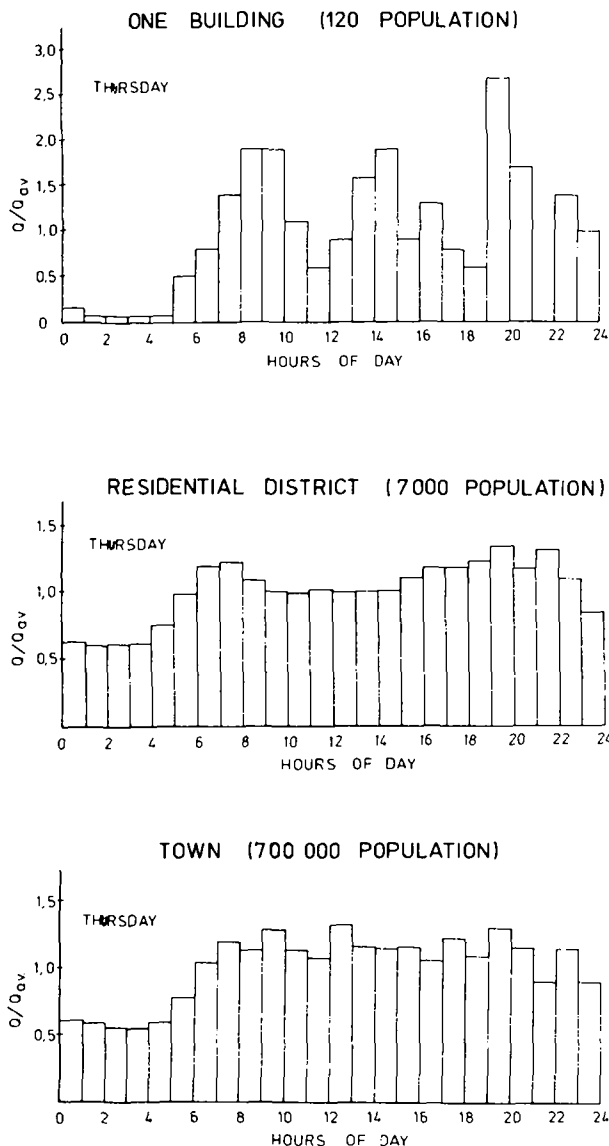


Figure 13. Fluctuations of hourly water consumption on Thursdays for an apartment building, for a housing estate and for the whole town. Q , Q_{av} as in Fig. 11.

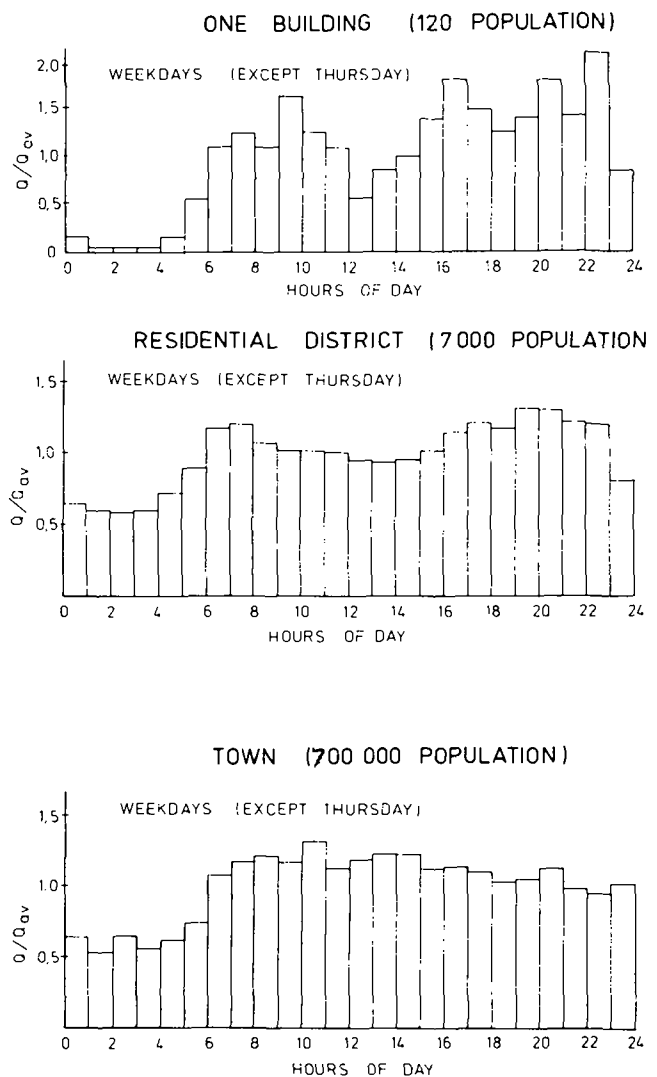


Figure 14. Fluctuations of hourly water consumption on weekdays (except Thursday) in an apartment building, in a housing estate and in the whole town. Q , Q_{av} as in Fig. 11.

the public water supply system, and (b) losses from domestic installations. The former do not create any significant problems in the majority of municipal water supply systems in Poland, but losses occurring in domestic installations are a matter of serious concern, since in apartment buildings they amount to 15-50% of total consumption. The evaluation of the amount of water losses in buildings, though theoretically simple, is difficult in practice. Polish experience has shown that the most reasonable method is the analysis of weekly consumption followed by careful repair of domestic installations in the building studied, followed by a further measurement of weekly consumption. The difference between consumption before and after repair corresponds to the losses. At the same time, in both cases the measurements should be carried out on average weeks with no exceptional characteristics.

Water losses in domestic installations have the following effects on consumption: firstly, they cause an increase of daily consumption and secondly, they eliminate the fluctuations of consumption, particularly those of hourly consumption over a 24-hour period. Fig. 15 presents diagrams based on investigations carried out by Tkaczuk⁶. The diagrams illustrate the effects of losses on consumption fluctuations in apart-

ment buildings. In this case losses eliminated the peaks of consumption to a very marked degree, with a simultaneous increase in minimum consumption during the night. Over the whole town, the effects of losses on fluctuations of hourly water consumption are, of course, much less pronounced, yet evident. Investigations⁴ carried out in one Polish town (population approx. 200 000) have shown that partial elimination of water leakage in a large number of apartment buildings resulted in an increase of maximum hourly consumption of 6.5% and a decrease of minimum hourly consumption of 8%.

Water losses are unfavourable from the general social point of view, especially in circumstances of water shortage. It should be assumed, therefore, that in future this phenomenon will have to be eliminated. However, one should realize that in many cases this will cause an increased variation in consumption, compared with that observed at present.

7. Problems of water demand planning

When using the results of analysis of current con-

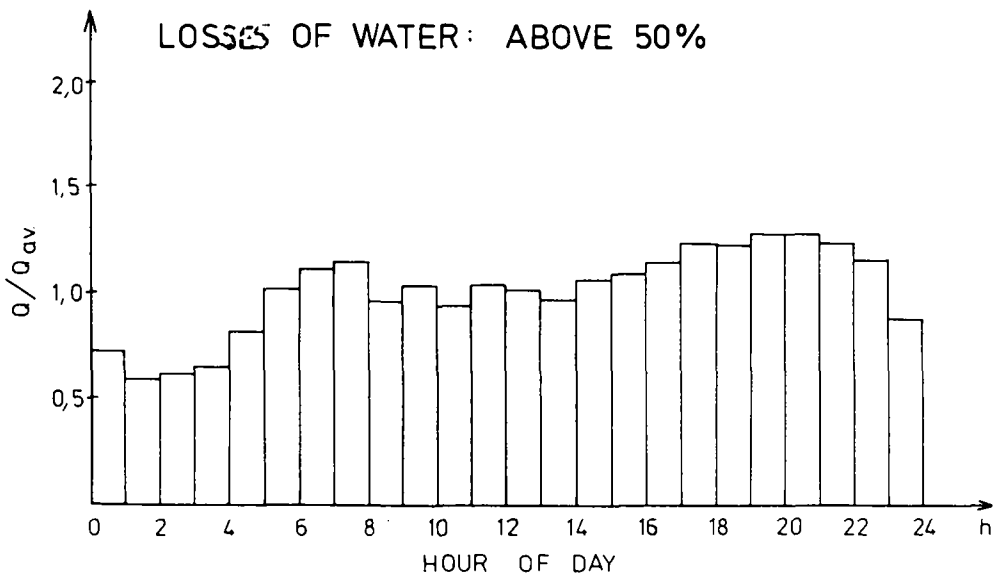
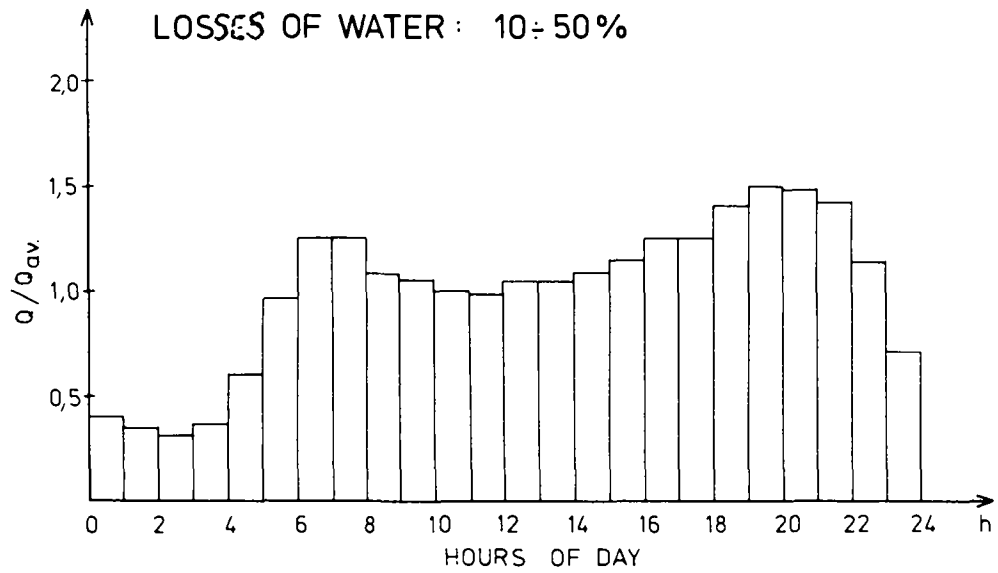
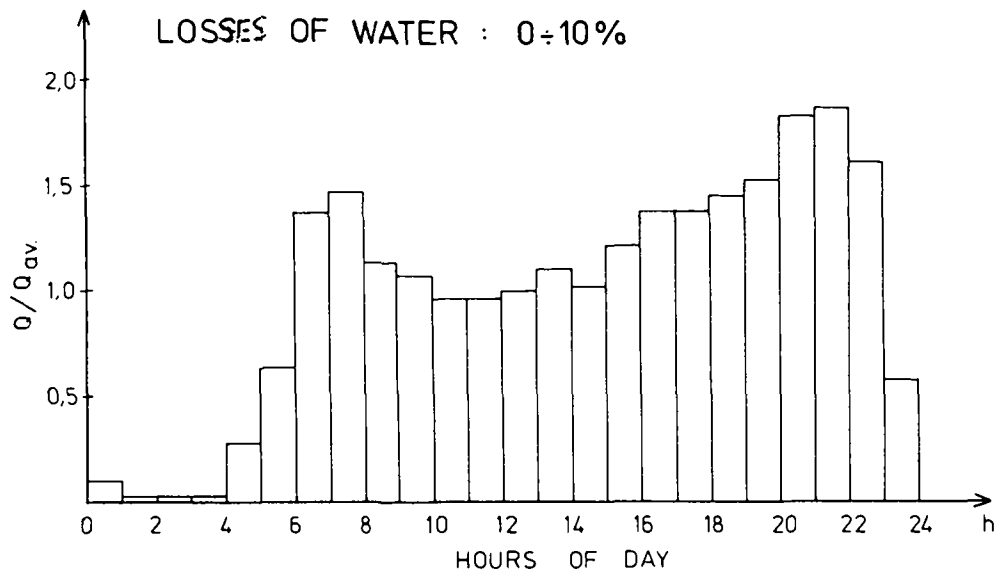


Figure 15. Effect of the magnitude of water losses on hourly fluctuations in apartment buildings (with central hot-water supply system).
 Q , Q_{av} as in Fig. 11.

Table 2. Simulation models of distributions of hourly water demand on the maximum day

Time	Elements of urban planning						
	Housing		Service facilities	Public transportation	Washing of streets and squares	Watering of municipal green areas	Industrial and storage areas (b)
	Apartment Blocks	Houses					
%	%	%	%	%	%	%	
0-1	1,25	1,35	1,00	—	6,25	—	0,50
1-2	0,85	0,65	1,00	16,50	6,25	—	0,50
2-3	0,85	0,65	1,00	16,50	6,52	—	0,50
3-4	0,85	0,65	1,00	16,50	6,25	—	0,50
4-5	2,10 (a)	0,85	1,00	16,50	6,25	12,50	0,50
5-6	2,50 3,00	3,00	1,00	—	6,25	12,50	0,50
6-7	5,45 6,25	5,15	1,00	—	—	12,50	8,75
7-8	6,25 5,45	4,75	2,00	—	—	12,50	8,75
8-9	4,95 4,45	4,45	3,00	—	—	—	8,75
9-10	4,40	4,20	7,00	8,50	—	—	8,75
10-11	3,20	3,40	10,00	8,50	6,25	—	8,75
11-12	4,05	3,40	12,00	8,50	6,25	—	8,75
12-13	3,90	3,40	12,00	8,50	6,25	—	8,75
13-14	4,30	4,00	12,00	—	6,25	—	8,75
14-15	4,40	4,20	10,00	—	—	—	3,25
15-16	4,75	3,80	7,00	—	—	—	3,25
16-17	5,65	4,35	3,00	—	—	—	3,25
17-18	5,30	5,00	3,00	—	—	12,50	3,25
18-19	5,65	6,85	3,00	—	6,25	12,50	3,25
19-20	6,30	9,15	3,00	—	6,25	12,50	3,25
20-21	6,60	9,00	2,00	—	6,25	12,50	3,25
21-22	6,80	7,45	2,00	—	6,25	—	3,25
22-23	5,45	5,50	1,00	—	6,25	—	0,50
23-24	3,20	4,80	1,00	—	6,25	—	0,50
	100%						

Notes: (a) in places where industrial functions are predominant
 (b) assumed average working shifts in industries which use municipal water supply: 1st shift - 70,0%
 2nd shift - 26,0%
 3rd shift - 4,0%

—for places with a markedly different structure of working shifts the hourly distribution of water demand should be correspondingly corrected.

sumption as the basis for the calculation of future demand, it should be taken into account that the present quantity and fluctuations of consumption in towns might be a result of undesirable situations which may not occur in future. Apart from that, natural as well as planned changes of the various factors affecting consumption should be considered. Among these, the following are the most significant:

- standards of living will probably improve to reach a common and uniform level: low-standard sanitary installations in apartments will be modernised or replaced with new installations of a proper high standard. This will influence the total increase of consumption and enhance consumption fluctuations
- losses in domestic installations should be reduced to a minimum, which will cause a decrease in consumption but at the same time will enhance the consumption fluctuations
- water management in industry should be rationalised (recycling of water, changes in technology); this will change the proportions between an increase of consumption and of the production output
- an increased number of television programmes may level the “television peaks” and decrease fluctuations in hourly consumption
- high quality water, such as potable water, should not be used for all purposes where a lower quality water is sufficient. This might bring about the propagation of dual water supply systems and, consequently, significant changes in the magnitude and fluctuation of consumption.

The problems discussed above emphasise the need for a careful approach to the current data on the magnitude and fluctuations of consumption as a basis for planning the development of water supply systems. It

seems that very detailed analysis of town plans should be of primary importance here with particular regard to the basic elements affecting consumption, i.e.: (a) housing, (b) service facilities (administrative, cultural, shopping facilities, etc.), (c) public transportation, (d) green areas in squares and streets, and (e) industry. For these elements of urban planning, the coefficients of water demand should be calculated and models of fluctuations in daily and hourly consumption should be adopted, based on sound data.

For example, Table 2 presents simulation models of hourly water demand distribution on the maximum day for various purposes in a multi-function town. The models, prepared in Poland⁵, represent the most frequent distributions under Polish conditions. However, one cannot be sure whether they will be proved sufficiently correct in future.

References

1. Kling, A.: Die Bedarfspitze 1967 der Wasserversorgung der Bundeshauptstadt Wien (Peak water demand in 1967 in Vienna). Österreichische Wasserwirtschaft (1968), H. 1/2.
2. Lyp, B. and Oppenheim, E.: Studium wpływu niektórych zdarzeń w mieście na wielkość zużycia wody w okresie rocznym / 16.09.70 - 15.09.1971/. (investigations of the influence of certain factors in towns on the rate of water consumption in the period 16.9.1970-15.9.1971). Unpublished report. Biuro Studiów i Projektów Inżynierii Miejskiej, Warsaw, September 1972, Poland.
3. Mielcarzewicz, E. and Siwoń, Z.: Badania zmienności zużycia wody w czasie i przestrzeni.

- (investigations of water consumption fluctuations in time and space). Raport Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej, 1975. Wrocław Politechnic, Wrocław, Poland.
4. Roman, M.: W sprawie zapobiegania stratom wody wodociągowej. (Prevention of municipal water losses). *Gospodarka Wodna*, 1966, vol. 26, 443-446.
 5. Tkaczuk, B.: Metody oceny potrzeb wodnych w miejskich jednostkach esadniczych. (Methods of evaluation of water demand in urban agglomerations). *Biuletyn Instytutu Kształtowania Środowiska* IV, 1877, no. 9, p. 3-9, Warsaw, Poland.
 6. Tkaczuk, B.: Zużycie, nierównomierność i straty wody w gospodarstwach domowych. (Consumption, fluctuations and losses of water in households). *Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Komunalnej*, 1973, no. 35, Warsaw, Poland.
 7. Wunsch, W., Tuppeck, F. and Plett, H.: Untersuchungen über den Einfluss der Aussentemperatur auf den Wasserverbrauch (Investigation of the effect of air temperature on water consumption), *GWF*, 1959, vol. 100, p. 1959-1968.

Analyse de la consommation en eau

par Prof. Marek Roman

Université technique de Varsovie

et Prof. Edward Mielcarzewicz

Université technique de Wrocław

1. Introduction

On sait en général que la consommation en eau dans les villes varie avec le temps. Les changements semblent suivre deux tendances parallèles:

- (a) fluctuations dans les divers cycles (journalier, hebdomadaire, annuel ou autre) provoqués par différents facteurs et
- (b) augmentation au cours des années résultant du développement de la ville et de l'élévation du standard de vie.

Les facteurs qui affectent les variations de la consommation en eau peuvent généralement être divisés en trois groupes: facteurs naturels, facteurs sociaux, facteurs technologiques. Ces facteurs sont en partie stochastiques et résultent en partie de l'activité humaine. Les facteurs stochastiques prédominent naturellement dans le groupe des facteurs naturels et ceux qui résultent de l'activité planifiée dans le groupe des facteurs technologiques.

Un certain paradoxe est cependant que le recouvrement des facteurs résultant de l'activité planifiée de l'homme et des facteurs stochastiques n'a pas facilité l'élucidation des fluctuations de la consommation en eau. Au contraire, il a été plus difficile d'y trouver des cycles que dans le cas des cycles qui déterminent des phénomènes aussi typiquement stochastiques que la pluie ou le débit des cours d'eau. Ayant souligné ce paradoxe, les auteurs s'excusent de ce que ce rapport n'élucide pas mais se contente de présenter le difficile problème des fluctuations de la consommation en eau.

2. Facteurs affectant les fluctuations de la consommation en eau

La consommation en eau totale dans une ville est constituée des éléments suivants:

- (a) consommation des ménages
- (b) consommation des institutions publiques, de service et commerciales
- (c) consommation des industries, magasins et chantiers de construction
- (d) consommation des transports publics et privés (lavage des véhicules)
- (e) arrosage des espaces verts municipaux et des jardins privés
- (f) nettoyage des rues et des squares
- (g) eau consommée par les stations de traitement de l'eau pour leurs propres besoins
- (h) lutte contre l'incendie.

Cette dernière catégorie (h) lutte contre l'incendie, peut être laissée de côté dans l'analyse générale de l'amplitude des fluctuations de la consommation en eau

dans les villes, en admettant que cet élément n'intervient que dans des circonstances spéciales qui exigent une analyse spéciale.

La grandeur des types de consommation ci-dessus mentionnés et leurs fluctuations dans le temps dépendent d'un certain nombre de facteurs parmi lesquels les suivants sont les plus fréquents et les plus importants:

- A. **Facteurs naturels:**
 - température de l'air
 - hygrométrie
 - fréquence des précipitations
 - insolation et nébulosité
- B. **Facteurs sociaux:**
 - nombre de résidents
 - nombre d'employés dans les diverses institutions
 - taille et type de la production industrielle et développement de la construction d'immeubles
 - fonctions sociales de la ville (administrative, culturelle, de loisirs, de santé, etc. . . .) et structure de son plan
 - migrations de la population pour les fins de semaine, tourisme, déplacements réguliers pour le travail, etc. . . .
 - rythme de vie et de travail de la population (durée du travail, heures du commencement et de la fin du travail, habitudes de loisir)
 - influence des émissions de télévision
 - système de tarification de l'eau
- C. **Facteurs technologiques:**
 - normes d'équipement sanitaire des appartements
 - méthode de préparation et de fourniture de l'eau chaude à la population
 - pression de l'eau dans le réseau de distribution
 - état du réseau de distribution public et des installations domestiques
 - conception technologique des stations de traitement de l'eau
 - capacité maximale des ouvrages de fourniture d'eau
 - degré de fiabilité de l'exploitation du réseau

Tous ces facteurs n'affectent pas les divers types de consommation d'eau, mais tous affectent l'importance et les fluctuations de la consommation en eau totale de la ville. Il est cependant difficile de déterminer la signification de chacun des facteurs car il y a souvent une influence simultanée d'un groupe de nombreux facteurs qui se manifeste de différentes façons dans les diverses parties de la ville. La disposition des divers types de consommations en eau à l'intérieur de la ville est souvent non-uniforme et dépend de la structure urbaine de la ville.

L'analyse des consommations journalières dans les grandes agglomérations urbaines permet de distinguer plusieurs zones de consommation en eau dans lesquelles l'importance et les fluctuations de la consommation sont influencées par différents groupes de facteurs dominants, à savoir:

- (a) zones résidentielles à immeubles collectifs où un rôle significatif est joué par la taille de la population, le rythme de travail et de repos des habitants, les déplacements de vacances, les émissions de télévision, les normes d'équipement sanitaire des appartements, les méthodes de préparation et de fourniture de l'eau chaude et l'état des installations domestiques (qui affecte l'importance des parties d'eau)
- (b) zones d'administration et d'activité culturelle, zones de services et commerciales où le rôle majeur est joué par le nombre, la taille et le type des institutions publiques (administration, commerce et autres), rythme de travail dans les bureaux, les magasins et les services, état des installations domestiques
- (c) zones résidentielles à maison individuelles où en dehors des facteurs mentionnés en (a), un rôle important est joué par la température et la pluie
- (d) zones industrielles où les facteurs principaux sont la taille et le type des usines, leur rythme de travail, les saisons de production, la structure des tarifs d'eau les méthodes de fourniture de l'eau aux usines et leurs solutions pour la gestion de l'eau, la température de l'air
- (e) parcs et zones agricoles où le rôle principal est joué par le type de récoltes, le type et la taille des exploitations horticoles et agricoles, la température de l'air et la pluie
- (f) centres de loisirs et stations thermales (par ex. en bord de mer) où un rôle important est joué par le nombre de visiteurs, la température de l'air, l'insolation et la nébulosité, les normes des installations sanitaires dans les installations de loisirs.

Dans les zones ci-dessus mentionnées, sont aussi des facteurs importants la pression de l'eau dans le réseau, l'état technique des réseaux, la capacité maximale des installations d'alimentation en eau et le degré de fiabilité de l'exploitation du réseau.

3. Variations saisonnières de la consommation en eau dans les agglomérations urbaines

Bien que la consommation annuelle accuse certaines fluctuations, elle se caractérise par une augmentation constante résultant du développement de la ville et de l'amélioration du niveau de vie. Dans les villes où l'alimentation en eau est déficiente, l'augmentation de la consommation en eau annuelle peut se trouver freinée à certaines périodes, et quand de nouveaux captages sont mis en service il y a une augmentation rapide de la consommation annuelle.

La consommation au cours de l'année n'est pas constante. On sait qu'elle est affectée par des facteurs communs comme les migrations de population pendant les vacances, les congés scolaires, le caractère saisonnier de certaines industries et par-dessus tout les changements cycliques des conditions météorologiques au cours des saisons. Mais il faut signaler que, suivant le type de ville, ces facteurs peuvent avoir des effets antagonistes les uns par rapport aux autres amenant ainsi un nivellement des variations saisonnières de la consommation en eau, ou peuvent s'ajouter en renforçant ces variations.

Figure 1. Fluctuations mensuelles et hebdomadaires de la consommation en eau pour la ville "A" (grand ville avec un grand nombre de bureaux, d'industries et d'universités). (Page 2)

La fig. 1 donne les variations mensuelles et hebdomadaires de la consommation en eau dans une ville "A" qui est une grande ville comptant un grand nombre de bureaux, d'industries et d'universités. On peut noter une augmentation caractéristique de la consommation en été et sa diminution en hiver, mais les différences entre les consommations sont assez faibles: la consommation mensuelle varie de 0,89 à 1,1 par rapport à la moyenne, la consommation hebdomadaire de 0,84 à 1,18. On peut admettre que dans ce cas les départs en vacance atténuent les effets de l'augmentation de la température sur la consommation en eau. Il est évident que dans les régions touristiques ces facteurs s'ajoutent et amèneront une augmentation marquée de la consommation en été ou en hiver suivant que la ville est située en bord de mer ou à la montagne. Mais dans ce cas les pointes saisonnières de consommation en eau peuvent être atténuées par la capacité limitée du réseau et que la consommation minimale peut être accrue par les pertes d'eau dans les installations domestiques. Mais ces deux phénomènes sont défavorables et exigent des contre-mesures adéquates.

4. Variations de la consommation en eau journalière

Les variations de la consommation en eau journalière dans une ville a deux causes: 1°) l'augmentation de la consommation journalière au cours des années en raison du développement de la ville et de l'élévation du standard de vie et 2°) les fluctuations de la consommation journalière dues aux nombreux facteurs présentés au chapitre 2. La premier phénomène d'accroissement de la consommation doit être analysé en se basant sur une assez longue période de temps 5 à 10 ans. L'analyse de l'autre phénomène, les fluctuations de la demande journalière, est plus difficile et doit être basée sur des observations de plus courte durée.

On peut admettre qu'une période d'une année convient pour l'analyse des fluctuations de consommation journalière dans une ville. Cette assumption résulte des prémisses suivantes:

- une période d'une année comprend les changements cycliques saisonniers, le rythme de travail et de repos de la population (vacances), le rythme de travail des industries (caractère saisonnier de la production) et des institutions publiques.
- l'augmentation démographique continue, le progrès industriel, l'amélioration des normes des installations sanitaires dans les logements, qui s'étendent sur toute l'année, peuvent être négligés.
- le nombre des chiffres (365) de la consommation journalière au cours d'une année est assez grand pour permettre une analyse statistique.

Il est évident que l'adoption d'une période d'une année comme base d'analyse des fluctuations journalières de la consommation en eau n'enlève rien à l'utilité des recherches sur les effets du temps mesuré en années sur les variations.

La consommation en eau journalière varie suivant les variations saisonnières analysées au chapitre 3. En outre des variations plus ou moins régulières sont ressenties dans le cycle hebdomadaire. La fig. 2 donne un exemple de ces variations dans la ville "A" dont la description est donnée au chapitre 3. Dans ce cas, les variations hebdomadaires de consommation ne sont pas

Figure 2. Fluctuations hebdomadaires de la consommation en eau journalière pour la ville "A": (a) semaine avec un seul jour non travaillé, le dimanche; (b) semaine avec deux jours non travaillés, le samedi et le dimanche. (Page 3)

très importantes, mais cependant perceptibles. En général on peut dire qu'en Pologne une diminution assez régulière de la consommation en eau journalière s'observe aux fins de semaine; elle est d'environ 10% de la moyenne de la consommation des jours de semaine.

Figure 3. Histogrammes de la distribution empirique de la consommation en eau journalière sur une année pour les villes "B" et "C" (villes de taille moyenne). (Page 3)

$w(Q)$ — fréquence de la consommation en eau
 Q — consommation journalière, m^3/j
 Z — variable auxiliaire, fonction linéaire de la variable Q
 Z_i — $Q_i - a$
 a — moyenne arithmétique de toutes les valeurs de Q
 σ — erreur standard
 ΔZ — Q/σ
 ΔQ — amplitude adoptée des valeurs de Q

L'analyse statistique des distributions de la consommation en eau journalière sur une année montre une similarité avec une distribution normale (fig. 3). L'analyse des histogrammes empiriques de la distribution statistique des consommations en eau journalières sur des semestres (saison d'été, 1er avril au 30 septembre; saison d'hiver, 1er octobre au 31 mars) montre leur symétrie modérée (fig. 4) alors que celle des mois présente une asymétrie marquée (fig. 5). Cette asymétrie peut être positive ou négative, il n'y rien de régulier à cet égard. Il semble préférable d'analyser les distributions statistiques des consommations en eau journalières sur une année entière. Ces distributions pourraient servir de base pour l'élaboration de modèles stochastiques mathématiques de la consommation en eau dans les villes ou districts urbains. Il est cependant évidemment, dans le cas des villes qui présentent de fortes fluctuations saisonnières de la consommation en eau, nécessaire d'effectuer des analyses de consommations journalières pour des périodes caractéristiques plus courtes.

Figure 4. Histogramme des distributions empiriques des consommations en eau journalières par semestres pour les villes "B" et "C".

$w(Q)$, Q , Z , ΔZ comme fig. 3. (Page 4)

Figure 5. Histogramme des distributions empiriques des consommations en eau journalières par périodes mensuelle pour la ville "C".

$w(Q)$, Q , Z et ΔZ comme fig. 3. (Page 5)

Parmi les nombreux facteurs qui affectent les variations de consommations journalières dans les villes, un rôle important peut être attribué aux facteurs météorologiques. Une analyse détaillée de l'effet de ces facteurs a été réalisée par Wunsch et al⁷ d'après les mesures dans 44 services d'eau d'Allemagne fédérale en août 1977, pendant une période de temps exceptionnellement sec et chaud. La température journalière maximale et moyenne, les précipitations, l'influence des jours de la semaine et la consommation totale en eau ont été prises en compte. Une analyse semblable des effets des facteurs météorologiques a été faite par Kling¹ d'après les constatations faites à Vienne pendant les mois chauds et secs de l'été 1976. Il a trouvé qu'une température élevée avait une influence marquée sur les pointes de consommation journalières. Des études semblables ont aussi été réalisées à Varsovie, Pologne, par Lyp et Oppenheim² qui ont trouvé une relation entre la consommation en eau journalière, la température et l'humidité pendant les périodes où la température dépassait 10°C et où l'humidité relative était inférieure à

Figure 6. Relation entre la température maximale du jour et la consommation en eau pour la ville "B". (Page 67)

Q — consommation en eau du jour, m^3/j
 Q_{av} — consommation en eau journalière moyenne sur une année, m^3/j
 T — température maximale du jour, °K

Figure 7. Relation entre la température maximale du jour et la consommation en eau pour la ville "B".
 Q , T comme fig. 6. (Page 6)

75%. En même temps, ils ont constaté que les jours où la température est inférieure à 10°C et l'humidité relative supérieure à 86% les facteurs climatiques n'affectent pas la consommation en eau.

D'après des études réalisées dans plusieurs villes du sud-ouest de la Pologne, Mielcarzewicz et Siwon³ ont établi les valeurs limites de la température maximale de l'air au dessus de laquelle il y a une relation entre la température et la consommation journalière en eau. Ces valeurs limites pour trois villes étudiées sont semblables (fig. 6 et 7), 290, 5°K soit environ 17°C. Les équations linéaires de régression sont de la forme:

$$Q = a \cdot T + b \quad (1)$$

où: Q — consommation en eau journalière en m^3/j
 T — température maximale du jour en °K
 a et b — constantes dont la valeur dépend des autres facteurs influençant la consommation en eau aussi bien que des caractéristiques de la ville.

5. Variations de la consommation horaire

La distribution statistique des consommations horaires dans une ville sur une année est, comme la distribution des consommations journalières, semblable à une distribution normale. Théoriquement, une période annuelle conviendrait pour l'analyse statistique de cette consommation horaire dans les villes, pour les mêmes raisons que celles mentionnées au chapitre 4 au sujet de la consommation journalière. Mais pratiquement l'analyse de la distribution horaire pour une si longue période est difficile et longue. Il a donc été essayé d'étudier les histogrammes empiriques de la distribution de la consommation³ sur une période d'un mois (fig. 8) et d'une semaine (fig. 9 et 10). Ils montrent cependant une asymétrie marquée.

On sait que la consommation en eau horaire dans une ville est sujette à des fluctuations, par dessus tout, dans un cycle journalier. Ces fluctuations sont étroitement liées au rythme de vie de la population, horaires de travail, habitudes de loisirs. En conséquence, les variations de la consommation horaire sur 24 heures dépendent du jour de la semaine. Les fig. 11, 12, 13 et 14 donnent les diagrammes des fluctuations horaires pour des jours caractéristiques de la semaine dans une grande ville polonaise. Compte tenu du rythme de vie de la population, on a distingué les jours suivants: (a) samedis travaillés et veilles de fête; (b) dimanches et jours de fête; (c) jeudis; (d) autres jours de la semaine. On compare des diagrammes illustrant les fluctuations des

Figure 8. Histogramme de la distribution empirique de la consommation horaire de l'eau sur un mois dans la ville "C".
 $w(Q)$, Z , ΔZ comme fig. 3, mais Q — consommation horaire en m^3/h . (Page 7)

Figure 9. Histogrammes de la distribution empirique de la consommation horaire au cours de périodes d'une semaine pour la ville "D".
 $w(Q)$, Q , Z , ΔZ comme fig. 8. (Page 8)

Figure 10. Histogrammes de la distribution empirique de la consommation horaire au cours de périodes d'une semaine pour la ville "D".
 $w(Q)$, Q , Z et ΔZ comme fig. 8. (Page 9)

Figure 11. Fluctuations de la consommation horaire de l'eau les samedis et veilles de fête pour un immeuble locatif, pour un quartier résidentiel et pour toute la ville.

Q — consommation horaire en m³/h
Q_{av} — consommation moyenne horaire en m³/h (Page 10)

Figure 12. Fluctuations de la consommation horaire de l'eau les dimanches et jours fériés pour un immeuble locatif, pour un quartier résidentiel et pour toute la ville.
Q, Q_{av} comme fig. 11. (Page 10)

Figure 13. Fluctuation de la consommation horaire de l'eau les jeudis pour un immeuble locatif pour un quartier résidentiel et pour toute la ville.
Q, Q_{av} comme fig. 11. (Page 11)

Figure 14. Fluctuations de la consommation horaire de l'eau les jours de semaine, excepté jeudi, pour un immeuble locatif, pour un quartier résidentiel et pour toute la ville.
Q, Q_{av} comme fig. 11. (Page 11)

consommations pour un immeuble locatif (environ 120 habitants), pour un quartier résidentiel (environ 7 000 habitants) et pour toute une ville (environ 700 000 hab.) pour trois types de journées.

Les figures 11, 12, 13 et 14 montrent que dans l'immeuble locatif et dans le quartier résidentiel il y a deux pointes de consommation d'eau, une le matin et une le soir. Le dimanche et les jours de fête, la pointe du matin est plus élevée que celle du soir, alors que les autres jours de la semaine il y a prédominance de la pointe du soir. Un phénomène caractéristique est aussi un retard très naturel des la pointe du matin les dimanches et jours de fête. Le samedi et le jeudi les pointes du soir sont particulièrement prononcées et sont ce que l'on peut appeler des "pointes de télévision" en liaison avec des programmes particulièrement intéressants de la Télévision Polonaise ces jours là, surtout pendant la soirée (pointes avant et après les émissions).

Ces figures confirment aussi la tendance commune à la diminution des fluctuations des consommations horaires lorsqu'augmentent le nombre des utilisateurs et la surface couverte par le réseau de distribution. Le tableau 1 compare les valeurs relatives des consommations maximales et minimales pour les trois cas étudiés: un immeuble, un quartier et une ville. Il faut remarquer que les fluctuations horaires relativement élevées dans un immeuble isolé sont déjà sensiblement nivelées dans le quartier de résidences. Mais les différences entre les coefficients de pointe entre le quartier résidentiel et la ville entière ne sont pas aussi significatives, car dans l'ensemble de la ville se présentent divers facteurs qui affectent les fluctuations de la consommation en eau. Ces facteurs s'annulent en partie, mais ils peuvent aussi se conjuguer pour augmenter les fluctuations de la consommation.

6. Effet des pertes d'eau sur les variations de la consommation en eau

Les pertes d'eau, du point de vue de leur location, peuvent être divisées en deux groupes: (a) les pertes sur le réseau public de distribution et (b) les pertes sur les installations domestiques. Le premier type de pertes ne crée pas de problèmes significatifs dans la majeure partie des villes polonaises, mais les pertes d'eau dans les installations domestiques sont préoccupantes car dans les immeubles locatifs elles représentent 15 à 50% de la consommation en eau totale. L'évaluation de l'impor-

Tableau 1. Comparaison des fluctuations de la consommation en eau pour un immeuble locatif, pour un quartier résidentiel et pour toute la ville d'après des recherches faites dans une ville polonaise. (Page 10)

Figure 15. Effet de l'importance des pertes en eau sur les fluctuations horaires dans des immeubles locatifs ayant une distribution collective d'eau chaude.

Q, Q_{av} comme fig. 11. (Page 12)

tance des pertes d'eau dans les immeubles, quoique théoriquement simple en elle-même, est cependant difficile en pratique. L'expérience polonaise a montré que la méthode la plus raisonnable est d'analyser la consommation hebdomadaire, puis de réparer soigneusement les installations domestiques dans l'immeuble étudié et de mesurer ensuite la consommation hebdomadaire. La différence entre la consommation avant et après réparation correspond aux pertes. En même temps il faut faire ces mesures sur des semaines ordinaires sans caractère particulier.

Les pertes d'eau dans les installations domestiques ont un effet évident sur la consommation en eau: d'abord parce qu'elles augmentent la consommation journalière et ensuite parce qu'elles éliminent les fluctuations de la consommation, particulièrement les fluctuations horaires sur 24 heures. La fig. 15 donne des diagrammes basés sur les recherches effectuées par Tkaczuk⁶. Ces diagrammes illustrent l'effet des pertes d'eau sur les fluctuations de la consommation dans les immeubles locatifs. On voit que dans ce cas les pertes effacent de façon sensible les pointes de consommation, et augmentent simultanément la consommation minimale pendant la nuit. Pour l'ensemble de la ville, l'effet des pertes sur les fluctuations des consommations horaires est naturellement bien moins prononcé, mais cependant évident. Les recherches effectuées⁴ dans une ville polonaise (population environ 200 000 hab.) ont montré que l'élimination partielle des pertes d'eau dans un grand nombre d'immeubles locatifs provoque l'augmentation de 6,5% de la consommation horaire maximale et une diminution de 8% de la consommation horaire minimale.

Les pertes d'eau sont un phénomène très défavorable du point de vue social général, surtout en cas de manque d'eau. Il faut admettre en conséquence que dans l'avenir ce phénomène devra être éliminé. Mais il faut se rendre compte qu'en de nombreux cas cela se traduira par une variation accrue des consommations en eau par rapport à l'état actuel.

7. Problèmes de planification de la demande en eau

Tout en utilisant les résultats de l'analyse de la consommation en eau actuelle comme base de calcul pour la demande future, il faut se rendre compte que le niveau actuel et les fluctuations constatées de la consommation en eau dans les villes peuvent résulter de situations indésirables qui peuvent ne pas se présenter dans l'avenir. A part cela, il faut considérer les changements naturels aussi bien que planifiés des divers facteurs qui affectent la consommation en eau. Parmi ces facteurs, on peut mentionner les suivants comme les plus significatifs:

- le niveau de vie devrait s'améliorer pour atteindre une situation si possible commode et uniforme: les installations sanitaires insuffisantes dans les appartements doivent être modernisées ou remplacées par des installations d'un niveau convenable. Cela influencera l'augmentation totale de la consommation en eau et accentuera les fluctuations de la consommation.
- Les pertes en eau dans les installations domestiques doivent être réduites au minimum, ce qui diminuera la consommation en eau mais accentuera encore les fluctuations de la consommation.
- La gestion de l'eau dans l'industrie doit être rational-

isée (bouclage de la circulation de l'eau, changements technologiques); cela modifiera les proportions entre l'augmentation de la consommation en eau et la débit produit.

- Une augmentation du nombre des programmes de télévision peut adoucir les "pointes de télévision" et diminuer les fluctuations horaires de consommation.
- L'eau de haute qualité, comme l'eau potable, ne devrait pas être utilisée pour des usages pour lesquels de l'eau de qualité inférieure serait suffisante. Cela peut amener à la propagation des réseaux doubles et par conséquent à des changements significatifs dans l'importance et les fluctuations de la consommation en eau.

Le problème ainsi discuté fait ressortir la nécessité d'une approche attentive de l'importance et des fluctuations de la consommation en eau comme base de planification du développement des réseaux de distribution. Il semble que des analyses très détaillées des prévisions de développement urbain auraient ici une importance essentielle en considérant les éléments de

base qui affectent la consommation en eau, à savoir: (a) logement, (b) services (administratifs, culturels, commerces, etc. . . .), (c) transports publics, (d) espaces verts et plantations dans les rues et (e) industrie. Pour ces divers éléments de planification urbaine, il faut calculer les coefficients de demande en eau et adopter des modèles de fluctuations de la consommation journalière et horaire basés des données sûres.

Par exemple le tableau 2 donne des modèles de simulation de la distribution horaire de la demande en eau le jour le plus chargé pour diverses utilisations dans une ville à fonctions multiples. Ces modèles, préparés en Pologne⁵ représentent les distributions les plus fréquentes dans les conditions polonaises. Mais on ne peut pas être sûr qu'ils seront suffisamment corrects dans l'avenir.

Tableau 2. Modèles de simulation des distributions horaires de la demande en eau le jour maximal. (Page 13)

Bibliographie (Pages 13-14)

321.157.5
71
1WSA78

Water quality management

by S. A. Shubert, D.Sc., Director

Research Institute, Academy of Public Services named after K. D. Pamfilov, Moscow, USSR

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

1. General questions relating to the state of water sources and their protection from pollution

The problem of supplying the population of the USSR with good drinking water is given much attention by the Soviet State. The task of providing all cities and towns in the country with systems of centralized water supply is presently being completed.

At the same time public health bodies are raising drinking water quality requirements. The latest State standard for drinking water stresses that the norms it lists to ensure that the water is epidemiologically safe, that its chemical composition is harmless and that it has favourable organoleptic properties must be observed with any type of water source. Now the USSR, like many other economically developed countries, has a number of areas where practically all the water resources are involved in industrial or municipal-household water recycling, and this inevitably results in pollution of water sources.

The Soviet Union's largest project planning organizations in the field of water resources (the All-union Order of Lenin Project-prospecting and Research Institute Gidroyekt, the All-union Order of the Red Banner of Labour Project Planning Institute Soyuzvodokanalproyekt, the All-union Association for Water Conservation Projects Soyuzvodoprojekt, etc.) are working out general and river basin plans for the utilization and protection of water resources. A special methodology has been developed of forecasting the quality of water in reservoirs in the event that sewage is discharged into them. It allows the establishment of the required degree of sewage effluent purification and the form of sewage treatment to ensure that such purification is attained. No water protection project would now be considered or submitted for approval without this forecast.

The most rational way of solving the problem of pure water is to create waste-free production processes so that the problem of protecting reservoirs is practically removed. A number of institutes in various industries are working in this direction in conjunction with enterprises and certain successes have already been achieved. It may still take a long time, however, before waste-free production processes are developed and introduced everywhere. Therefore, the main efforts are now concentrated on increasing the recycling of water in industry and on creating, wherever economically advisable, nil discharge enterprises with closed cycles of water supply. At present in some enterprises of the oil-refining industry, ferrous and non-ferrous metallurgy and chemical industries the utilization of purified sewage amounts to 80-90%. Some use recycled water completely with a nil effluent discharge. In communal water supply the return of waste water into reservoirs must be limited by treating municipal sewage for the purpose of recycling water and

for the irrigation of crops. It is advisable to use the sludge formed for the production of compost.

The Soviet State has attached great importance to the protection of the environment, and the water environment in particular. As early as 1919 the task was formulated, of providing basic sanitation in areas of human settlement (protection of soil, water and air). Progress in this task is reflected in a number of decrees, the 1922 Decree on the Creation of Sanitary Bodies in particular. The problem is also dealt with in some major Acts of the State, including the "Principles of Water Legislation of the USSR and the Union Republics" (1970). A number of decisions were made which are now being put into effect to protect nature and by natural resources, by setting up a general State service responsible for monitoring the levels of air and water pollution, etc.

As a result a large amount of work is done systematically to prevent the Caspian, Black and Azov Seas and Lake Baikal from being polluted and to enhance the basins of the Volga and Ural, etc.

In the USSR all water protection measures are taken in accordance with the Rules of Preventing Surface Water from Being Polluted by Sewage which are approved by government organizations, the latest version of which was adopted in 1974.

The necessity of taking urgent measures against environmental pollution has been recognised by many countries. Thus, in the Final Act of the Conference on Security and Co-operation in Europe signed on August 1, 1975, at Helsinki, there is a special section entitled Environment which sets down aims and methods of co-operation in the solution of environmental problems, including the problem of prevention and control of water pollution, in particular of international rivers, in the further development of ways and means for sewage effluent purification, in developing methods of production which are less polluting and lead to less consumption of fresh water, in harmonisation of environmental protection standards and norms, etc.

2. Changes in the quality of water sources caused by human activities

At present, as a result of extensive progress in hydraulic engineering many big rivers in the USSR (the Volga, Dnieper, Don, Yenisei, Ob, etc.) are, to a large extent, controlled and regulating reservoirs have been constructed on them. This has substantially affected the quality of their water. On the one hand, it has become less turbid as suspended matter is precipitated in the reservoirs; on the other hand, conditions have arisen for algal growth which has led to the water becoming greener and, in a number of cases, to it acquiring certain tastes or odours.

The impact of the economic activities of man on the

quality of water in surface water sources has manifested itself in the discharge into reservoirs of insufficiently purified industrial and household sewage effluent from the towns, industrial enterprises and agriculture etc. As pointed out above (Section 1), the problem of preventing and dealing with freshwater pollution in our country has, especially lately, been given close attention. It is necessary to take into account, however, that with the development of industry, the growth of towns and the adoption of chemical methods in all branches of the economy, including agriculture, there will inevitably remain the danger of polluting reservoirs with noxious substances. And at present the problem will occasionally arise, in the treatment of drinking water, of removing from it noxious chemical pollutants such as phenols, oil and oil products, pesticides, detergents, salts of metals, etc.

Phenols can find their way into reservoirs in the effluents from various industrial enterprises, coking by-products, wood chemicals, oil-refining, organic synthesis, etc. It is usual to think that the troubles caused by phenol in water are restricted to the water acquiring a chlorophenol smell when chlorinated. There are phenolic compounds, however, which are dangerous to human health and limited by sanitary-toxicological criteria (cresols, nitrophenols, etc.). The absence of a chlorophenol smell, therefore, does not guarantee that there are no phenols in the water.

Oil is a complex mixture of substances and consists mainly of hydrocarbons (paraffins, naphthols, aromatic hydrocarbons) with an admixture of sulphur and oxygen organic compounds. These products may be found in the water both in dissolved and colloidal state and as emulsions and films. Even in very small amounts oil products would considerably worsen the organoleptic properties of water giving it a yellow colour, and an unpleasant taste and odour.

It is pointed out that oil and phenol, when present in the water together cause deterioration of the quality of the water to a greater extent than either of them alone.

This suggests that when purifying water containing oil products, it is necessary, just as in the case when phenols are present, to consider not only its organoleptic properties, but to attempt the maximum removal of these substances from it.

Pesticides used in agriculture can get into reservoirs via the run-off from the fields or during crop dusting or irrigation. According to their purpose they are divided into herbicides (used against weeds), insecticides (used against pests), fungicides (used against plant diseases), etc.

Organic or inorganic pesticides are used in agriculture. Most widely used are organic synthetic pesticides classified into organochlorine, organofluorine, sulphurous, etc.

Organochlorine pesticides, including DDT, polychlorpinene, hexachloran, aldrin, etc., are among those substances capable of accumulating in humans and warm-blooded animals. Both in our country and abroad, use has been made for a long time of DDT, an organochlorine pesticide belonging to the group of poisons of medium toxicity, whose effect has been studied most thoroughly. It has been found that DDT is a very stable toxic chemical which can remain in the soil, in given deposits and in various organisms for a long time. By now the use of DDT has been drastically limited in the USSR.

Organofluorine pesticides are among less stable chemicals. Thus metaphos, carbophos and chlorophos remain stable for 5 to 14 days depending on the initial water concentration.

Detergents—synthetic surface-active substances and cleansing agents—are used for household and industrial purposes and in agriculture (as pesticide emul-

gators). It has been established as a result of many studies that the degree of biochemical decomposition of surface-active substances depends on their chemical structure. Surface-active substances if present in reservoirs exert adverse effects. They retard self-cleaning processes, upset the oxygen balance in the reservoirs and adversely affect the development of plant and animal organisms.

Metal salts (salts of zinc, copper, lead, arsenic, chromium, mercury, etc.) can get into reservoirs via poorly purified industrial effluents. Increased concentrations of metal ions (i.e. concentrations exceeding the maximum allowable values fixed for reservoirs used for household needs) either cause deterioration of the organoleptic properties of water or present a direct threat to human health. In most cases metal salts are found dissolved in reservoirs. They may occur, however, in bottom sediments and as a result adsorption by suspended substances or extraction by living organisms in the water.

Particular attention should be given to nitrogenated and phosphatic pollutants which exert a biogenic action and lead to the development of aquatic organisms producing tastes, odours and algal bloom.

In considering the degree of harmfulness of the pollutants enumerated one should take into account also the combinations in which they occur. Thus, detergents increase the solubility of insecticides and intensify their adverse effect on the quality of the water. Furthermore, if there are a number of noxious substances in the water, their joint effect may in some cases increase. This synergy of action is peculiar to both toxic substances and those producing taste and odours.

3. Improvement of water purification methods and schemes taking account of changes in the quality of water

The decrease in the turbidity of water and the increase in its colour as a result of regulated run-off have led to the necessity of improving the traditional treatment technology based on employing coagulants, to the use of coagulation within the filter (contact filtration), separation of coagulated suspended matter by flotation, etc. It has become necessary to protect treatment plants from plankton, by using a variety of microfilters.

However, the problem of removing chemical pollutants from the water and eliminating tastes and odours is the most complicated one, for in this respect traditional methods are not effective. In particular, it has been demonstrated that phenols, chromium, boron, and nickel remain in the water after coagulation.

The effectiveness of oil retention is 50-80%. These data relate mainly to the emulsified fraction, the dissolved fractions of oil and oil-products remaining in the water. The effectiveness of pesticide removal depends largely on the form of the preparation (dust, moistening powder, aqueous solution) as well as on the presence of other chemical substances in the water, in particular of surface-active ones which increase the free passage of pesticides through treatment plants. Organofluorine pesticides (metaphos, thiophos, acetophos) nearly all remain in the water if it is treated by traditional purification methods. Synthetic surface-active substances are not removed efficiently by treatment plants, their removal by coagulation amounting to 20-55%.

That is why the need has arisen in a number of water supply systems to use supplementary methods of purifi-

cation amongst which the methods of oxidation and activated carbon sorption are now the most commonly used.

Oxidizers can be effectively applied in purifying water to a limited number of pollutants only. For example, they can be used quite successfully in removing phenols. Of pesticides (aldrin, DDT, dieldrin, heptachlor, hexachlorocyclohexane) only aldrin is comparatively easily destroyed by chlorine at doses of about 0.5 mg/l, the remaining chlorinated derivatives of hydrocarbons interacting with it weakly if at all.

Of the organochlorine pesticides only aldrin and heptachlor are destroyed by potassium permanganate. Hexachloran is oxidized, even by considerable doses of potassium permanganate (up to 140 mg/l), by only 10-15%.

Even such a strong oxidizer as ozone cannot be regarded as a wholly versatile agent although it can be applied quite effectively to a large number of organic substances. When oxidizing oil and oil-products, however, the efficiency of purification does not exceed 50%; furthermore, in some cases the water changed its odour and acquired colour. Ozonization of water containing surface-active substances results in elimination of, at most, 70-80% of pollutants.

Looking at the group of oxidizers as a whole, it should be noted that in a great number of cases their application leads to improved organoleptic properties of the treated water. The destructive processes that occur give rise to chemically less complex substances which tend to be less dangerous.

It is necessary to emphasize, however, that under ordinary conditions some chemical substances would remain practically unaffected when acted upon by oxidizers, even by such strong ones as ozone. These substances include pyridine, benzene and its derivatives, a number of aromatic nitrocompounds, etc. Other compounds are only partially oxidized, which may give rise to tastes and odours. Some studies showed that if partially oxidized the chemicals could give rise to even more toxic compounds in the water.

In every case the efficiency of the oxidative method, the type of oxidizer and its dose, as well as the required contact time, must be determined by treating samples of water under laboratory conditions. Depending on the quality of water to be treated and how they are to be used, oxidizers may be introduced at different points in the treatment process. In some cases it is advisable to use several oxidizers (chlorine and potassium permanganate, ozone and chlorine). The necessity of accurately batching the oxidizers in accordance with the levels and types of water pollution, as well as the complexity and duration of chemical analyses often make it impossible to ensure with sufficient margin of reliability that good quality water is produced. Because of this the application of oxidizers as a self-sufficient method should be allowed only in those cases where there is slight variation in the levels of pollutants and one is sure that neither organoleptically unfavourable substances nor substances dangerous to human health will be formed as a result of oxidation.

Unlike oxidizers, sorbents extract pollutants from the water by concentrating them on their surfaces and, therefore, their application makes the purification of the water much more reliable from a sanitary point of view. Activated carbons are the most effective sorbents known. They are good at sorption of phenols, synthetic surface-active substances, oil-products, organochlorine and organofluorine pesticides and many other organic pollutants.

It is known that activated carbon can be used as a powder (carbon treatment of water), or as a filter medium in granular form.

Carbon treatment of water has a number of dis-

advantages restricting its application, namely, it requires, just like the application of oxidizers, a constant supply of powdered carbon in accordance with the concentrations and types of pollutants; powdered carbon is very dusty and this causes trouble in handling it. So it is advisable to resort to carbon treatment of water only for eliminating natural tastes and odours and for removing non-toxic organic substances provided the time required for the sorbent action is not too long.

It is much more reliable to use granular activated carbon as a filter medium. Filters with granular activated carbon provide a constant barrier to substances undergoing sorption, regardless of variations in the level of water pollution.

One of the major problems that arises when granular carbon filters are used is where to install them in the purification system. There are treatment plants where granular carbon is used for the sorption of various pollutants from the water as well as for clarifying it. In this case, as usual, the filters are placed downstream of the flocculation stage. They can be filled either with carbon alone or with carbon and sand (dual-media filter). Naturally, the use of granular-activated carbon in treatment works should not increase capital investment and expense on this treatment stage should be restricted to the filling of filters (completely or partially) with the more expensive material.

On the other hand, there are treatment plants in the world in which carbon filters are used exclusively for sorption and which are placed downstream of the sand filters. In this case there is a substantial increase in the cost of construction of the works, but the carbon is used for its immediate purpose (i.e., for the sorption of pollutants only) and under the most favourable conditions. Since under these conditions quite a small amount of suspended matter enters the filter, it must be washed much less often and hence less carbon is lost due to abrasion and comminution. In addition, there is less silt deposited in the carbon pores (because there is less suspended matter in the water), which improves the conditions for the sorption of pollutants. These factors affect the useful life of carbon and are of great importance in view of its high cost. Thus, one can see that the problem of locating carbon filters in a water treatment scheme is an economic and technical one and has to be solved taking into account the general level of water pollution, the efficiency of clarifying the water before it reaches the filtration works and the likely useful life of the activated carbon with respect to the types of pollutants to be retained and other factors.

4. Oxidation-adsorption method of purifying water

In spite of the fact that activated carbon has a high efficiency with respect to many kinds of pollutants its application in communal water supply systems was restrained by the need to periodically reactivate it. Activated carbon sorption cannot be regarded as a wholly versatile means of purifying water from organic substances since there are some substances which activated carbon cannot retain.

These considerations have led to a search for techniques using activated carbon which would enhance the reliability of water purification and simplify operating conditions whilst at the same time reducing the cost of treatment.

Because separate application of oxidizers and activated carbon does not always solve the problem of advanced purification of water, interest has arisen in their joint use. There are a number of examples of successful combined application of both methods to the

treatment of water in our country and abroad.

Thus a proposal was worked out in the USSR that potassium permanganate should be used on the Tyumen water supply in combination with powdered activated carbon to eliminate tastes and odours. The realization of the proposal has led to an increase in the efficiency of purification and a substantial reduction in the powdered carbon that was formerly used as an independent means of deodorising the water. The great practical importance of the combined application of oxidizers and activated carbon has led a number of researchers to concentrate on the study of this. It has been shown by Soviet researchers that in purifying coloured waters carbon acts as a catalyst in the process of chlorine oxidation of humic matter. Both Soviet and foreign investigators have pointed out that the combined use of oxidation and sorption is a promising means for improving the quality of water.

The data reported by R. Kutris and C. Gomella in a paper on the problems of removing micropollutants from water, presented to the Eighth International Water Supply Congress show that combined application of oxidizers and carbon sorbents reduces the cost of purification as well as enhancing its efficiency.

Large-scale studies have been carried out, first under laboratory and then under operational conditions, by specialists of the Research Institute for Water Supply and Purification of Water of the Academy of Public Services named after K. D. Pamfilov, in the USSR. Taking into account the possibility of undesirable products arising in the course of oxidation, and in order to enhance the reliability of the purification of water, it was considered advisable to carry out the treatment of water in a sequence in which the oxidation of pollutants preceded their sorption. This method of water purification was given the name of the 'oxidation-sorption method'. The studies confirmed that in such treatment, instead of a mere summing of the effects of oxidation and sorption more complex processes took place. As an example, Fig. 1 gives kinetic curves obtained in removing phenol from water by both separate and combined application of chlorine and powdered activated carbon.

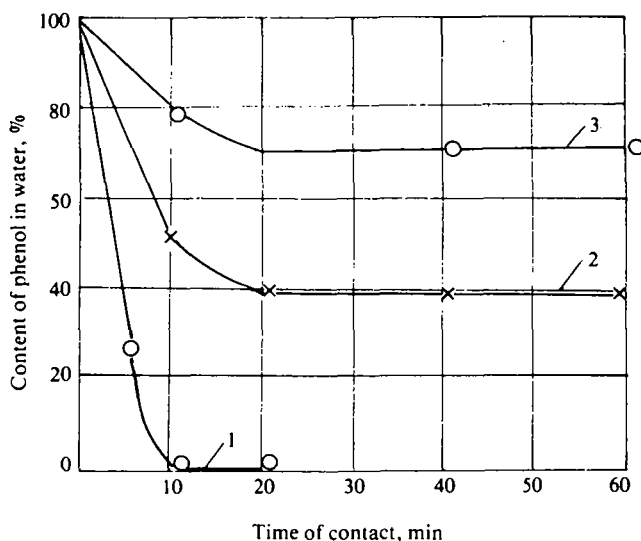


Figure 1

Thus, in the example under consideration the products of the interaction between the phenol and the chlorine are better adsorbed by the activated carbon than is the phenol itself; on the other hand, the carbon, serving as a catalyst, accelerates the process of formation of these products and of their oxidation.

Other chemical substances and reactions could be mentioned illustrating the catalytic effect of activated carbon. Of interest in this respect may be an experiment in which water containing ammonia nitrogen was passed through granulated carbon after prechlorination. In the experiment samples of water were taken at different levels in the carbon bed. It was found that with an increase in the depth of the carbon bed (i.e. with an increase in the water/carbon contact time) there was an abrupt decrease in the contents of mono- and dichloramine and a simultaneous increase in the amount of ammonia nitrogen (Fig. 2).

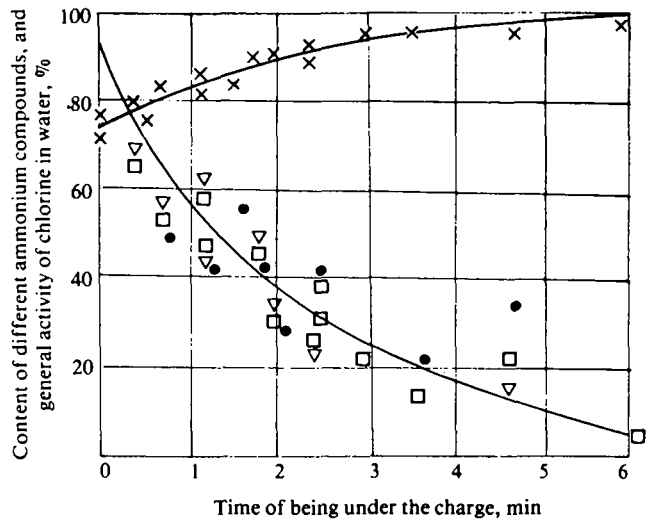


Figure 2

If unconfined, mono- and dichloramines were extremely slow to decompose. Thus carbon promoted the decomposition of chloramines. Fig. 2 also shows that the decrease in the concentration of chloramines was accompanied by a decrease in chlorine concentration, which can be accounted for by the sorption of chlorine on the carbon.

A similar picture was observed in experiments where carbon powder was used to treat prechlorinated water containing organic amines.

The above examples show that various processes may take place on activated carbon under conditions of pretreatment of water with an oxidizer, viz. acceleration of the kinetics or removal of pollutants from the water, the formation of products with a higher capacity for sorption compared to the original substances and decomposition of the products of interaction between the oxidizer and water pollutants. Everything mentioned above must be taken into account when making a decision to use the oxidation-sorption method.

The studies have also confirmed that pretreatment of water with oxidizers makes it possible to relieve the load on the expensive activated carbon and thus to reduce the dose of carbon (in the carbon treatment method) or to increase the life of carbon granules in a filter.

A considerable increase in the life of carbon granules when pretreating water with oxidizers was demonstrated by a number of experiments. Thus when water which had phenol introduced into it (10 mg/l) was filtered through a layer of activated carbon (of AG-3 grade), 40 cm deep, at a rate of 6 m/hr, the protective action of the carbon lasted 20 hr, whereas when the water was chlorinated no phenol or chlorphenol was found in the filtrate even after 260 hr of work, the conditions of filtration being the same. The batch of chlorine was chosen in accordance with the stoichiometric relationship (1:6). Similar results were obtained

during the purification of water coloured by humic matter from the River Tura even after the elimination of odours.

It is of interest to note that pretreatment of water with chlorine had no effect on the removal and the kinetics of sorption of chlorosulfonol. A considerable increase in the running time of a carbon filter (from 50 to 200 hr) was attained when pre-ozonation of water was employed. The results obtained may be explained by the fact that chlorosulfonol does not interact with chlorine but can be oxidized by ozone, appearing to turn into substances which undergo sorption on carbon more readily.

So when using the oxidation-sorption method in practice much attention should be given to the type of oxidizer to be chosen. When the water contains large amounts of scarcely-oxidizable pollutants, it becomes advisable to use stronger oxidizers, for example ozone. In spite of the latter's high cost the total cost of water treatment may be lower because of reduced expenses on the activated carbon (owing to a decrease in the doses of powdered carbon or an increase in the useful life of granular carbon).

It is easy to see that the most rational way of using carbon in the oxidation-sorption method should be in the form of granules, as filter material rather than in the form of powder. Then the best treatment is assured since, as already pointed out, the carbon filter is a constant barrier to water pollutants.

The practical application of carbon filters requires that the problems of their design and construction should be considered. The specificity of activated carbon as a filter material lies in the fact that the density of its grains is much lower than that of such traditional material as river (quartz) sand, which should be taken into account in choosing the method of washing. Other peculiarities of carbon as a filter medium should not substantially affect the construction of carbon filters.

Thus, in general, the construction of carbon filters can parallel that of sand filters with water washing; all the elements of the filter except the filter material can be calculated and designed in roughly the same way as those of sand filters.

As to the filter material, its depth is chosen in each particular case depending on the rate of filtration and the quality of the original water by a technological simulation of the process with due regard to the amount of time the water should remain in the carbon filter.

The oxidation-sorption method using granular carbon was successfully tested and implemented on the Tyumen water supply to eliminate tastes and odours from the water and to remove chemical pollutants. The treatment plant in this particular supply used floc blanket suspended clarification and rapid filters. The station purifies the water of the River Tura, which is characterized by strong tastes and odours in winter time. To eliminate them, a rather complicated procedure of treating water is used, including treatment with potassium permanganate and powdered activated carbon. The reagents are introduced into the catalyst chamber (in which both the mixing and the required contact with the water being treated is effected) in the following sequence: primary chlorine — potassium permanganate — activated carbon — coagulant — polyacrylamide. Special provision has been made in designing the chamber so that the above reagents may be introduced at various intervals between them (the total contact time of the water in the chamber being 30 min). The carbon powder is used as a slurry to prepare which a special unit has been set up.

To test the efficiency of applying the oxidation-sorption method of purifying water using granular activated carbon, studies were made employing filtration columns which showed that if the water is pre-

chlorinated the activated carbon ensures the stable removal of chemical pollutants and of the tastes and odours.

In 1974, on the basis of the results obtained, one of the station's sand filters was changed to dual-media carbon-sand (carbon as the upper layer). The carbon functioned both as a clarifying and absorbing agent. The filter used carbon of AG-3 grade with rather coarse grains (equivalent diameter 1.64 mm). The coarseness of the sand was 1.4 mm (equivalent diameter). From preliminary tests a thickness of 1m was chosen for the carbon and the sand bed. The design filtration rate was 8-10 m/hr, i.e., the water remained in the carbon bed from 7.5 to 6 min. Here chlorine was used as the oxidizer in primary chlorination, i.e. before filtration.

The filter performed well from the point of view of colour and turbidity as well as in reducing tastes and odours (the dose of chlorine being 8-10 mg/l). On the whole efficiency was somewhat higher than on the main units of the station which used powdered carbon.

In 1975, taking into account the technological and engineering-economic effectiveness of granular carbon, all the filters on the Tyumen water supply were changed to carbon-sand and since then they have operated successfully without reactivation of the filter material, whereas special studies showed that without pre-oxidation carbon could work for a few days only.

Depending on the quality of the water to be treated and the composition and type of the main water works various decisions may be taken on the use of the oxidation-sorption method of water treatment.

Filters charged with granulated activated carbon can be used only for sorbent treatment of water and then they are placed downstream of the sand filters. But granulated carbon may also be used in filters which would simultaneously fulfil the function of sorption and that of clarifying the water. Then, as described above, the filters are as usual placed downstream of the precipitation tanks (or after water filtration plants with suspended sludge); the filter medium may in that case consist entirely of carbon or of carbon/sand.

In the first case, when filtration is carried out in two filters consecutively (sand and carbon) the costs of construction of the water treatment works increase considerably, but the carbon material is used for its immediate purpose, i.e. for the sorption of pollutants only and under the most favourable conditions, for the filter receives clarified water and so needs fewer washings. This reduces unnecessary losses of carbon due to comminution and abrasion. The carbon pores are only slightly clogged by the suspended matter which improves conditions for the sorption of chemical pollutants and increases the useful life of the carbon.

In the second case the building costs do not increase and outgoings on the supplementary sorbent treatment of water are restricted to the filling of the filters (completely or partially) with a more expensive material, but in return those advantages are lacking which were pointed out above.

In the scheme of one-stage water treatment, in contact water filtration plants with upward filtration, the principle of oxidation-sorption treatment can be realized in the simplest and fullest manner. This results from the fact that the water to be treated is first admitted to the lower layer of the filter which consists of quartz sand and only then, after having been clarified, does it enter the upper layers of granulated activated carbon.

In general the studies and tests have determined the unconditional expediency of applying oxidation-sorption treatment procedures for surface water, especially from polluted sources. This will ensure the production of unfailingly good quality water, free to a maximum degree from toxic substances, having favourable

organoleptic properties and capable of preserving these properties during distribution.

References

1. Babenkov, E. D., The Treatment of Water with Coagulants. Moscow, Nauka Publishers, 1977. (In Russian)
2. Bakharev, V. A., et al. The application of granular activated carbon in the Tyumen water supply, In *Vodosnabzhenie i Sanitarnaya Tekhnika*, 9 (1977). (In Russian)
3. Borodavchenko, I. I., The country's water conservation, In *Planovoye Khozyaistvo*, 7 (1973), pp. 24-35.
4. Cherkinsky, S. N., A Manual on Water Supply Hygiene, Moscow, Medicine Publishers, 1975. (In Russian)
5. Cherkinsky, S. N., Sanitary Conditions for Sewage Effluent Discharge into Reservoirs. Stroizdat, Moscow, 1977. (In Russian).
6. Shevchenko, M. A., et al. Purification of Drinking Water and Sewage Effluent from Toxic Chemicals, Kiev, Budivelnik Publishers, 1975. (In Russian)
7. Ways and Means of Enhancing the Quality of Drinking Water and the Treatment of Sludge at Water Purification Stations, Moscow, Academy of Public Services, 1977. (A collection of papers, in Russian)

La gestion de la qualité de l'eau

par S. A. Shubert, Dr Sc., Directeur,

Institut de recherche, Académie des services publics K. D. Pamfilov, Moscou, URSS.

1. Questions générales relatives à l'état des ressources en eau et de leur protection contre la pollution

L'Etat Soviétique a apporté une grande attention au problème de l'alimentation de la population en bonne eau potable. La tâche de pourvoir toutes les villes du pays en réseaux centralisés de distribution d'eau est en cours d'achèvement.

En même temps les responsables de la santé publique relèvent les normes de qualité de l'eau potable. La plus récente norme d'Etat pour l'eau potable souligne spécialement que les normes qu'elle énumère en vue d'assurer que l'eau est épidémiologiquement saine, que sa composition chimique est sans danger et qu'elle a des propriétés organoleptiques favorables sont valables pour n'importe quel type de ressource en eau. Mais l'URSS, comme beaucoup d'autres pays économiquement développés, a un certain nombre de régions dont toutes les ressources en eau sont impliquées dans un recyclage des eaux usées industrielles ou domestiques ce qui amène inévitablement une pollution des ressources en eau.

Les plus grandes organisations de planification de l'Union Soviétique dans le domaine de l'utilisation complexe des ressources en eau (l'Institut national de prospective et de recherche Gidroproyekt, Ordre de Lénine; l'Institut national de planification Soyuzvodokanalproyekt, Ordre du Drapeau Rouge du Travail; l'Association nationale pour les projets de mise en valeur de l'eau Soyuzvodoproyekt, etc. . . .) établissent des plans généraux et de bassins pour l'utilisation et la protection des ressources en eau. Une méthodologie spéciale a été mise au point pour prévoir la qualité de l'eau dans les réservoirs au cas où ceux-ci reçoivent des déversements d'eaux usées. Elle permet de déterminer le degré d'épuration des eaux usées nécessaire et la composition des systèmes et appareillages de purification assurant que cette purification est atteinte. Aucun projet de protection des eaux n'est plus maintenant envisagé ou soumis à approbation sans cette prévision. La façon la plus rationnelle de résoudre le problème de l'eau est de découvrir des procédés de production sans déchets, ce qui élimine pratiquement le problème de la protection des réservoirs. Un certain nombre d'instituts de diverses industries travaillent dans cette voie en liaison avec les entreprises et certains succès ont déjà été obtenus. Mais il faudra peut-être encore longtemps avant que les procédés de production sans déchets soient mis au point et appliqués partout. Les efforts principaux sont donc concentrés sur le développement du recyclage de l'eau dans l'industrie et sur la création, partout où c'est économiquement conseillable, d'entreprises sans rejets, à cycles fermés d'alimentation en eau. A l'heure actuelle, dans certaines entreprises de la raffinerie du pétrole, de la métallurgie

ferreuse et non-ferreuse et de la chimie, l'utilisation des eaux usées recyclées représente 80 à 90% des besoins en eau. Certaines recyclent leur eau sans rejeter d'eau usée dans les réservoirs. Dans les réseaux domestiques, le rejet d'eau d'égout dans les réservoirs doit être limité par traitement de ces eaux d'égout en vue de leur recyclage et de l'irrigation des cultures. Il est recommandé d'utiliser les boues restantes pour produire du compost.

L'Union Soviétique attache une grande importance à la protection de l'environnement et en particulier de l'eau. Dès 1919 l'objectif fut assigné d'assainir les régions de peuplement humain (protection du sol, de l'eau et de l'air). Les progrès vers cet objectif se traduisent par un certain nombre de décrets, en particulier celui de 1922 sur la création de corps sanitaires. Ce problème est aussi traité par un certain nombre de lois d'Etat, dont les "Principes de législation de l'eau pour l'URSS et les Républiques de l'Union (1970)". Un certain nombre de décisions ont été prises et sont maintenant appliquées pour la protection de la nature et l'utilisation des ressources naturelles, pour la création d'un service d'Etat général chargé de surveiller les niveaux de pollution de l'air et de l'eau, etc. . . .

Il en résulte qu'un travail considérable est fait dans le pays pour prévenir la pollution de la Caspienne, de la Mer Noire, de la Mer d'Azov et du Lac Baïkal, pour mettre en valeur les bassins de la Volga et de l'Oural, etc. . . .

En URSS toutes les mesures de protection de l'eau sont prises conformément aux Règles pour empêcher que les eaux de surface soient polluées par les eaux d'égout, qui ont été approuvées par les instances gouvernementales et dont la dernière version date de 1974.

La nécessité de prendre des mesures urgentes contre la pollution de l'environnement est reconnue en de nombreux pays. Ainsi dans l'Acte final de la Conférence sur la sécurité et la coopération en Europe, signé le 1er août 1975 à Helsinki, il y a un chapitre spécial intitulé "Environnement" qui présente les buts et méthodes de la coopération pour la solution des problèmes d'environnement, y compris la prévention et le contrôle de la pollution de l'eau, en particulier pour les fleuves internationaux, pour le développement de nouveaux moyens de purification des eaux usées, pour la mise au point de méthodes de production qui soient moins polluantes et amènent une plus faible consommation d'eau fraîche, pour l'harmonisation des normes de protection de l'environnement, etc. . . .

2. Modifications de la qualité de l'eau des ressources sous l'impact des activités humaines

Actuellement, en raison des grands travaux hydrauliques réalisés, de nombreuses grandes rivières de

l'URSS (Volga, Dnieper, Don, Ienisseï, Ob, etc. . . .) sont dans une large mesure régularisées et ont formé de nombreux réservoirs. Cela a profondément affecté la qualité de leurs eaux. D'un côté, ces eaux sont devenues plus claires car les matières en suspension se déposent naturellement dans les réservoirs; d'un autre côté, les conditions sont réalisées pour une croissance exubérante d'algues et autre flore hydrique, ce qui fait que l'eau est devenue plus verte et, en certains cas, présente des odeurs et saveurs.

L'impact des activités économiques de l'homme sur la qualité des eaux de surface se manifeste d'une façon encore plus grande en raison de facteurs tels que le déversement dans les réservoirs d'eaux usées industrielles et domestiques insuffisamment épurées provenant des agglomérations, des industries, et des terrains agricoles traités aux pesticides. Comme souligné ci-dessus (Section 1), le problème de la prévention et de la suppression de la pollution des eaux douces dans notre pays a, surtout récemment, reçu une exceptionnelle attention. Il est cependant nécessaire de tenir compte de ce que, avec le développement de l'industrie, la croissance des villes et l'adoption de méthodes chimiques dans toutes les branches de l'économie, y compris l'agriculture, il restera inévitablement toujours un danger de polluer les réservoirs par des produits nocifs. Et à présent le problème surgit occasionnellement, lors de la préparation d'eau potable, d'éliminer ces polluants chimiques, phénols, pétrole et ses dérivés, pesticides, détergents, sels de métaux, etc. . . .

Les phénols parviennent dans les réservoirs avec les eaux usées de diverses industries, cokeries, traitement du bois, raffineries de pétrole, synthèse organique, etc. . . . On pense généralement que les troubles auxquels le phénol donne naissance dans l'eau se limitent à donner un goût de chlorophénol à l'eau chlorée. Mais il y a des composés phénolés qui sont dangereux pour la santé humaine et par conséquent limités par les critères sanitaires toxicologiques (crésols, nitrophenols, etc. . . .) L'absence d'odeur de chlorophénol ne garantit donc pas qu'il n'y a pas de phénols dans l'eau.

Le pétrole est un mélange complexe de substances composées principalement d'hydrocarbures (paraffines, naphthols, hydrocarbures aromatiques) avec un mélange de composés organiques sulfurés et oxygénés. On peut trouver ces produits dans l'eau à la fois sous forme dissoute et colloïdale et comme émulsions et films. Même de très faibles quantités de produits pétroliers dans l'eau affectent considérablement ses qualités organoleptiques en lui donnant une couleur jaune et une odeur et saveur déplaisantes.

Il faut souligner que lorsque du pétrole et du phénol sont présents dans l'eau simultanément, ils détériorent la qualité de l'eau plus que lorsqu'ils sont seuls. On en déduit que lorsque l'eau contient des produits pétroliers, il est nécessaire de ne pas considérer seulement ses qualités organoleptiques, mais, comme pour les phénols, d'essayer de l'éliminer au maximum.

Les pesticides utilisés en agriculture peuvent parvenir aux réservoirs avec les eaux qui s'écoulent des champs ou pendant les pulvérisations ou l'arrosage. Suivant leur rôle on les divise en herbicides, insecticides, fongicides, etc. . . .

On utilise en agriculture des pesticides organiques et inorganiques. Les plus largement utilisés sont les pesticides organiques synthétiques classés en organochlorés, organofluorés, sulfureux, etc. . . .

Les pesticides organochlorés, qui comprennent le DDT, polychlorpinène, hexachlorane, aldrin, etc. . . . sont parmi les substances capables de s'accumuler dans le corps des hommes et des animaux à sang chaud. Dans notre pays et à l'étranger, on a longtemps utilisé le DDT, pesticide organochloré appartenant aux poisons de

toxicité moyenne, dont l'effet a été complètement étudié on a trouvé que le DDT est un toxique très stable qui peut se conserver dans le sol, dans les sédiments et dans divers organismes pendant très longtemps. Actuellement, l'utilisation du DDT a été sévèrement limitée dans notre pays.

Les pesticides organofluorés sont parmi les moins stables. Ainsi le métaphos, le carbophos et le chlorophos restent stables pendant 5 à 14 jour suivant leur concentration initiale dans l'eau.

Les détergents, substances synthétiques surfactives et nettoyantes, sont utilisés dans des buts domestiques et industriels et en agriculture (comme émulsifiants des pesticides). Il a été établi par de nombreuses études que la vitesse de décomposition biochimique des surfactifs dépend de leur structure chimique.

Les surfactifs présents dans les réservoirs exercent divers effets: ils retardent les processus d'autoépuration, ils affectent le bilan de l'oxygène et contrarient le développement de la faune et de la flore.

Les sels métalliques (zinc, cuivre, plomb, arsenic, chrome, mercure, etc. . . .) proviennent principalement des effluents industriels mal purifiés. Les concentrations exagérées en ions métalliques, dépassant les maximums admissibles pour l'eau destinée aux besoins domestiques, détériorent les propriétés organoleptiques de l'eau ou sont une menace directe pour la santé humaine. Dans la plupart des cas on trouve les sels métalliques à l'état dissous. Mais on peut les trouver dans les sédiments déposés, adsorbés sur les substances en suspension ou extraits de l'eau par les organismes vivants.

Une attention particulière doit être apportée aux polluants azotés ou phosphatés qui ont une action biogénique et conduisent à des développements abondants d'organismes aquatiques amenant des goûts et odeurs et faisant devenir verts les réservoirs.

En considérant le degré de nocivité des polluants énumérés, il faut aussi tenir compte de leurs combinaisons. Ainsi les détergents augmentent la solubilité des pesticides et intensifient de cette façon leur nocivité sur la qualité de l'eau. En outre, s'il y a un certain nombre de substances nocives dans l'eau, leur effet joint peut quelquefois s'accroître. Cette synergie d'action est particulière à la fois aux substances toxiques et à celles qui donnent goûts et odeurs.

3. Amélioration des méthodes de traitement de l'eau et procédés tenant compte des changements dans la qualité de l'eau

La diminution de la turbidité de l'eau et l'augmentation de sa couleur qui résultent de la régularisation des rivières ont obligé à améliorer la technologie traditionnelle basée sur l'emploi de coagulants et à employer la coagulation directe dans le filtre, la flottation, etc. . . . Il est devenu nécessaire de protéger les stations de traitement contre le plancton, ce pourquoi on utilise divers microtamis.

C'est cependant le problème de l'élimination des polluants chimiques et des goûts et odeurs qui reste le plus difficile car en cette matière, les méthodes traditionnelles sont inefficaces. En particulier des études spéciales aussi bien que l'exploitation des stations de traitement ont montré que les phénols, le chrome, le bore et le nickel demeurent pratiquement dans l'eau après coagulation.

L'efficacité de l'élimination du pétrole est de 50 à 80%. Ces chiffres concernent surtout la fraction émulsionnée.

sifiée, car la fraction dissoute du pétrole et des produits pétroliers reste dans l'eau. Le rendement de l'élimination des pesticides dépend largement de la forme de la préparation (poudre, poudre humidifiée, solution aqueuse) aussi bien que de la présence d'autres corps chimiques dans l'eau, en particulier les surfactants qui favorisent la fuite des pesticides à travers les stations de traitement. Les pesticides organofluorés (metaphos, thiophos, acetophos) restent pratiquement dans l'eau traitée par les méthodes traditionnelles. Les surfactants synthétiques sont aussi très insuffisamment retenus par les stations de traitement, leur élimination par coagulation ne représentant que 20 à 55%.

C'est pourquoi la nécessité s'est faite sentir dans un certain nombre de services d'eau d'utiliser des méthodes supplémentaires de purification parmi lesquelles l'oxydation et l'adsorption sur charbon actif sont maintenant les plus couramment utilisées.

Les oxydants ne peuvent être efficacement utilisés à la purification de l'eau que pour un nombre limité de polluants. Par exemple, ils sont très efficaces contre les phénols. Des pesticides (aldrin, DDT, dieldrin, heptachlore, hexachlorocyclohexane), seul l'aldrin est assez facilement détruit par le chlore quand il est traité par des doses d'environ 0,5 mg/l, les autres dérivés chlorés des hydrocarbures ne réagissant que très peu ou pas du tout avec lui.

Parmi les organochlorés, seuls l'aldrin et l'heptachlore sont détruits par le permanganate de potassium. L'hexachlorane par exemple n'est oxydé par des doses même considérables de permanganate (jusqu'à 140 mg/l) qu'à 10 à 15%.

Même un oxydant aussi énergique que l'ozone ne peut être regardé comme un agent à tout faire. Certes, l'ozonation peut être appliquée très efficacement à un nombre très grand de corps organiques. Mais pour oxyder le pétrole et ses dérivés, son rendement de purification ne dépasse pas 50%; en outre, en certain cas, l'eau acquiert une couleur et une odeur. L'ozonation de l'eau contenant des surfactants assure l'élimination de 70 à 80% de cette pollution.

Il faut noter que, pour le groupe des oxydants dans son ensemble, dans un grand nombre de cas leur emploi amène une amélioration des qualités organoleptiques de l'eau: elle perd son odeur, elle devient moins verte ou complètement incolore, et elle ne mousse plus. Le processus de destruction qui se produit donne naissance à des substances moins complexes qui tendent à être moins dangereuses.

Il est nécessaire de souligner cependant que dans les conditions ordinaires, certains produits chimiques ne sont pratiquement pas affectés quand on les traite par des oxydants même aussi énergiques que l'ozone. Ces produits comprennent la pyridine, le benzène et ses dérivés, un certain nombre de composés nitrés aromatiques, etc. . . . D'autres produits ne sont que partiellement oxydés, ce qui peut donner naissance à des dérivés donnant à l'eau odeur et couleur. Certaines études ont montré que, s'ils sont partiellement oxydés, certains produits peuvent donner des composés encore plus toxiques.

Dans chaque cas, l'efficacité de la méthode d'oxydation, le type d'oxydant et sa dose aussi bien que le temps de contact nécessaire doivent être déterminés par traitement d'échantillons de l'eau au laboratoire. Suivant la qualité de l'eau à traiter et les fonctions qui leur sont assignées, les oxydants peuvent être introduits en différents points du circuit hydraulique. En certains cas il peut être utile d'utiliser plusieurs oxydants (chlore et permanganate de potassium, ozone et chlore). La nécessité de doser avec précision les oxydants en fonction des niveaux et des types de pollution de l'eau, aussi bien que la complexité et la durée des analyses chimiques, rend souvent impossible d'assurer avec une

marge de sécurité suffisante que l'on produit une eau de bonne qualité. Pour cette raison, l'emploi d'oxydants comme méthode auto-suffisante ne doit être permis que dans les cas où il y a de faibles variations dans le niveau des polluants et où l'on est sûr l'oxydation ne formera ni substances organoleptiquement défavorables, ni substances dangereuses pour la santé.

Contrairement aux oxydants, les adsorbants extraient les polluants de l'eau en les concentrant à leur surface et, par conséquent, leur emploi rend l'eau bien plus sûre du point de vue sanitaire. Les charbons actifs sont les adsorbants les plus actifs connus. Ils peuvent adsorber les phénols, les surfactants synthétiques, les produits pétroliers, les pesticides organochlorés et organofluorés et bien d'autres polluants organiques.

On sait que les charbons actifs peuvent être utilisés en poudre ou en grains comme filtres.

Le traitement au charbon a un certain nombre d'inconvénients qui en restreignent l'utilisation: il exige, comme pour l'emploi des oxydants, un dosage constant de charbon en poudre suivant la concentration et le type des polluants; le charbon en poudre donne une poussière qui en rend la manipulation très difficile. Il est donc recommandé de ne recourir au traitement par le charbon que pour éliminer les odeurs et saveurs naturelles et pour éliminer les substances organiques non toxiques, pourvu que le temps nécessaire pour le traitement de l'eau par adsorption ne soit pas trop long.

Il est beaucoup plus sûr d'utiliser du charbon actif granulé comme milieu filtrant. Les filtres à charbon actif granulé assurent une barrière constante contre les substances adsorbables, quelles que soient les variations des niveaux de la pollution de l'eau.

L'un des problèmes majeurs que l'on rencontre quand on doit utiliser des filtres à charbon actif est de savoir où les installer sur le circuit de traitement. Il y a des stations de traitement où le charbon en grain est utilisé pour l'adsorption des divers polluants de l'eau aussi bien que pour sa clarification. En ce cas, comme dans le schéma classique des stations de traitement, les filtres sont placés après les décanteurs (ou après les décanteurs à voile de boues); ils peuvent être garnis de charbon seul ou de charbon et de sable (filtres à deux couches). Il est normal que cet emploi du charbon actif granulé pour réaliser des stations de purification ne doive pas augmenter les dépenses en capital et que les dépenses pour l'adsorbant supplémentaire de purification de l'eau soient en même temps restreintes au remplissage (complet ou partiel) des filtres à l'aide d'un matériau plus coûteux.

D'un autre côté, il y a aussi dans le monde des stations de traitement dans lesquelles les filtres à charbon sont utilisés uniquement comme adsorbants et sont placés après des filtres à sable dans le circuit de traitement. En ce cas, il y a une sensible augmentation des dépenses de construction des ouvrages de traitement, mais le charbon actif est utilisé pour son but immédiat (uniquement pour l'adsorption des polluants), donc dans les conditions les plus favorables. Comme dans ces conditions très peu de matière en suspension entre dans le filtre, celui-ci peut être lavé moins souvent et il y a donc moins de perte de charbon par abrasion et entraînement. En outre, moins de vase se dépose dans les pores du charbon (puisque'il y a moins de matière en suspension dans l'eau) ce qui améliore les conditions d'adsorption des polluants. Ces facteurs agissent sur la vie utile du charbon ce qui est très important en raison de son prix élevé. On peut donc voir que le choix de l'emplacement des filtres à charbon dans le circuit technologique du traitement de l'eau est un problème économique et technique qui doit être résolu en tenant compte du niveau général de la pollution de l'eau, du degré de clarification atteint avant que l'eau arrive aux filtres, de la vie utile possible du charbon du point de vue

de sa capacité d'adsorption en tenant compte des types de polluants à retenir et des autres facteurs.

4. Méthodes d'oxydation-adsorption pour la purification de l'eau

Bien que le charbon actif ait un rendement élevé vis à vis de nombreux polluants, son emploi dans les réseaux de distribution d'eau communaux était restreint par la nécessité de le réactiver périodiquement pour rétablir sa capacité d'adsorption. L'adsorption au charbon actif ne peut pas être considérée comme un moyen universel de purifier l'eau des substances organiques qu'elle contient car ce sont des substances que le charbon actif ne peut pas retenir.

Ces considérations ont mené à recherche de techniques d'emploi du charbon actif qui augmenteraient la sécurité de la purification de l'eau et simplifieraient l'exploitation tout en réduisant en même temps le coût du traitement de l'eau.

Comme l'emploi séparé des oxydants et du charbon actif ne résout pas toujours le problème de la purification avancée de l'eau, on s'est intéressé à leur emploi commun. Il y a un certain nombre d'exemples d'application combinée de ces deux méthodes pour le traitement de l'eau dans notre pays et à l'étranger.

Ainsi on a proposé en URSS d'utiliser du permanganate de potassium sur l'adduction du Tyumen en combinaison avec du charbon actif pour éliminer les goûts et odeurs de l'eau. La réalisation de cette proposition a permis d'améliorer l'efficacité de la purification et de réduire substantiellement les doses de charbon actif précédemment utilisées comme moyen indépendant de désodorisation de l'eau.

La grande importance pratique de l'application combinée des oxydants et du charbon actif a conduit un certain nombre de chercheurs à se concentrer sur l'étude de ce problème. Les chercheurs soviétiques ont montré que dans la purification des eaux colorées, le charbon actif sert de catalyseur à l'oxydation par le chlore des matières humiques.

Les chercheurs soviétiques et étrangers soulignent que l'emploi combiné de l'oxydation et de l'adsorption est un moyen prometteur d'améliorer la qualité de l'eau.

Les chiffres donnés par R. Coutris et C. Gomella dans un rapport sur certains problèmes d'élimination des micropolluants de l'eau présenté lors du Huitième Congrès International des distributions d'eau montre que l'emploi combiné d'oxydants et de charbon actif permet de réduire le coût du traitement de l'eau aussi bien que d'en augmenter l'efficacité.

Des études à grande échelle ont été réalisées par des spécialistes de l'Institut de recherche pour l'alimentation en eau et la purification de l'eau de l'Académie des services publics K. D. Pamfilov en URSS d'abord en laboratoire, puis en exploitation réelle. Tenant compte de la possibilité de formation au cours de l'oxydation de sous produits indésirables, et pour augmenter la fiabilité de la purification de l'eau du point de vue sanitaire, on a estimé judicieux, lors du traitement de l'eau, de procéder à l'oxydation des polluants avant leur adsorption. On a donné à cette méthode le nom de "oxydation-adsorption". Les études ont confirmé que lors d'un tel traitement, il n'y a pas une simple addition des effets de l'oxydation et de l'adsorption, mais qu'un processus plus complexe prend place. Par exemple, la fig. 1 donne les courbes cinétiques obtenues lors de l'élimination du phénol de l'eau par emploi séparé et combiné de chlore et de charbon actif.

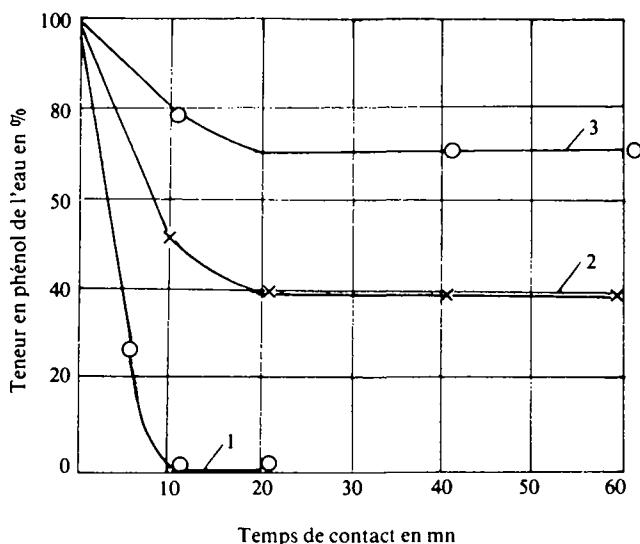


Fig 1

Ainsi, dans l'exemple considéré, les produits de l'interaction entre le phénol et le chlore sont mieux adsorbés par le charbon actif que le phénol lui-même; d'un autre côté, le charbon servant de catalyseur accélère le processus de formation de ces produits et leur oxydation.

On peut citer d'autres substances chimiques et réactions illustrant l'effet catalytique du charbon actif. Par exemple, de l'eau contenant de l'azote ammoniacal a été filtrée sur charbon granulé après préchloration. On a pris des échantillons d'eau à différents niveaux du lit de charbon. On a trouvé qu'avec une augmentation du trajet dans le lit de charbon (c'est à dire avec une augmentation du temps de contact entre l'eau et le charbon) il se produit une diminution brusque de la teneur en mono et dichloramine et une augmentation simultanée de la teneur en azote ammoniacal (Fig. 2).

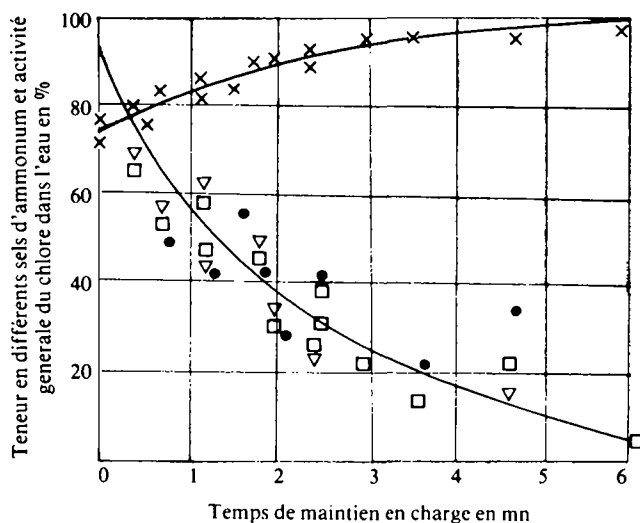


Fig 2

A l'état libre, les mono et dichloramines se décomposent très lentement. Donc le charbon favorise la décomposition des chloramines. La fig. 2 montre aussi que la diminution de la teneur en chloramines a été accompagnée par une diminution de la teneur en chlore qui peut être attribuée à l'adsorption du chlore par le charbon.

Une image analogue a été observée dans des expériences où le charbon en poudre était utilisé pour traiter de l'eau contenant des amines organiques.

Les exemples ci-dessus montrent que divers processus peuvent prendre place dans le charbon actif lors du prétraitement de l'eau par un oxydant: accélération de la cinétique de l'élimination des polluants de l'eau, formation de produits dont l'adsorption est plus facile que celle des polluants originaux, et décomposition des produits d'interaction entre l'oxydant et les polluants. Il faut tenir compte de tous ces faits quand on prend une décision sur l'utilisation pratique de la méthode d'oxydation-adsorption.

Les études ont aussi confirmé que le prétraitement de l'eau par les oxydants permet de soulager la tâche du charbon actif, donc de réduire la dose de charbon en poudre ou d'augmenter la vie du filtre à charbon.

Un certain nombre d'expériences ont montré une augmentation considérable de la vie des filtres à charbon à la suite du prétraitement de l'eau par des oxydants. Ainsi, on introduit dans l'eau 10 mg/l de phénol; si l'on filtre cette eau sur un lit de charbon actif (Grade AG-3) de 40 cm d'épaisseur, l'action protectrice du charbon dure 20 h, la vitesse de filtration étant de 6 m/h; mais on ne retrouve dans le filtrat ni phénol, ni chlorophénol même après 260 h de fonctionnement si l'eau a été chlorée, les conditions de filtration restant les mêmes. La dose de chlore a été calculée en fonction de la relation stoechiométrique (1:6). On a obtenu des résultats similaires pour le traitement de l'eau contenant des matières humiques de dégradation responsables de la coloration des eaux de la Rivière Tura même après élimination des odeurs.

Il est intéressant de noter que le prétraitement de l'eau par le chlore n'a pas d'effet sur l'élimination et la cinétique d'adsorption du chlorosulfonol. On n'atteint une augmentation sensible du temps d'action protectrice du lit de charbon (de 50 à 200 h) que si on utilise à la place une préozonation. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que le chlorosulfonol ne réagit pas avec le chlore, mais peut être oxydé par l'ozone en formant des substances qui sont plus facilement adsorbées par le charbon actif.

Aussi, lorsque l'on emploie en pratique la méthode d'oxydation-adsorption il faut également être attentif au type d'oxydant choisi. Quand l'eau contient des quantités importantes de polluants difficilement oxydables, il est recommandé d'utiliser des oxydants plus énergiques, par exemple l'ozone. Bien que celui-ci soit très coûteux, le prix de revient total du traitement de l'eau peut même s'abaisser en raison de la moindre dépense en charbon actif (moindre doses de charbon en poudre ou augmentation de la vie utile du charbon granulé).

Il est facile de voir que la façon la plus rationnelle d'utiliser le charbon actif dans la méthode d'oxydation-adsorption est sous forme granulée, en lit filtrant plutôt qu'en poudre. On assure alors la plus haute fiabilité hygiénique du traitement de l'eau car, comme nous l'avons déjà souligné, le filtre à charbon est une barrière permanente pour les polluants.

L'emploi pratique des filtres à charbon exige que l'on considère les problèmes soulevés par leur conception et leur construction. La spécificité du charbon actif comme matériau filtrant repose sur le fait que la densité de ses grains est bien plus faible que celle des matériaux traditionnels comme le sable de rivière (quartzique), ce dont il faut tenir compte pour choisir les moyens et les conditions du lavage. Les autres particularités du charbon comme milieu filtrant ne doivent pas notablement affecter la construction des filtres à charbon.

Ainsi, en général, la construction des filtres à charbon peut être à celle des filtres à sable avec lavage à l'eau; tous les éléments sauf le matériau du filtre peuvent être à peu près calculés comme ceux des filtres à sable.

En ce qui concerne le matériau filtrant, son épaisseur est choisie en chaque cas en fonction de la vitesse de filtration et de la qualité de l'eau brute par une simula-

tion technologique du traitement en considération du temps pendant lequel l'eau doit séjourner dans le filtre.

La méthode d'oxydation-adsorption utilisant du charbon granulé a été testée avec succès et appliquée sur l'adduction du Tyumen en vue d'éliminer les goûts et odeurs de l'eau et les polluants chimiques. La station de traitement de l'eau de cette adduction comporte des décanteurs à voile de boue et des filtres rapides. Elle traite l'eau de la Rivière Tura, qui est caractérisée en hiver par de fortes odeurs et saveurs. Pour les éliminer, on emploie une procédure de traitement assez compliquée, faisant appel au permanganate de potassium et au charbon actif en poudre. Les réactifs sont introduits dans la chambre de catalyse (où se produisent à la fois le mélange et le temps de contact nécessaire) dans l'ordre suivant: chlore primaire, permanganate de potassium, charbon actif, coagulant, polyacrylamide. Le dessin de la chambre a été spécialement conçu pour que ces divers réactifs puissent être introduits à divers intervalles de temps, le temps de séjour total de séjour de l'eau dans la chambre étant de 30 mn. Le charbon actif est introduit sous forme d'une suspension préparée dans une unité spéciale.

Pour tester l'efficacité de l'emploi de la méthode d'oxydation-adsorption avec du charbon actif granulé, des études ont été faites à l'aide de colonnes de filtration qui ont montré que, si l'eau est préchlorée, le charbon actif assure une élimination stable des goûts et odeurs.

En 1974, compte tenu des résultats obtenus, l'un des filtres à sable de la station a été transformé en filtre bicouche charbon-sable (le charbon constituant la couche supérieure du filtre). Le charbon fonctionnait donc à la fois comme adsorbant et comme milieu filtrant. Le filtre était garni de charbon de grade AG-3 à grains assez gros, de 1,64 mm de diamètre équivalent. La taille du sable était de 1,4 mm en diamètre équivalent. D'après les tests préliminaires, l'épaisseur de la couche de charbon et de sable a été fixée à un mètre. La vitesse de filtration nominale était de 8 à 10 m/h; l'eau séjournait donc dans le lit de charbon de 7,5 à 6 mn. Le chlore était utilisé comme oxydant en chloration primaire, avant la filtration.

L'exploitation des filtres a donné un résultat très satisfaisant du point de vue des indices de coloration et de turbidité aussi bien que pour la réduction des goûts et odeurs de l'eau (la dose de chlore étant de 8 à 10 mg/l). Dans l'ensemble, le rendement était un peu meilleur que celui des autres unités de la station qui utilisaient du charbon actif en poudre.

En 1975, tenant compte de l'efficacité technologique et économique de l'emploi du charbon granulé, tous les filtres de la station du Tyumen ont été transformés en filtres charbon-sable et depuis cette époque ils fonctionnent avec succès sans réactivation de charbon filtrant, alors que des études spéciales avaient montré que, sans pré-oxydation, le charbon ne pouvait servir que quelques jours.

Suivant la qualité de l'eau à traiter et la composition et le type de la station de traitement, on peut prendre diverses décisions pour l'emploi de la méthode d'oxydation-adsorption pour le traitement de l'eau.

Les filtres garnis de charbon actif granulé peuvent être pour le traitement d'adsorption uniquement; ils sont alors placés après les filtres à sable. Mais le charbon granulé peut être aussi utilisé dans des filtres qui assurent simultanément les fonctions d'adsorption et de clarification de l'eau. Alors, comme il est dit ci-dessus, les filtres sont généralement placés après les décanteurs ordinaires ou à voile de boues; en ce cas, le milieu filtrant peut être composé uniquement de charbon ou être à deux couches, charbon et sable.

Dans le premier cas, quand la filtration s'effectue sur deux filtres consécutifs (sable, puis charbon) les dépenses de construction de la station de traitement

augmentent considérablement, mais le charbon est utilisé pour son but immédiat, pour l'adsorption des polluants uniquement, et se trouve dans les conditions les plus favorables car le filtre à charbon reçoit de l'eau clarifiée et à donc besoin de lavages moins fréquents, d'où réduction des pertes de charbon par entraînement et par abrasion; les pores du charbon sont à peine encrassés par les matières en suspension, ce qui améliore les conditions pour l'adsorption des polluants chimiques et augmente donc la durée utile de vie du charbon comme adsorbant.

Dans le second cas, les investissements en bâtiments ne sont pas augmentés, et la dépense pour le traitement supplémentaire d'adsorption se limite au garnissage complet ou partiel des filtres avec un matériau plus coûteux. Mais en retour, les éléments positifs signalés ci-dessus font défaut.

Dans le cas du traitement de l'eau en une seule opération, dans les stations de filtration par contact où l'eau circule de bas en haut, dans la direction des grains de plus en plus fins, le traitement par oxydation-adsorption peut se réaliser de la façon la plus simple et la plus complète. Cela résulte du fait que l'eau à traiter est d'abord admise dans la couche inférieure du filtre formée de sable quartzique et seulement après, ayant été clarifiée, elle atteint le charbon granulé.

En général les études et tests qui ont été faits déterminent l'intérêt inconditionnel d'employer l'adsorption-oxydation pour traiter les eaux de surface, spécialement celles qui sont polluées. Ce procédé donne une assurance supplémentaire/produire une eau constamment de bonne qualité, épurée au maximum des

substances toxiques, ayant des propriétés organoleptiques favorables et capable en outre de conserver ces propriétés pendant une longue période, lors du transport de l'eau de la station de traitement à l'utilisateur.

Bibliographie

1. Babenkov, E. D., *The Treatment of Water with Coagulants*, Moscow, Nauka Publishers, 1977. (In Russian)
2. Bakharev, V. A., et al. *The application of granular activated carbon in the Tyumen water supply*, In *Vodosnabzhenie i Sanitarnaya Tekhnika*, 9 (1977). (In Russian)
3. Borodavchenko, I. I., *The country's water conservation*, In *Planovoye Khozyaistvo*, 7 (1973), pp: 24-35.
4. Cherkinsky, S. N., *A Manual on Water Supply Hygiene*, Moscow, Medicine Publishers, 1975. (In Russian)
5. Cherkinsky, S. N., *Sanitary Conditions for Sewage Effluent Discharge into Reservoirs*. Stroizdat, Moscow, 1977. (In Russian).
6. Shevchenko, M. A., et al. *Purification of Drinking Water and Sewage Effluent from Toxic Chemicals*, Kiev, Budivel'nik Publishers, 1975. (In Russian)
7. *Ways and Means of Enhancing the Quality of Drinking Water and the Treatment of Sludge at Water Purification Stations*, Moscow, Academy of Public Services, 1977. (A collection of papers, in Russian)

Sujet spécial 3

Coagulation et floculation

Partie I: Coagulation

par François Fiessinger

Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage, Paris, France

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply

1 Terminologie

La coagulation et la floculation sont les traitements physico-chimiques de l'eau qui précèdent la phase de séparation liquide-solide. Ils ont pour effet de créer des agrégats facilement séparables. Le sens donné à ces mots et la nature des mécanismes qui leur sont associés sont encore largement discutés. Le tableau 1 présente le problème.

Les trois stades indiqués et les phénomènes qui leur

de la déstabilisation (stade 2.1. du tableau 1), la floculation constituant les stades suivants. La plupart des auteurs américains donnent une primauté au terme coagulation³⁶ qui représente alors la totalité du phénomène, la floculation n'étant que le transport des particules. D'autres auteurs enfin, ne parlent que de floculation.^{16,17} Il faut d'ailleurs reconnaître que la pratique du traitement des eaux et la "mécanique" bien concrète qui lui est attachée, est beaucoup plus concernée par la

Tableau 1. Représentation schématique des phénomènes et de la terminologie associés aux différents stades de la coagulation-floculation.

STADES	PHENOMENES	TERMINOLOGIE (courante)	
1. FORMATION DU REACTIF* * dénommé { coagulant ou floculant ou adjuvant de floculation si intervient à partir du stade 2.4.	1.1 Préparation: Dissolution, ionisation, polymérisation, ...	Dilution	
	1.2 Introduction: Dispersion, diffusion. Contact réactif-particule	Mélange rapide	
	1.3 Réaction avec l'eau: ionisation, hydrolyse, polymérisation. Formation d'hydroxo complexes avec les sels d'Al et de Fe.	Hydrolyse	
2. DESTABILISATION DE LA PARTICULE	2.1 Compression de la double couche électrique par des ions antagonistes ne s'hydrolysant pas (Interactions électrostatiques).	Coagulation	Coagulation-
	2.2 Diminution du potentiel de surface par adsorption d'ions à la surface de la particule (hydro complexes ou autres. réactions chimiques).		
	2.3 "Ennoisement" dans un précipité "(Sweep flocculation)".		Micro Floculation
	2.4 "Pontage" interparticulaire par adsorption spécifique d'espèces (polymériques) de coagulant ou de floculant. Agrégation mutuelle.		
3. TRANSPORT DE LA PARTICULE (Contact entre les parcules)	3.1 Mouvement Brownien (Pour des particules de taille < 1 µm).	Floculation Périnétique	Agrégation
	3.2 Mouvement de l'eau (Gradients de vitesse G).	Floculation Orthocinétique	
	3.3 Mouvement (différentiel) des particules (sédimentation, flottation, ...).	Floculation	
4. SEPARATION	Sédimentation, décantation, flottation, filtration, ...		

correspondent, n'interviennent pas tous nécessairement. En particulier lors de la déstabilisation, où selon la nature du réactif utilisé et la composition de l'eau traitée, les phénomènes appartiennent plutôt à l'une ou à l'autre catégorie. L'ordre des stades indiqué est généralement respecté. Une certaine confusion est d'ailleurs attachée aux stades de déstabilisation et de transport, les phénomènes liés au second (par exemple le mouvement Brownien) pouvant accélérer le premier. La terminologie la plus courante associe la déstabilisation à la coagulation et le transport à la floculation. Les deux phénomènes constituent l'agrégation. Bon nombre d'auteurs utilisent la terminologie de La Mer et Healy (cité en^{21,36} où la coagulation est réduite aux phénomènes électrostatiques.

floculation que par les phénomènes physicochimiques fugaces et souvent mystérieux de la coagulation. Le traiteur d'eau parle donc plus volontiers de floculation. On a vu récemment apparaître le terme micro-floculation qui représente un compromis intéressant pour caractériser la phase litigieuse qui se trouve entre la "vraie" coagulation et la "vraie" floculation. Le stade lié à la mise en oeuvre des espèces coagulantes (ou floculantes si elles agissent directement par pontage) doit également être considéré dans l'ensemble du processus.

Cette première partie sur la "coagulation" au sens large, en harmonie avec la seconde partie du Pr. N. TAMBO, traitant de la floculation, s'intéresse à l'ensemble du processus conduisant à la croissance du floc.

Tableau 2. Une démonstration rapide des limitations de la représentation de la double couche électrique par l'équation de Stern-Grahame.

1ERE HYPOTHESE

La surface est homogène, l'adsorption est localisée et les molécules adsorbées ne sont pas dissociées.
La relation générale pour les isothermes d'adsorption peut s'écrire (référence 23):

$$kT \ln x = -kT \ln W_a - \phi_a + kT \ln \frac{\theta}{1-\theta} - A \quad (1)$$

ou

- k constante de Boltzmann
- T température absolue
- x fraction molaire de la solution à l'équilibre avec une couche adsorbée de recouvrement θ
- $k \ln W_a$ Somme de tous les termes entropiques pour une molécule dans la phase adsorbée excepté pour une entropie de configuration égale à

$$k \ln \frac{\theta}{1-\theta}$$

- ϕ_a énergie différentielle de désorption par molécule
- θ degré de recouvrement par les molécules adsorbées
- A constante.

- Si l'on fait l'hypothèse que ϕ_a et θ sont liés, cette équation conduit à l'isotherme Frumkin-Fowler.
 - Si l'on fait par contre l'hypothèse que ϕ_a est indépendant de θ , cette équation conduit à l'isotherme de Langmuir puis à l'équation de Stern-Grahame.
- L'équation (1) peut s'écrire:

$$kT \ln \frac{\theta}{1-\theta} = kT \ln x + kT \ln W_a + \phi_a - A \quad (1a)$$

ou

$$\frac{\theta}{1-\theta} = A_2 x \exp \frac{g_a}{kT} \quad (2)$$

avec

$$g_a = -(\phi_a + kT \ln W_a) \quad (3)$$

2EME HYPOTHESE

g_a est indépendant du degré de recouvrement θ
Cela revient à dire qu'il n'y a pas de liaisons latérales entre les molécules adsorbées.
Alors:

$$\theta = \frac{x}{x + \frac{1}{A_2} \exp \frac{g_a}{kT}} \quad (4)$$

Ce qui est l'isotherme de Langmuir.

3EME HYPOTHESE

La fraction molaire de la solution à l'équilibre reste très faible. C'est-à-dire:

$$x \ll \frac{1}{A_2} \exp \frac{g_a}{kT}$$

Ceci veut également dire que θ est très petit ($\theta \ll 1$)
On peut alors écrire:

$$\theta = A_2 x \exp \frac{-g_a}{kT} \quad (5)$$

ou θ est une fonction linéaire de x (Loi de Henry)

4EME HYPOTHESE

Il s'agit des hypothèses de Stern-Grahame:

d'abord $\theta = \frac{\Gamma}{N_s} \quad (6)$

ou

- Γ nombre de molécules adsorbées par unité de surface
- N_s nombre maximum de molécules adsorbées par unité de surface

$$\Gamma = \frac{N}{N_{i,0}} N \text{ et } N_{i,0} \text{ respectivement le nombre d'ions solubles et } (7) \text{ le nombre de molécules de solvant par unité de volume}$$

ensuite, on admet que la rayon (Γ) des ions solubles et celui des molécules de solvant est sensiblement le même. Alors:

$$\frac{N_s}{N_{i,0}} = 2\Gamma \quad (8)$$

L'équation 5 devient :

$$\Gamma = 2\Gamma A_2 N \exp \frac{-g_a}{kT} \quad (9)$$

ou
$$\Gamma' = 2\Gamma A_2 c \exp \frac{-g_a}{kT} \quad (10)$$

avec Γ' nombre de moles adsorbées par unité de surface
 c concentration molaire des molécules adsorbables.

L'équation 10 est l'équation de Stern-Grahame. A partir d'elle, on peut écrire :

$$\phi_a = -z_e \psi + \phi$$

qui est l'énergie normale de liaison par molécule adsorbée.
 $z_e \psi$ représente la part de l'énergie électrostatique
 ϕ représente la part de l'énergie chimique.

Il s'agit donc des points 1.1 à 3.1 du tableau I comprenant la mise en oeuvre du coagulant, la coagulation et la microfloculation.

2 Considerations théorétiques

2.1 Les insuffisances de la théorie électrostatique

Le phénomène le plus couramment associé à la coagulation est le phénomène de compression de la double couche électrique. Les équations qui caractérisent la double couche, telles qu'elles ont été formulées par Stern et sont couramment utilisées pour expliquer la déstabilisation, reposent sur un certain nombre d'hypothèses qui les rendent malheureusement difficilement applicables aux particules des eaux naturelles. Le tableau 2 résume ces hypothèses.

Il va sans dire qu'il n'existe probablement guère de particules pourvues de surfaces homogènes (hypothèse 1) où tous les sites auraient le même poids énergétique. On voit également mal comment il pourrait y avoir absence de liaisons latérales (hypothèse 2) entre les ions adsorbés, surtout s'il s'agit d'ions s'hydrolysant. Il est finalement peu probable qu'on ait un x ou un θ très petit alors que la pratique du traitement de l'eau nous montre qu'on travaille généralement avec des concentrations importantes en ions coagulants. L'invalidité de l'équation de Stern (et de Langmuir) n'implique bien entendu pas l'inexistence des phénomènes électrostatiques. C'est la façon de les quantifier qui est en cause. Les théories associées, comme la théorie DLVO (citée en^{20,21,36}) qui rend compte des interactions interparticulaires, restent donc d'un intérêt pratique discutable. De très nombreuses observations ont par ailleurs montré que les phénomènes électrostatiques interviennent rarement seuls. En quelque sorte, la "coagulation" au sens où l'entendait La Mer et Healy n'existerait donc généralement pas.

2.2 Importance des autres phénomènes

—L'invalidité fréquente de la règle de Schulze Hardy, les phénomènes de restabilisation, la dépendance "stoechiométrique" de la dose de coagulant et de la concentration en particules, ... ont contribué au développement de la théorie "chimique" de la coagulation qui dans bien des cas—élimination de la couleur par exemple^{13,19,21,30,36}—jouerait un rôle prépondérant dans la déstabilisation. On aurait, surtout avec les molécules organiques, un véritable mécanisme de précipitation.

—Il est maintenant reconnu, notamment depuis les travaux de Packham,^{13,21} que la précipitation d'hydroxyde métallique, quand on utilise des sels de fer ou d'alu-

minium comme coagulants, a dans la coagulation des eaux naturelles moyennement chargées un effet déterminant.

—Les phénomènes de pontage interparticulaires tels qu'ils ont été décrits par La Mer (cité en³⁶) ou par Kitchener (cité en²¹) pour expliquer l'effet des polymères organiques doivent également intervenir surtout si l'on utilise des principes déstabilisants de taille importante.

—Le transport des particules et en particulier celui lié au mouvement Brownien interviendrait beaucoup plus tard (voir Hahn et Stumm,¹²) que les phénomènes précédemment cités. Ceci corrobore d'ailleurs l'ordre indiqué dans le tableau I. La théorie originale de la floculation péricinétique est due à Smoluchowsky (cité en^{16,20,36}). Si chaque collision donne lieu à une déstabilisation, le temps de demi-vie d'une suspension stable $t_{1/2}$ s'exprime par la formule :

$$t_{1/2} = 1/8 \pi D r N_o$$

où :

D est le coefficient de diffusion
 r le rayon de la particule
 N_o le nombre de particules présentes (particules/cm³)

ou : $D = kT/6 \pi r \mu$ (équation de Stokes-Einstein)

où : k constante de Boltzmann
 T température absolue
 μ viscosité de l'eau

et finalement :

$$t_{1/2} = 3\mu/4 k T N_o$$

à la température ordinaire dans l'eau on a donc :

$$t_{1/2} \approx 2 \cdot 10^{11}/N_o \text{ (seconds).}$$

On comprend donc que la cinétique du phénomène soit généralement lente. Par ailleurs chaque collision interparticulaire ne se traduit pas toujours par un attachement : il faut une énergie cinétique suffisante pour franchir, quand elle est là, la barrière d'énergie. Smoluchowsky a donc introduit un coefficient traduisant le nombre de collisions conduisant à un contact définitif, α , encore appelé le facteur d'efficacité de collision. On a alors :

$$t_{1/2} = 3 \mu/4 k T N_o \alpha$$

De nombreux développements ont été donnés à cette théorie. On a en particulier cherché à tenir compte du freinage de l'approche des particules par les molécules d'eau interstitielles (cité par Overbeek,²⁰). On peut cependant s'en tenir ici à cette équation et aux deux constatations qui en découlent : la floculation péricinétique a peu d'influence dans la pratique du traitement des eaux et elle est indépendante de la taille des particules. Ives¹⁶ a calculé l'importance relative des floculations

ortho et péricinétiques et montré que, lorsque la taille des particules dépassait le μm , la floculation orthocinétique devient très rapidement prépondérante.

3 Importance de la coagulation dans le traitement de l'eau

La coagulation, indissociable de la floculation et de la séparation subséquentes, est le traitement le plus couramment pratiqué après la désinfection. Elle représente au moins la moitié des dépenses de traitement, que ce soit en coût des réactifs ou en amortissement des ouvrages. Elle agit sur un très large éventail de substances et c'est certainement le traitement qui revient le moins cher en poids de matières éliminées. Le tableau 3 met en évidence cette multiplicité des effets de la coagulation et montre ainsi que le domaine d'action de ce traitement dépasse largement l'élimination de la turbidité (clarification) où on le cantonne généralement.

De là l'idée nouvelle qui tend à se développer,⁸ d'utiliser à bon compte la coagulation comme traitement d'élimination spécifique. Chaque substance du tableau 3 peut être éliminée de façon optimale mais ces conditions d'élimination pour les unes ne sont généralement pas les mêmes pour les autres. On voit également que la coagulation ne s'adresse pas qu'aux colloïdes classiques (minéraux, hydrophobes, répondant à la théorie DLVO) mais à tout un éventail de particules inertes et vivantes dont

beaucoup se trouvent dans l'eau sous forme dissoute. On conçoit donc l'intervention de mécanismes très divers comme ceux indiqués dans le tableau 1.

4 La pratique de la coagulation

4.1 Influence des paramètres de l'eau

—La nature des particules à éliminer a, bien sûr, une influence déterminante sur l'efficacité de la coagulation. La figure 1 illustre les différences qui peuvent exister entre quelques suspensions de particules qu'on trouve communément dans les eaux. Le caractère hydrophilyque ou hydrophobique est important et implique un mécanisme réactionnel préférentiel.²¹ Notons, là encore, qu'il existe guère de colloïdes hydrophobes stricts, car même les minéraux argileux réagissent avec l'eau, ne serait-ce que par le bord de leurs feuillettes. La nature des charges portées par les particules a aussi son importance: charges permanentes liées à la constitution de la particule (par exemple, remplacements isomorphiques dans les minéraux) ou à sa réaction avec l'eau. Les groupements actifs (carboxy, phénoxy, méthoxy, . . . dans le cas des molécules organiques) sont dans ce dernier cas, particulièrement sensibles aux conditions de milieu et induisent une réaction plutôt "chimique" de la particule. On a également cherché à caractériser les particules par leur charge—souvent exprimée en capacité d'échange des

Tableau 3. Les effets de la coagulation sur les principaux polluants de l'eau, aux concentrations où l'on peut être amené à les éliminer.

Paramètres		Concentration Maximum (1) dans les eaux naturelles pour la production d'eau potable (mg/l)	Réduction (maximum) obtenue grâce à la coagulation { 0 pas de réduction + 0 à 20% ++ 20 à 60% +++ >60%	
<i>Minéraux</i>	Turbidité	100	+++	
	Matières en suspension	—	+++	
	Phosphates (P_2O_5)	0,7	+++	
	NO_3	50	0	
	NH_4	4	0	
	Chlorures (Cl)	200	{ -, 0, +,	
	Sulfates (SO_4)	250	{ selon le coagulant utilisé	
	Fluorures (F)	1,7	++	
	Fer (Fe)	1	+++	
	Aluminium (Al)	—	+++	
	Manganèse (Mn)	1	+	
	Cuivre (Cu)	1	+++	
	Zinc (Zn)	1	++	
	Cobalt (Co)	—	0	
	Nickel (Ni)	—	0	
	Vanadium (V)	—	+++	
	Arsenic (As)	0,1	+++ As^{+5} , ++ As^{+3}	
	Cadmium (Cd)	0,005	+, +++	
	Chrome (Cr)	0,05	+ Cr^{6+} , +++ Cr^{3+}	
	Plomb (Pb)	0,05	+++	
	Selenium (Se)	0,01	+++	
	Mercure (Hg)	0,001	++	
Barium (Ba)	1	+		
Cyanures (Cn)	0,05	0		
<i>Organiques</i>	Couleur (mg/l Pt)	200	+++	
	Odeur	20 (facteur de dilution)	0, --	
	DCO (O_2)	30	+++	
	COT (C)	—	+++	
	DBO (O_2)	7	+++	
	N Kjeldhal (N)	3	+++	
	Phenols ($\text{C}_6\text{H}_5\text{OH}$)	0,1	0	
	Hydrocarbures aromatiques polycycliques	0,001	++	
	Pesticides total (parathion, BHC, Dieldrin)	0,005	+, ++	
	Agents de surface (réagissant au bleu de méthylène)	0,5	0, +	
	<i>Micro-organismes</i>	Virus	—	+++
		Bactérie	—	+++
		Algues	—	++

(1) "Directive du Conseil du 16 juin 1975 concernant la qualité requise des eaux superficielles destinées à la production d'eau alimentaire dans les états membres". Journal Officiel des Communautés Européennes no L 194/26—25 juillet 1975.

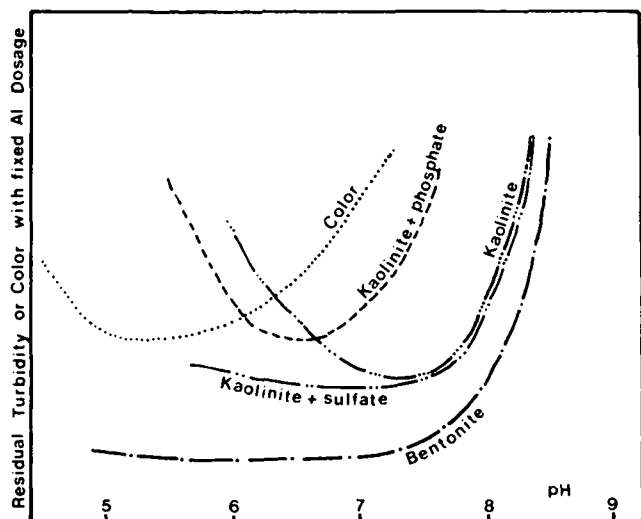


Fig. 1: Représentation schématique du comportement de quelques composants de l'eau lorsqu'ils sont coagulés à différents pH (références 13, 14, 21).

cations—mais pour les raisons précitées on a rarement pu en tirer des applications pratiques. Notons également l'importance de la *taille des particules*, qui définit "la surface" active^{30,36} et qui est de toutes manières déterminante pour la floculation (orthocinétique). La *concentration* en particules est très importante et l'on a intérêt, si elle est trop faible, à la relever par addition d'autres particules (bentonite, carbonate, charbon actif, recyclage de boues, lits de boues, . . .) qui peuvent également jouer un rôle dans la floculation, la décantation (microsable) ou la flottation (microbulles).

—Le *pH* est un paramètre particulièrement important car il détermine à la fois l'importance des charges des particules (donc leur stabilité) et la précipitation du coagulant (métal s'hydrolysant). D'où la nécessité¹³ d'étudier les mécanismes à pH constant. Dans la pratique du traitement des eaux avec un sel de fer ou d'aluminium le pH n'est cependant que rarement fixé. On se déplace alors comme l'indique la figure 2 dans trois dimensions à la fois: pH/dose/particules résiduelles (ligne tiretée).

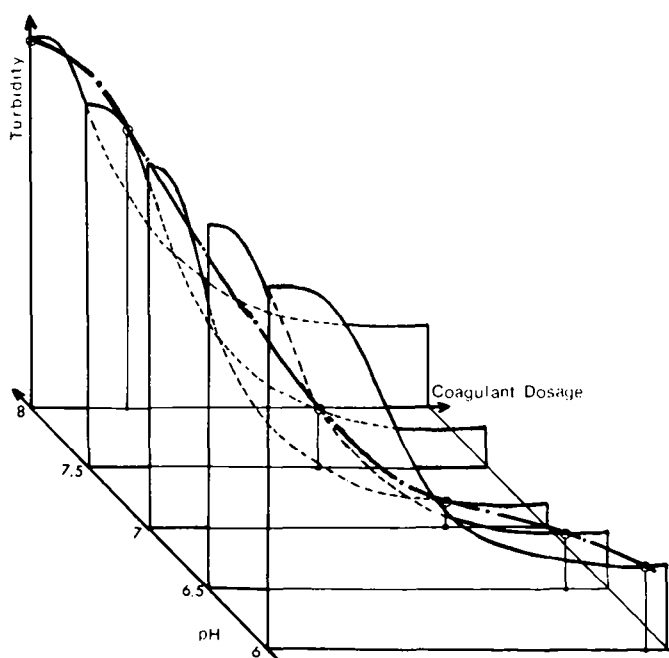


Fig. 2. Représentation schématique de l'influence simultanée de la dose et du pH sur la réduction de la turbidité par un sel métallique.

La remontée rapide de la teneur en particules résiduelles quand on dépasse la dose optimum (re-stabilisation) est donc souvent liée à une baisse de pH.

Au pH il faut associer comme l'a indiqué Kawamura¹⁷ l'*alcalinité*, surtout si l'on utilise des sels métalliques comme coagulants. L'alcalinité traduit en effet l'aptitude de l'eau à fournir les OH nécessaires à la précipitation au pH optimum, quelqu'il soit, où se déroule le phénomène.

—La *nature des ions en présence* et plus particulièrement des ions phosphate, sulfate, calcium a été développée;^{14,21} les cations élèvent le pH optimum de précipitation alors que les anions l'abaissent et cela d'autant plus que leur affinité pour le métal du coagulant est grande (phosphate).

—La *température* est également un paramètre dont il faut tenir compte mais il semble¹⁸ qu'elle intervienne surtout pour modifier le pH optimum de la coagulation. L'effet est particulièrement net quand on utilise des sels métalliques comme coagulants. A un pH déterminé, une diminution de température s'accompagnerait donc d'une augmentation de la demande en fer ou en aluminium.

Notons pour finir que la "réponse" des eaux naturelles au traitement de coagulation est généralement, par la multiplicité et la variété des substances en présence, quelque peu estompée par rapport aux singularités que l'on vient d'évoquer.

4.2 Le rôle de la technique

—Le *choix du coagulant* est déterminé par la nature de l'eau qu'on veut traiter, le résultat qu'on cherche à obtenir (élimination de la turbidité ou élimination de la couleur, . . .) le mode de séparation qu'on utilise (décantation ou flottation, . . .) et surtout par le coût qu'il représente. Le tableau 4 donne un aperçu des différences qui peuvent exister entre les principaux *coagulants minéraux* utilisés. Pour certaines substances spécifiques, on a bien entendu des différences spectaculaires. Les polychlorures d'aluminium, apparus récemment⁸ sont particulièrement séduisants car ils agissent sous de faibles doses (a) sont faciles à mettre en oeuvre (b) et ne modifient guère le pH (c). Ils réduisent toujours la turbidité et souvent les matières organiques, mieux que le sulfate d'aluminium; ils permettent l'obtention d'un floc de grande taille décantant rapidement même sans adjuvant (d). Ils sont généralement d'une bonne efficacité sur une plage de dosage beaucoup plus vaste (Fig. 3) que les autres coagulants. Les polychlorures d'aluminium semblent donc promis à un brillant avenir. Une variété particulière de ces produits est constituée par le PCBA dont la composition peut être adaptée à la nature de l'eau à

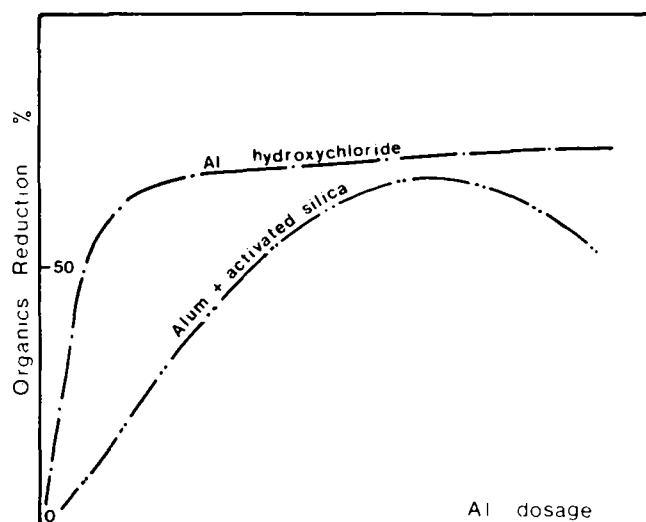


Fig. 3. Comparaison de l'effet de doses croissantes de deux sels d'aluminium sur l'élimination des matières organiques.

traiter. Nous reviendrons plus loin (§5.4) sur ce réactif original.

Les sels de fer et surtout les sulfates et chloro-sulfates sont souvent des sous-produits qui, utilisés comme coagulants sont particulièrement attrayants par leur prix. On les a donc vus se développer ces dernières années avec souvent des noms commerciaux (CLAIRTAN, Bolinden AVR, . . .) sans grande relation avec leur origine. Le Bolinden AVR est un mélange de sulfate de fer et d'alumine.

D'autres produits comme les aluminosilicates, préparés in situ selon le procédé de Norwich^{22,29} pourraient également présenter d'intéressantes propriétés.

Les polymères organiques synthétiques sont encore très peu utilisés comme coagulants. Il s'agit généralement de polyélectrolytes cationiques. Ils présentent comme attrait principal d'agir sous de très faibles doses et de réduire ainsi le volume des boues produites (a). Ils sont par ailleurs faciles à manipuler (b)—bien que leur dissolution ne soit pas toujours aisée—ne modifient pas le pH (c) et forment un floc généralement facilement

séparable de l'eau (d). Il est cependant douteux que leur usage pour la fabrication de l'eau potable se répande appréciablement. Ils sont généralement coûteux (e), ils éliminent les matières organiques (ou virus: 27) beaucoup moins bien que les sels métalliques (f), ils réagissent mal avec les eaux peu chargées (g) auxquelles il faut alors ajouter des particules minérales (bentonite, Al(OH)₃, . . . 15, 24) dont l'effet semble quelque peu spécifique. Ils laissent par ailleurs des traces dans l'eau traitée¹⁰ dont l'influence sur la santé est encore mal connue. La législation française en interdit l'usage et, d'une façon générale, à une époque où l'on cherche à produire une eau de grande pureté, il semble qu'il vaille mieux s'en passer. Notons encore que leurs avantages et surtout b, c, d, sont également ceux des polychlorures d'aluminium.

Il existe bien sûr d'autres réactifs comme la chaux ou le permanganate et en particulier des oxydants comme le chlore ou l'ozone qui sont également capables d'effets coagulants. L'action de l'ozone^{26,28} semble être dans certains cas (doses d'ozone bien déterminées et

Tableau 4. Comparaison de l'efficacité des principaux coagulants minéraux pour éliminer différents polluants d'une eau de Seine en aval de Paris.

Coagulant			Al ₂ (SO ₄) ₃	WAC ¹	PCBA ²	FeCl ₃	FeClSO ₄	FeSO ₄ +Cl ₂ ³
Dose en mili atomegramme/l de cation (Fe or Al) ⁴			0,168	0,089	0,099	0,177	0,174	0,199
Adjuvant de Flocculation			Polyélectrolyte Anionique A ₃ P ₆	—	—	Na alginate	Na alginate	Na alginate
Dose (mg/l) ¹			0,15	—	—	0,10	0,10	0,10
Turbidité (Ftu)	Eau Décantée	Moyenne ⁴	0,8	0,6	0,6	0,9	1,3	1,4
		Ecart type	0,2	0,2	0,2	0,3	0,4	0,4
	Eau Filtrée	Moyenne ⁴	0,3	0,3	0,2	0,4	0,4	0,5
		Ecart type	0,05	0,05	0,05	0,1	0,1	0,15
pH ¹			7,42	7,74	7,82	7,38	7,37	7,35
Élimination des matières organiques (%) ⁵	Eau Décantée	Moyenne ⁴	55	51	56	54	54	55
		Ecart type	9	9	9	8	8	10
	Eau Filtrée	Moyenne ⁴	61	56	63	57	58	60
		Ecart type	6	7	7	9	9	9
Élimination spécifique des matières organiques (%) (Eau décantée)	Lindane ⁶		34	26	40	31	33	
	Aldrin ⁶		18	40	46	70	19	
	Dieldrin ⁶		6	18	34	47	66	
	pp' DDT ⁶		21	39	62	43	25	
	DDD ⁶		71	60	77	74	35	
	Diethylphtalate ⁶		15	10	20	17	15	
	Dibutylphtalate ⁶		30	25	30	25	30	
	Chloroforme ⁷		24	12	20	19	23	
	CCl ₄ ⁷		13	24	20	14	6	
Dichlorobromo methane ⁷		18	38	20	26	25		
Coût de réactif (FF/m3) oct. 1977			0,0024	0,0028	0,0025	0,0028	0,0019	--

¹ Nom commercial pour un polychlorure d'aluminium fabriqué par la "Société des Produits Chimiques UGINE KUHLMANN" sous licence japonaise (TAKI FERTILIZER Co. LTD)

² "Polychlorure Basique d'Aluminium". Préparation de Laboratoire (réf. 9) OH/Al = 2,5, concentration 0,1 mole en Al, age 1 h.

³ Sulfate ferreux stoechiométriquement oxydé par une solution d'eau de chlore

⁴ Moyennes et Ecart-types sur 15 jar-tests effectués au cours de l'année 1977

⁵ Matières organiques mesurées par l'oxydabilité au KMnO₄ en milieu acide

⁶ Eau complétée de façon à avoir 0,1 µg/l et

⁷ 50 µg/l.

généralement faibles, présence de matières organiques spécifiques, turbulence, . . .) particulièrement efficace pour la microfloculation.

—*La préparation et l'introduction* du coagulant représentent une étape dont on a souvent négligé l'importance. Il est pourtant reconnu qu'on a intérêt à diluer un sel métallique avant son introduction dans l'eau. Kawamura¹⁷ propose ainsi d'utiliser des solutions de concentration inférieure à 0,5% mais on se situe généralement dans la pratique à des niveaux sensiblement plus élevés. La "préhydrolyse"⁹ peut avoir comme nous le verrons plus loin, un effet très positif. La phase de *mélange rapide* qui permet la diffusion du coagulant et sa mise en contact avec les particules à déstabiliser est très importante. L'objectif est de mettre le coagulant en contact avec le maximum de particules avant qu'il ne se soit hydrolysé de façon trop importante. Ce stade de "transport" doit, donc¹² être réalisé le plus rapidement possible (moins de une seconde). Dans la pratique, on préfère les injections directement^{17,34} en conduite dans des conditions de turbulence très élevées ($G > 1000 \text{ sec}^{-1}$) mais très passagères. Le gradient de vitesse et le temps sont d'ailleurs insuffisants pour caractériser les conditions de mélange rapide.³⁴ La nature du coagulant, celle des particules à déstabiliser et celle des phénomènes qui interviennent dans la déstabilisation peuvent jouer un rôle considérable.

—*La place de la coagulation dans l'ensemble de la chaîne de traitement* c'est-à-dire sa relation avec les autres traitements est un aspect dont il faut également tenir compte. On préfère les sels d'aluminium aux sels de fer pour la flottation et l'inverse pour la décantation. Les filtres devraient en théorie avoir une granulométrie en accord avec le coagulant utilisé. Ceux recevant une eau traitée aux polyamines devraient ainsi avoir un lit filtrant de taille effective sensiblement plus faible que ceux recevant une eau traitée aux polyacrylamides.²⁴ Un décanteur à lit de boue aura du mal à fonctionner si l'on traite une eau peu chargée avec un polyélectrolyte seul. Un décanteur à lit de boue atténue l'importance du mélange rapide . . . La présence de traitements d'affinage poussés comme le charbon ou l'ozone incitent encore plus à optimiser le rôle de la coagulation dans l'ensemble du traitement. Il revient bien souvent moins cher d'améliorer l'élimination de matières organiques par la coagulation, même de quelques %, que d'utiliser du charbon actif ou d'ozoner pour le même résultat.

4.3 L'évaluation de la coagulation

—*Les méthodes de laboratoire* permettant de tester la valeur d'un coagulant et de déterminer la dose à utiliser sont des plus variées.³² Les plus connues sont la mesure du potentiel Zéta (mobilité électrophorétique), la titration colloïdale,¹⁷ la détection du potentiel d'écoulement et le comptage des particules. Toutes sont axées sur un phénomène d'interaction particulier, le plus souvent électrique, qui comme nous l'avons vu, ne rend qu'imparfaitement compte de la réalité. Dans la pratique, on utilise donc le plus souvent le "Jar-Test" conventionnel accompagné de mesures particulières sur le volume ou le coefficient de cohésion des boues.⁷

—*Les méthodes de détermination rapide* des doses de coagulant sont encore peu répandues alors qu'un besoin, pour automatiser les chaînes de traitement, se fait de plus en plus sentir. Il n'existe pas encore de capteur spécifique et l'on voit d'ailleurs mal, comment il pourrait fonctionner. Il existe cependant des automates qui reproduisent sans intervention manuelle le "Jar-test".⁷ On a souvent essayé de trouver des relations entre les doses de coagulant et des paramètres simples de l'eau comme la turbidité (à différents niveaux de la chaîne), la température ou le pH et cela a donné dans des cas

particuliers⁶ des résultats très satisfaisants. Notons également que certains coagulants se prêtent beaucoup mieux à l'automatisation que d'autres. Les polychlorures d'aluminium par exemple, agissent sur des plages de dosage beaucoup plus vastes que le sulfate d'aluminium. Cette différence schématisée sur la figure 3 semble d'ailleurs liée en partie à la variation du pH, plus importante dans le cas de ce dernier.

5 Nouveaux développements

Le but recherché est d'optimiser les effets de la coagulation que ce soit pour améliorer la qualité de l'eau produite ou pour faciliter le fonctionnement des ouvrages de traitement.

5.1 Les traitements multiples

Il a été montré⁸ qu'un double traitement améliorerait sensiblement l'efficacité de la coagulation tout en réduisant considérablement les doses. Un traitement à la chaux (pH élevé) suivi d'un traitement au chlorure ferrique (bas pH) accroît l'élimination des matières organiques surtout pour les faibles doses de coagulant.^{11,29} L'alternance d'un traitement à pH élevé (8 à 8,5) et d'un pH faible (6 à 6,5) permet d'améliorer de façon importante l'élimination des matières minérales (en particulier des métaux lourds) puis des matières organiques. Un traitement à l'ozone (micro-floculation) suivi d'un traitement au sulfate d'aluminium²⁸ donnerait des résultats intéressants. On peut même imaginer un traitement qui se placerait successivement dans les conditions optimum d'élimination des principaux polluants qu'on veut éliminer. L'appauvrissement progressif en particules pose cependant des problèmes de floculation puis de séparation qui ne sont pas toujours faciles à résoudre. La série coagulation-décantation + coagulation-filtration peut constituer une solution intéressante. Le choix des réactifs est ici compliqué par le problème de leur solubilité. Les sels ferriques seraient donc mieux adaptés mais la combinaison du sulfate d'aluminium et de l'aluminate de soude est également préconisée.²⁷

5.2 Recyclage du coagulant

Les traitements à des pH hors de leur domaine d'insolubilité peuvent redonner au recyclage des coagulants un regain d'intérêt.

La coagulation au carbonate de magnésium (à pH > 11) avec récupération du CO_3Mg a été proposée il y a quelques années³³ mais ne semble guère s'être développée. A des traitements réalisés à des pH aussi extrêmes sont associés des problèmes de décarbonatation (ou de recarbonatation). Le recyclage des sels d'aluminium est déjà classique²⁵ bien qu'encore peu répandu. L'évolution des coûts des réactifs et la nécessité de réduire les rejets pourront peut-être lui donner de nouveaux attraits.³³

5.3 L'identification et la sélection des principes actifs

L'introduction dans l'eau d'un sel métallique provoque la formation, anarchique et incontrôlée, d'espèces coagulantes plus ou moins complexes, douées de pouvoirs déstabilisants variés. La maîtrise de ces espèces représenterait donc une étape décisive dans l'optimisation de la coagulation. Leur identification aux concentrations très faibles où on les trouve et pendant les premiers stades très fugaces de la coagulation n'a cependant, malgré de très nombreuses hypothèses, pas encore été réalisée. Des travaux récents sur la nature des principes d'actifs dans des solutions coagulantes avant leur addition à l'eau apportent pourtant quelques

informations d'une grande valeur. Ils ont permis en outre de montrer l'intérêt des solutions coagulantes "prépolymérisées".

5.4 La "prépolymérisation" des coagulants: les coagulants "sur mesure"

En neutralisant plus ou moins des solutions de chlorure d'aluminium, on a pu mettre en évidence^{1,2,9} une relation entre leur composition et leur efficacité. Cette composition dépend des paramètres de la préparation: rapport OH/Al, nature et concentration des réactifs utilisés, cinétique d'incorporation des OH-, temps de maturation, température, . . . La figure 4 montre ainsi la composition des espèces d'hydroxy-aluminium identifiées dans des solutions coagulantes à différents rapports OH/Al grâce à la Résonance Magnétique Nucléaire et à l'interprétation par calcul automatique des courbes de titration potentiométriques.⁵ Une composition similaire a été trouvée par l'utilisation de méthodes colorimétriques.² Elle est à rapprocher de la figure 5 qui montre l'efficacité de ces différentes solutions coagulantes (différents OH/Al) pour éliminer un colloïde minéral (a) ou un colloïde organique (b). Il est intéressant de noter le petit nombre d'espèces présentes. Ce qui est important c'est donc probablement leur concentration relative. Le gel Al(OH)₃ semble dès ce stade, avant l'addition à l'eau, jouer un rôle très important.

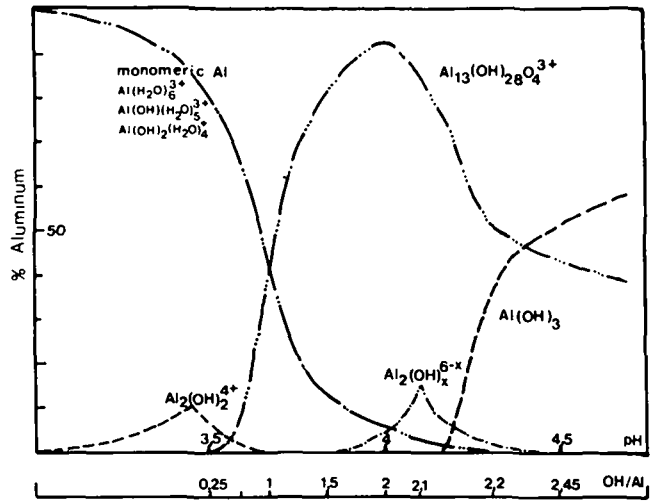


Fig. 4. Composition de solutions de chlorure d'aluminium "prépolymérisées" en fonction de leur degré de neutralisation.

La nature de ce gel est mal connue. Rubin et Hayden (cités en 5) l'avaient nettement distingué de l'hydroxyde amorphe et lui avaient attribué une constante d'équilibre $k = 10^{-10,4}$ (contrairement à $k = 10^{-32}$). La valeur adoptée dans les calculs conduisant à la figure 4 est d'ailleurs de $10^{-10,1}$.

L'influence du polymère Al₁₃O₄(OH)₂₈³⁺ semble par contre moins intéressante. Il a été montré⁴ que l'efficacité

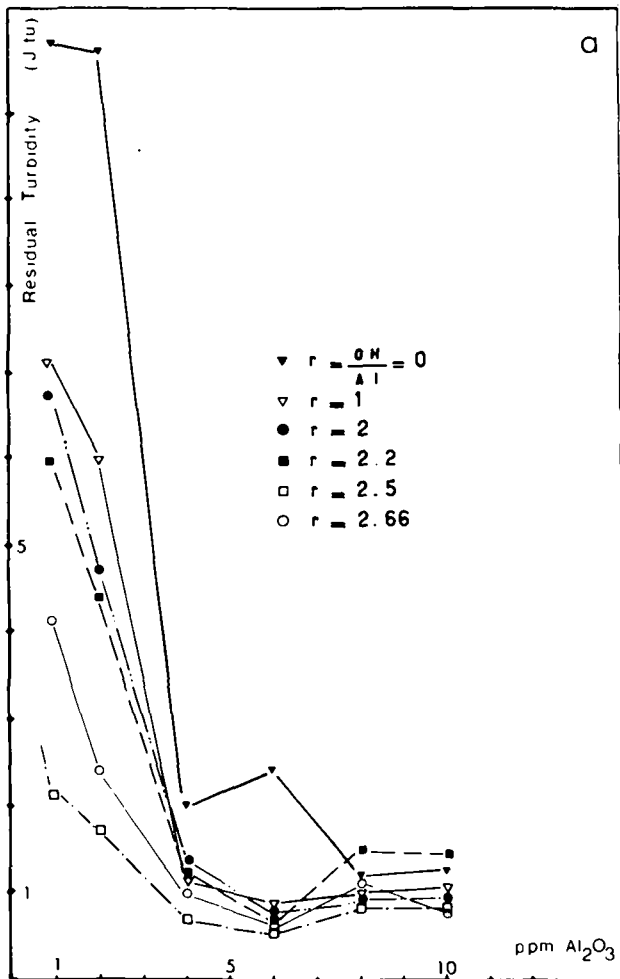
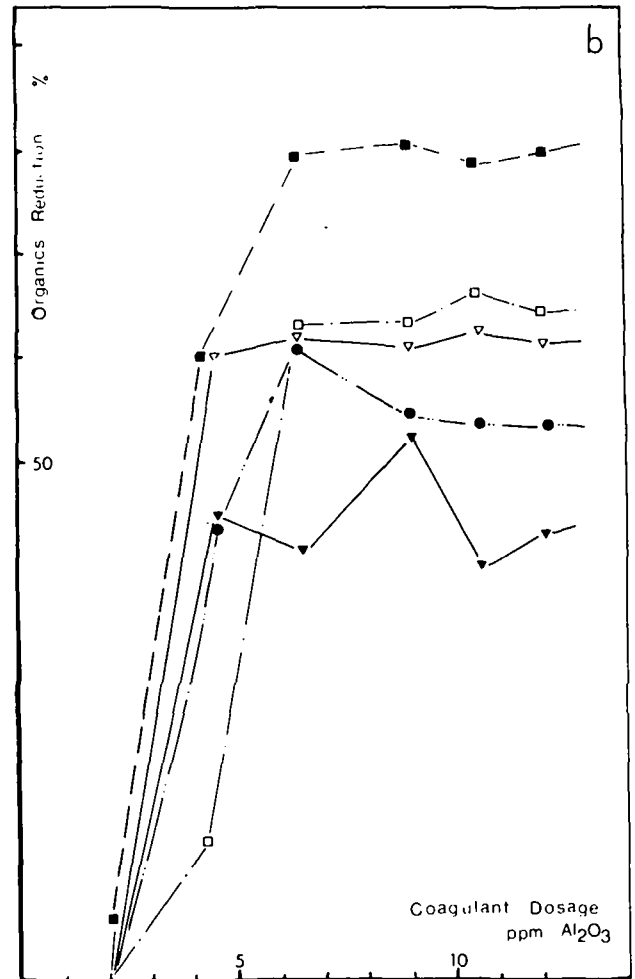


Fig. 5. Comparaison de l'efficacité de solutions de chlorure d'aluminium "prépolymérisées" avec divers degrés de neutralisation pour éliminer des particules de bentonite (a) et de lignosulfonate (b) à pH 7.

a—Eau Synthétique: 40 mg/l de bentonite Na + 50 mg/l.



b—Eau Synthétique: 50 mg/l de lignosulfonate - Na + 50 mg/l NaHCO₃ + 50 mg/l NaCl Solutions de AlCl₃ + NaOH - concentration 0,1 mole Al. Age 1 h.

des solutions coagulantes diminue quand sa concentration augmente. Cela se produit en particulier quand on fait maturer les solutions. Il semble également comme l'avait signalé Bontoux³ que le gel se formerait à partir de ce polymère et réciproquement.

La figure 5 met en valeur l'importance de la nature du colloïde à éliminer: la préparation qui donne les meilleurs résultats n'est pas la même selon qu'on élimine de la bentonite ou des lignosulfonates. L'idée de réactions préférentielles entre les différentes espèces d'aluminium et les divers colloïdes de l'eau n'est pas nouvelle. Elle est parfaitement en accord avec les mécanismes dont nous avons parlé (§ 2). Par contre, celle de favoriser, par conditionnement préalable du coagulant, la formation des principes les plus efficaces pour un effet déterminé n'avait jamais été formulée.

La "prépolymérisation" permet également de modifier sensiblement les caractéristiques du floc formé. Il est donc possible d'adapter un coagulant aux méthodes de séparation subséquentement utilisées. Il faut pourtant dire que dans la pratique du traitement des eaux naturelles, les effets spécifiques sont là encore souvent masqués. Les solutions les plus efficaces, sont donc presque toujours celles qui favorisent le mieux la formation rapide d'un précipité (voir § 2.2), c'est-à-dire celles qui ont un degré de neutralisation élevé ($2,2 < OH/Al < 2,6$). La taille et la densité du floc dépendent cependant fortement de la façon dont la neutralisation a été réalisée. Des essais industriels de longue durée ont été entrepris sur les eaux de la Seine en Région Parisienne. Ils ont jusqu'à présent montré^{8,9} qu'on peut obtenir avec un PCBA de sensiblement meilleurs résultats qu'avec n'importe quel autre réactif. L'appellation commune de PCBA (PolyChlorure Basique d'Aluminium) recouvre donc une multitude de produits ayant tous une composition particulière déterminée par leur mode de préparation. Notons d'ailleurs que si jusqu'à présent, ils ont essentiellement été préparés à partir de chlorure d'aluminium qui constitue une matière première particulièrement facile à modéliser, il serait certainement possible d'aboutir à des résultats comparables en partant d'autres formes de ce métal.

On en arrive ainsi à la notion de coagulant de composition optimale, fabriqué "sur mesure" pour l'eau et les ouvrages où il est appliqué. Cette idée d'un coagulant toujours bien ajusté nous paraît particulièrement séduisante et devrait susciter une évolution importante de la pratique du traitement des eaux.

Références

- Bersillon J. L. Clarification des Eaux par l'Utilisation des Polymères Basiques d'Aluminium. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Nancy I (février 1977).
- Bersillon J. L., Brown D., Fiessinger F., Hem J. D. Studies of hydroxy-aluminium complexes in aqueous solution. To be published in Jour. of Research of the U.S.G.S. (March 1978).
- Bontoux J., Fleury G., Maignan R., Bardet L., Faucon A. Essai d'analyse de la Fonction de Distribution Angulaire de la Lumière. Diffusée par un colloïde d'Hydroxyde d'Aluminium. Jour. de Chimie Physique P. 454 (1965).
- Bottero J. Y., Cases J. M., Rubini P., Fiessinger F. Polymère formé par l'hydrolyse et l'ion aluminium C.R. Acad. Sci. Paris t. 284 p D-1033 (mars 1977).
- Bottero J. Y., Cases J. M., Fiessinger F., Poirier J. E. Study of the composition of hydrolysed aluminium chloride solutions in relation to their efficiency for the coagulation of bentonite suspensions. Sent for publication in Jour. Colloid Interface Sci. (March 1978).
- Cairo P. R., Coyle J. T. Algorithm control of coagulant addition. Jour. AWWA 68, p. 385 (1976).
- Degremont S. A. Water Treatment Handbook. Paris (1973).
- Fiessinger F. La Coagulation: Errements Anciens et Connaissances Nouvelles. Techn. Sci. Municipales 4, p. 147 (1976).
- Fiessinger F., Bersillon J. L. Prépolymérisation de l'Hydroxyde d'Aluminium pour la Coagulation des Eaux. Tribune du CEBEDEAU, 399 (2), p. 52 (1977).
- Goppers V., Straub C. P. Polyelectrolyte persistence in a municipal water supply. Jour. AWWA 68 (6), p. 319 (1976).
- Haberer K., Normann S. Über die Bedeutung des pH-Wertes bei der Flockung Organisch Belasteter Wasser, gwf—Wasser/Abwasser 118 H5, p. 234 (1977).
- Hahn H. H., Stumm W. Kinetics of coagulation with hydrolysed Al (III)—the rate-determining step. Jour. Colloid Interface Sci. 28, p. 134 (1968).
- Hall E. S., Packham R. F. Coagulation of organic colour with hydrolysing Coagulants. Jour. AWWA 57, p. 1149 (1965).
- Hanna G. P., Rubin A. J. Effect of sulfate and other ions in coagulation with aluminium (III). Jour. AWWA 62, p. 315 (1970).
- Hutchison W. R. High rate direct filtration. Jour. AWWA 68, p. 292 (1976).
- Ives K. J. Flocculation rate theories, in the Scientific Basis of Flocculation, NATO Advanced Study Institute, Cambridge (July 1977).
- Kawamura S. Considerations on improving flocculation. Jour. AWWA, 68 p. 328 (1976).
- Mohtadi M. F., Rao P. N. Effect of temperature on flocculation of aqueous dispersions. Water Res. 7, p. 747 (1973).
- Narkis N., Rebhun M. Stoichiometric relationship between humic and fulvic acids and flocculants. Jour. AWWA 69, p. 325 (1977).
- Overbeek J. Th. Recent developments in the understanding of colloid stability. Jour. Colloid Interface Sci. 58, p. 408 (1977).
- Packham R. F., Sheiham I. Developments in the theory of coagulation and flocculation. Institution of Water Engineers and Scientists, paper presented at University of Lancaster (April 1976).
- Perrin F. H., Smith F. Development of a new silicate based coagulant aid. Water Treatment and Examination 22, p. 81 (1973).
- Predali J. J., Cases J. M. Thermodynamics of the adsorption of collectors. Paper 33. Proceedings of the 10th Internat. Mineral Processing Congress, London (April 1973).
- Richard Y., Capon B. Emploi des Nouveaux Coagulants et Flocculants en Traitement des Eaux. Note Technique DEGREMONT DTRC 1436R (May 1977).
- Salmona J., Richard Y. Traitement des Boues des Stations d'Eau Potable avec ou sans Récupération de Coagulant. Techn. Sci. Municipales, p. 3 (1970).
- Schalekamp M. Utilisation de l'Ozone en Suisse. Intern. Ozone Inst. 3d Congress, Paris (May 1977).
- Shelton S. P., Drewry W. A. Tests of coagulants for the reduction of viruses, turbidity and chemical oxygen demand. Jour. AWWA 65, p. 627 (1973).
- Sontheimer H. Flocculation in water treatment, in the Scientific Basis of Flocculation, NATO Advanced Study Institute, Cambridge (July 1977).
- Spie B. Das Norwich-Verfahren Eine Neue Alternative bei der Flockung, gwf—Wasser/Abwasser 118 H1, p. 29 (1977).
- Stumm W., O'Melia C. R. Stoichiometry of coagulation. Jour. AWWA 60, p. 514 (1968).
- Tambo N. A fundamental investigation of coagula-

- tion in water works (1). Memoirs of Faculty of Engineering, Hokkaido University, XI-6-52, p. 585 (August 1965).
32. Tekippe R. J., Ham R. K. Coagulation testing: a comparison of techniques parts I and II. Jour. AWWA 62, pp. 594 and 620 resp. (1970).
 33. Thompson C. G., Singley T. E., Black A. P. Magnesium carbonate—a recycled coagulant parts I and II. Jour. AWWA 64, pp. 11 and 93 resp. (1972).
 34. Vrale L., Jordan R. M. Rapid mixing in water. Jour. AWWA 63, p. 52 (1971).
 35. Wang L. K., Yang J. Y. Total waste recycle system for water purification plant using alum as primary coagulant. Resource Recovery and Conservation 1, p. 67 (1975).
 36. Weber W. J. Physicochemical processes for water quality control. Wiley-Interscience, New York 640, p. (1972).

Coagulation and flocculation

Part I: Coagulation

by François Fiessinger

Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage, Paris, France

1 Terminology

Coagulation and flocculation are physico-chemical water treatment processes which precede the liquid-solid separation phase. Their effect is to create aggregates which may be easily separated. The meaning of these terms and the nature of the mechanisms involved are still widely debated. Table 1 presents the problem.

mena of destabilisation (stage 2.1 of Table 1) and the following steps constitute flocculation. Most American authors give priority to the term coagulation³⁶ which they use to represent the total phenomenon and consider flocculation merely the transport of the particles. Other authors speak only of flocculation.^{16,19} It should indeed be recognised that the very concrete "mechanics" involved in water treatment are much more concerned

Table 1. Schematic representation of the phenomena and the terminology associated with the different steps of coagulation and flocculation.

STEPS	PHENOMENA	TERMINOLOGY (general)		
1. REAGENT* FORMATION * termed { coagulant or flocculant or flocculation aid if effect starts at step 2.4.	1.1 Preparation: dissolution, ionisation, polymerisation . . .	Dilution		
	1.2 Introduction: dispersion, diffusion. Contact reagent-particle.	Flash-mixing		
	1.3 Reaction with water: ionisation, hydrolysis, polymerisation. Formation of metal-hydroxo complexes with Al and Fe salts.	Hydrolysis		
2. PARTICLE DESTABILISATION	2.1 Compression of the electrical double layer by non hydrolysing counter ions.	Coagulation	Aggregation	Coagulation
	2.2 Reduction of surface potential through chemisorption of hydrolysing metal ions or surface active substances (chemical reactions).			
	2.3 Enmeshment in a precipitate (sweep flocculation).	Micro flocculation		
	2.4 Interparticle bridging through specific adsorption of coagulant or flocculant (polymeric) species. Mutual aggregation.			
3. PARTICLE TRANSPORT (collisions)	3.1 Brownian motion (thermal diffusion). For particles of size < 1 μm.	Perikinetic flocculation	Flocculation	
	3.2 Fluid (velocity gradients G).	Orthokinetic flocculation		
	3.3 Particles (differential) motion: e.g. settling, flotation.			
4. SEPARATION	Sedimentation, flotation, filtration . . .			

The three steps shown and the corresponding phenomena do not all necessarily intervene, particularly in the case of destabilisation, in which the phenomena tend to fall into either one of two categories, depending upon the nature of the reagent used and the composition of the water treated. The order of the steps indicated is generally respected. There is often some confusion between the steps of destabilisation and transport, as the phenomena involved in the former (for example, Brownian motion) may accelerate the latter. The most widely used terminology associates destabilisation with coagulation and transport with flocculation. The two phenomena constitute the phase of aggregation. A number of authors use the terminology of La Mer and Healy (cited in ^{21,36}), in which coagulation is limited to the electrostatic pheno-

with flocculation than with the fleeting, and often mysterious, physico-chemical phenomena of coagulation. The water specialist thus speaks more readily of flocculation.

Recently the term micro-flocculation has appeared an interesting compromise used to characterise the much-disputed phase between "true" coagulation and "true" flocculation.

This first section on "coagulation" in the broad sense of the term, in agreement with the second section by Prof. N. Tambo, is concerned with the overall procedure leading to the formation of the floc—represented by points 1.1 to 3.1 of Table 1, which cover the formation of the coagulant, coagulation and micro-flocculation.

Table 2. A rapid demonstration of the limitations of the representation of the electrical double layer by the Stern-Grahame equation.

FIRST HYPOTHESIS

Adsorption is localised, without dissociation of adsorbed molecules, on to a *homogeneous surface* (with area of only one kind). The general relationship for adsorption isotherms is (reference 23):

$$k T \ln x = -k T \ln W_a - \phi_a + k T \ln \frac{\theta}{1-\theta} + A \quad (1)$$

where k Boltzmann's constant
 T Absolute temperature
 x Molar fraction of solution in equilibrium with adsorbed layer at coverage

$k \ln W_a$ Sum of all entropic terms for a molecule in the adsorbed phase, except configuration entropy equal to $k \ln \frac{\theta}{1-\theta}$

ϕ_a Differential energy of desorption per molecule

θ Surface coverage by adsorbed molecules

A Constant.

If ϕ_a and θ are assumed to be related, the equation 1 leads to the Frumkin-Fowler isotherm.

If, on the contrary, ϕ_a and θ are considered to be independent, the equation 1 leads to the Langmuir isotherm and then to the Stern-Grahame equation.

Equation 1 can be written:

$$k T \ln \frac{\theta}{1-\theta} = k T \ln x + k T \ln W_a + \phi_a - A \quad (1a)$$

or

$$\frac{\theta}{1-\theta} = A_2 x \exp \frac{-g_a}{kT} \quad (2)$$

where $g_a = -(\phi_a + k T \ln W_a)$ (3)

g_a is thus the free energy of adsorption per molecule.

SECOND HYPOTHESIS

g_a is independent of surface coverage θ .

i.e. there are no lateral interactions between adsorbed molecules.

Then:

$$\theta = \frac{x}{x + \frac{1}{A_2} \exp \frac{g_a}{kT}} \quad (4)$$

which is the Langmuir isotherm equation.

THIRD HYPOTHESIS

The molar fraction x in equilibrium with the adsorbed layer is very small

$$x \ll \frac{1}{A} \exp \frac{g_a}{kT}$$

This also means that θ is very small ($\theta \ll 1$).

The equation 4 can thus be written:

$$\theta = A_2 x \exp \frac{-g_a}{kT} \quad (5)$$

There θ is a linear function of x (Henry's law).

FOURTH HYPOTHESIS

The Stern-Grahame hypotheses are:

$$\theta = \frac{\Gamma}{N_s} \quad (6)$$

where: Γ is the number of adsorbed molecules per unit area corresponding to the molar fraction x
 N_s maximum amount of adsorbed molecules per unit area

$$\Gamma = \frac{N}{N_{1,0}} \quad (7)$$

where N and $N_{1,0}$ are respectively by volume the number of soluble ions and the number of solvent molecules.

The assumption is made that radius r is the same for both soluble ions and solvent molecules

$$\frac{N_s}{N_{1,0}} = 2 \Gamma \quad (8)$$

Equation 5 becomes: $\Gamma = 2 \Gamma A_2 N \exp \frac{-g_a}{kT}$ (9)

or $\Gamma' = 2 \Gamma A_2 c \exp \frac{-g_a}{kT}$ (10)

where Γ' is the number of adsorbed moles per unit area and c the molar concentration of adsorbate.

Equation 10 is thus the same as the Stern-Grahame equation.

Then:

$$\phi_a = -z_e \psi + \phi$$

where ϕ is in the normal binding energy of adsorption per molecule, the part of chemical energy, and $-z_e \psi$ is the electrostatic one.

2 Theoretical considerations

2.1 The limitations of the electrostatic theory

The phenomenon most commonly associated with coagulation is electrical double layer compression.

The equations characterising the double layer, as formulated by Stern, which are commonly used to explain destabilisation, are based on a number of hypotheses which make difficult their application to natural water particles. Table 2 summarises these hypotheses.

It goes without saying that there are probably very few particles with homogeneous surfaces (hypothesis 1) on which all sites would have the same energy weight. It is equally difficult to conceive of an absence of lateral interaction (hypothesis 2) between the adsorbed ions, particularly if they are being hydrolysed. Finally, it is most unlikely that there would be a very small α or θ when the general practice in water treatment is to use high concentrations of the coagulant ions. The limitations of Stern's equation (and that of Langmuir) do not of course imply that electrostatic phenomena are non-existent. It is the method of quantifying them which is questionable. Related theories, such as the DLVO theory (cited in ^{20,21,36}) which describes the interactions of particles, are thus of dubious practical interest. Moreover, numerous observations have shown that electrostatic phenomena rarely intervene alone. Thus "coagulation" as La Mer and Healy understand it, would not generally exist.

2.2 Importance of the other phenomena

—The frequent invalidity of Schulze Hardy's rule, the phenomena of restabilisation, and the "stoichiometric" dependence of the coagulant dose and the particle concentration, have contributed to the development of the "chemical" theory of coagulation, which in many cases, such as the elimination of colour,^{13,19,21,30,36} would seem to play a major role in destabilisation. With organic molecules in particular, there is a true precipitation mechanism.

It is now recognised, especially since the studies made by Packham,^{13,21} that the *precipitation of metallic hydroxide*, when iron or aluminium salts are used as coagulants, has a determining effect on the coagulation of moderately-charged natural water.

—The phenomena of *interparticle bridging*, as described by La Mer (cited in ³⁶) or Kitchener (cited in ²¹) to explain the effect of organic polymers, also intervene—especially if large sized destabilising species are used.

The transport of particles, particularly that related to *Brownian motion*, occurs much later than the above-mentioned phenomena (see Hahn and Stumm,¹²). This corroborates the order indicated in Table 1. The original theory of perikinetic flocculation was formulated by Smoluchowsky (cited in ^{16,20,36}). If each collision results in a destabilisation, the half-life of a stable suspension $t_{1/2}$ may be expressed by the equation:

$$t_{1/2} = 1/8 \pi D r N_0$$

where:

D is the diffusion coefficient
r the particle radius
 N_0 the original number of particles (particles/cm³)
 $D = kT/6 \pi r \mu$ (Stokes-Einstein's equation)

where:

k is Boltzmann's constant
T the absolute temperature
 μ the viscosity of the water

and finally:

$$t_{1/2} = 3\mu/4 k T N_0$$

at normal water temperature this becomes

$$t_{1/2} \approx 2 \cdot 10^{11}/N_0 \text{ (seconds).}$$

It will be realised then, that the kinetics of the phenomenon are generally slow. Moreover, each inter-particle collision does not always result in an attachment: there must be sufficient kinetic energy to overcome the energy barrier, when it exists. Smoluchowsky has, therefore, introduced a coefficient representing the number of collisions leading to a definite contact, α , called the collision efficiency factor. This leads to:

$$t_{1/2} = 3 \mu/4 k T N_0 \alpha$$

Many extensions have been made to this theory. In particular an attempt has been made to take into account the slowing down of the particles' approach by the expulsion of interstitial water molecules (cited by Overkeek,²⁰). However here it is proposed to remain with Smoluchowsky's equation and the two observations which derive from it: perikinetic flocculation has little influence in water treatment practice and its kinetics are independent of the size of the particles. Ives¹⁶ has calculated the relative importance of ortho- and perikinetic flocculation and has shown that, when the size of the particles exceeds the μm , orthokinetic flocculation very rapidly becomes predominant.

3 Importance of coagulation in water treatment

Coagulation—inseparable from the subsequent flocculation and separation—is the most widely used treatment after disinfection. It represents at least half of the treatment expenditure, either for reagents or capital costs. It acts on a very broad spectrum of substances and is certainly the least expensive treatment per weight of matter eliminated. Table 3 shows the multiplicity of its effects, clearly demonstrating that its area of activity is by no means restricted to the elimination of turbidity (clarification), as is generally believed.

Hence the relatively recent concept⁸ of making efficient use of coagulation as a specific elimination treatment. Each parameter of Table 3 may be reduced to an optimum point, but the conditions of elimination for the various parameters are generally not the same. It is found also that coagulation affects not only classic colloids (mineral and hydrophobic according to the DLVO theory) but a whole range of particles, many of which are found in water in dissolved form. One is thus aware of the intervention of very different mechanisms such as those indicated in Table 1.

4 Coagulation practice

4.1 Influence of water parameters

The nature of the particles to be eliminated has, of course, a determining influence on coagulation efficiency. Figure 1 illustrates the differences which may exist between various suspensions of particles commonly found in water. The *hydrophilic* or *hydrophobic* character is important and implies a preferential reaction mechanism.²¹ Here again it should be noted that there exist very few strictly hydrophobic colloids, for even the clay minerals react with water, if only at the edges of the mineral layers.

Fig. 1. Schematic representation of the behaviour of some water components when they are coagulated at different pH (ref. 13, 14, 21). (Page 5).

Table 3. The effects of coagulation on the major water constituents, at the concentrations at which they are usually eliminated.

Parameters		Maximum concentration (1) in natural waters for potable water production (mg/l)	Reduction (maximum) induced by coagulation { 0 no reduction + 0 to 20% ++ 20 to 60% +++ > 60%	
<i>Inorganics</i>	Turbidity		+++	
	Suspended solids	100	+++	
	Phosphates (P ₂ O ₅)	0.7	+++	
	NO ₃	50	0	
	NH ₄	4	0	
	Chlorides (Cl)	200	{ -, 0, +, according to coagulant used	
	Sulphates (SO ₄)	250		
	Fluorides (F)	1.7		
	Iron (Fe)	1		
	Aluminium (Al)	—		
	Manganese (Mn)	1		
	Copper (Cu)	1		
	Zinc (Zn)	1		
	Cobalt (Co)	—		
	Nickel (Ni)	—		
	Vanadium (V)	—	+++	
	Arsenic (As)	0.1	+++ As ⁵⁺ , ++ As ³⁺	
	Cadmium (Cd)	0.005	++, +++	
	Chromium (Cr)	0.05	+ Cr ⁶⁺ , +++ Cr ³⁺	
	Lead (Pb)	0.05	+++	
Selenium (Se)	0.01	+++		
Mercury (Hg)	0.001	++		
Barium (Ba)	1	+		
Cyanide (Cn)	0.05	0		
<i>Organics</i>	Colour (mg/l Pt)	200	+++	
	Odour	20 (dilution factor)	0, +	
	COD (O ₂)	30	++--	
	TOC (C)	—	+++	
	BOD (O ₂)	7	+++	
	N by Kjeldhal (N)	3	+++	
	Phenols (C ₆ H ₅ OH)	0.1	0	
	Polycyclic aromatic hydrocarbons	0.001	++	
	Total pesticides (Parathion, BHC, Dieldrin)	0.005	+, ++	
	Surfactants reacting with methyl blue	0.5	0, +	
	<i>Micro-Organisms</i>	Viruses		+++
		Bacteria		+++
		Algae		++

(1): From "Council Directive of June 1975 concerning the quality required of surface water intended for the abstraction of drinking water in the member states, Official Journal of the European Communities no L 194/26—25 July 1975.

The nature of the electrical charges carried by the particles is also important: permanent charges related to the particle's structure (such as isomorphous replacements in the case of minerals) or to its reaction with water. The active groups (carboxy, phenoxy, methoxy, . . . in the case of organic molecules) are particularly sensitive to ambient conditions and induce a rather "chemical" reaction of the particle. Attempts have been made to characterise the particles by their charge—often expressed as cation exchange capacity—but for the reasons mentioned above, this has rarely led to practical applications. The importance of the *particles' size* should also be noted, which defines the active "surface"^{30,36} and which is certainly a determining factor in flocculation (orthokinetic). The *particle concentration* is important and should be increased if it is too weak, by the addition of other particles (bentonite, carbonate, activated carbon, recycled sludge, sludge blanket, . . .) which may also play a part in flocculation, (microsand) or flotation (microbubbles).

The pH is a particularly important parameter, for it determines both the size of the particle changes (and therefore their stability) and the precipitation of the coagulant (hydrolysing metal), hence the necessity of studying the mechanisms at a constant pH. However, in water treatment practices using iron or aluminium salts, the pH is rarely fixed. Thus one has three variable factors—pH, dose and residual particles—as indicated in figure 2.

Fig. 2. Schematic representation of the simultaneous influence of treatment dosage and pH on the reduction of turbidity by an aluminium salt. (Page 5).

The rapid rise in the amount of residual particles when the optimum dose is exceeded (restabilisation) is therefore often related to a decrease in pH.

Connected to pH is the *alkalinity*, as Kawamura has shown,¹⁷ especially if metallic salts are used as coagulants. In effect, the alkalinity reflects the water's ability to furnish the OH ions necessary for precipitation at the optimum pH, whatever it may be.

The nature of the ions present, particularly phosphate, sulphate and calcium ions, has been discussed;^{14,21} the cations raise the optimum pH for precipitation, while the anions lower it—an effect which increases with their affinity for the coagulant metal (phosphate).

Temperature is another parameter which must be taken into consideration, but it seems to intervene mainly in modifying the optimum pH for coagulation. This effect is particularly noticeable when metallic salts are used as coagulants. At a given pH, a decrease in temperature is thus accompanied by an increased demand for iron or aluminium.

Finally, it should be noted that due to the multiplicity and variety of substances present, the "response" of natural water to coagulation treatment is somewhat blurred with respect to the phenomena just discussed.

4.2 The role of the technique

The choice of the coagulant is determined by the nature of the water to be treated, the result sought (elimination of turbidity or elimination of colour, . . .), the method of separation used (sedimentation or flotation . . .) and especially the cost it represents. Table 4 gives a summary

Table 4. A comparison of the efficiency of the principal inorganic coagulations in eliminating various pollutants of R. Seine water below Paris.

Coagulant Treatment dosage in mili atome- gramme/l of cation (Fe or Al) ⁴			Al ₂ (SO ₄) ₃	WAC ¹	PCBA ²	FeCl ₃	FeClSO ₄	FeSO ₄ + Cl ₂ ³
			0.168	0.089	0.099	0.177	0.174	0.199
Flocculation aid			Anionic polyelectro- lyte A ₈ P ₈	—	—	Na alginate	Na alginate	Na alginate
Dosage (mg/l) ⁴			0.15	—	—	0.10	0.10	0.10
Turbidity (Ftu)	Settled Water	Average ⁴	0.8	0.6	0.6	0.9	1.3	1.4
		St. deviation	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4
	Filtered Water	Average ⁴	0.3	0.3	0.2	0.4	0.4	0.5
		St. deviation	0.05	0.05	0.05	0.1	0.1	0.15
pH ⁴			7.42	7.74	7.82	7.38	7.37	7.35
Organics Reduction (%) ⁵	Settled Water	Average ⁴	55	51	56	54	54	55
		St. deviation	9	9	9	8	8	10
	Filtered Water	Average ⁴	61	56	63	57	58	60
		St. deviation	6	7	7	9	9	9
Specific organics reduction (%) (settled water)	Lindane ⁶		34	26	40	31	33	
	Aldrin ⁶		18	40	46	70	19	
	Dieldrin ⁶		6	18	34	47	66	
	pp' DDT ⁶		21	39	62	48	25	
	DDD ⁶		71	60	77	74	35	
	Diethylphthalate ⁶		15	10	20	17	15	
	Dibutylphthalate ⁶		30	25	30	25	30	
	Chloroform ⁷		24	12	20	19	23	
	CCl ₄		13	24	20	14	6	
Dichlorobromomethane ⁷		18	38	20	26	25		
Chemicals cost (F.F./m ³) Oct. 1977			0.0024	0.0028	0.0025	0.0028	0.0019	—

¹ Trademark for a polyaluminium chloride manufactured by "Société des Produits Chimiques UGINE KUHLMANN" under Japanese (TAKI FERTILIZER Co. LTD) license.

² "Polychlorure Basique d'Aluminium". Lab. preparation (see reference 9) OH/Al = 2.5, concentration 0.1 molar in Al, age 1 h.

³ Ferrous sulphate stoichiometrically oxidized by a chlorine solution.

⁴ Average and standard deviation on 15 jar test measurements made over the year 1977.

⁵ Organics measured by KMnO₄ oxydability (acidic medium).

⁶ Water supplemented to 0.1 µg/l and

⁷ to 50 µg/l.

of the differences which may exist among the principal *inorganic coagulants* used. For certain specific substances, there are of course striking differences. The aluminium polychlorides which have recently appeared⁸ are particularly attractive, for they act in weaker doses, are easily manipulated and hardly modify the pH. They always reduce turbidity and often organic matter, more effectively than aluminium sulphate; they produce a large-sized floc which settles rapidly, even without a flocculation aid. They are generally quite efficient over a much wider range of dosages than is the case with other coagulants. The future of the aluminium polychlorides thus seems most promising. A particular variety is the PCBA (basic aluminium polychloride), whose composition can be adapted to the nature of the water to be treated. This original reagent (§ 5.4) will be referred to later (§ 5.4).

The iron salts—particularly the sulphates and

chloro-sulphates—are by-products which, because of their low price, are particularly attractive when used as coagulants. They have thus been developed in recent years—often under commercial names such as CLAIR-TAN, Bolinden AVR, . . . The latest is a mixture of iron and aluminium sulphate.

Other products such as the aluminosilicates, prepared *in situ* by the Norwich process,^{22,23} also seem to have interesting properties.

Synthetic organic polymers are not yet widely used as coagulants. They are generally cationic polyelectrolytes. Their principal attraction is that they act in very weak doses and thus reduce the volume of floc produced. They are moreover easy to manipulate although not always easily dissolved, do not modify the pH and form a floc which is usually easy to separate from the water. It is, however, doubtful that they will be used to any great extent for the production of drinking water. They are generally expensive, much less efficient in the elimination of organic matter than the metallic salts and react poorly with water which is only slightly charged, so that

Fig. 3. Comparison of the effect of increasing doses of two aluminium salts on the elimination of organic matter. (Page 5).

inorganic particles (bentonite, $\text{Al}(\text{OH})_3$, . . .) must be added^{15,24} whose effect may be specific. They also leave traces in the treated water¹⁰ whose influence on health has not yet been clearly determined. Their use is prohibited by French legislation and generally speaking, at a time when one seeks to produce water of great purity, it would seem wiser to use other products.

There exist, of course, other reagents such as lime or permanganate and particularly oxidants such as chlorine and ozone, which also have coagulant effects. The action of ozone^{26,28} under certain conditions (carefully determined and generally weak doses, the presence of specific organic matter, turbulence . . .) seems particularly efficient for microflocculation.

The preparation and introduction of the coagulant represents a step whose importance has often been neglected. It is, however, recognised that a metallic salt will give better results if diluted before introduction. Kawamura¹⁷ thus proposes the use of solutions whose concentration is less than 0.5%, but in practice much higher levels are generally adopted. "Prehydrolysis"⁹ as will be seen later, may have a very positive effect. The stage of flash mixing, which facilitates the diffusion of the coagulant and its contact with the particles to be destabilised, is most important. The objective is to put the coagulant in contact with a maximum number of particles before it becomes too hydrolysed. This "transport" stage must, as has been seen,¹² be carried out as rapidly as possible (in less than one second). In practice, it is preferable to make injections directly^{17,34} under conditions of very high but very brief turbulence ($G > 1000 \text{ sec}^{-1}$). The velocity gradient and the time are, moreover, insufficient to characterise the conditions of flash mixing.³⁴ The nature of the coagulant, that of the particles and that of the phenomena which intervene in the destabilisation, may all play a prominent role.

The importance of coagulation in the overall chain of treatment, that is to say, its relationship with the other treatments is an aspect which must also be considered. Aluminium salts are preferable to iron salts for flotation and vice-versa for sedimentation. The filters should theoretically be equipped with media whose granulometry corresponds to the coagulant used. Those receiving a water treated with polyamines should thus have a filter bed whose effective size is considerably smaller than those receiving a water treated with polyacrylamides.²⁴ A sludge-blanket clarifier will have difficulty functioning if a slightly-charged water is treated with a polyelectrolyte only. A sludge-blanket clarifier diminishes the effect of flash mixing. The use of advanced treatments, such as activated carbon or ozone, is a further incentive for increasing the role of coagulation in the overall treatment chain. In the long run, it is very often less costly to improve the elimination of organic matter by means of coagulation—even by a few per cent—than to use activated carbon or ozone to obtain the same result.

4.3 The evaluation of coagulation

Laboratory methods for testing the value of a coagulant and determining the dose to be used are extremely varied.³² The best known are measurement of the Zeta potential (electrophoretic mobility), colloidal titration,¹⁷ streaming current detection and particle counting. They are all concerned with a particular phenomenon of interaction, most often electrical, which, as has been seen, gives only an approximation of reality. In practice, then, the conventional "Jar-Test" is the one most frequently used, together with measurements of the volume or cohesion coefficient of the sludge.⁷

Rapid methods of determining coagulant doses are not yet widely used, although there is a growing need for them, to automate the treatment chains. There does

not yet exist a specific sensor, and indeed it is difficult to imagine how it could function. There do exist, however, automatic instruments which reproduce the "Jar-Test" without manual intervention.⁷ Certain attempts have also been made to find relationships between the coagulant doses and simple parameters of water such as turbidity (at different levels in the chain), temperature and pH.⁶ It should also be kept in mind that certain coagulants may be automated more readily than others. The aluminium polychlorides, for example, act over much wider dosage ranges than aluminium sulphate. This difference, shown schematically in figure 3, is partly related to the variation in the pH, which is higher in the case of the latter.

5 Recent advances

The objective sought is to optimise the effects of coagulation, whether this be to improve the quality of the water or to facilitate the functioning of the treatment works.

5.1 Multiple treatment

It has been demonstrated⁸ that double treatment significantly improves the efficiency of coagulation, whilst considerably reducing the doses required. Treatment with lime (high pH) followed by treatment with ferric chloride (low pH) increases the elimination of organic matter, especially at weak coagulant doses.^{11,28} The alternation of treatment at high pH (8 to 8.5) and at low pH (6 to 6.5) greatly improves the elimination of inorganic (particularly heavy metals) and then of organic matter. Treatment with ozone (microflocculation) followed by treatment with aluminium sulphate²⁸ produces interesting results. One can even imagine a succession of treatments by which the principal pollutants to be eliminated would all be subjected to the optimum conditions for their elimination. The progressive thinning of the particle concentration, however, creates flocculation and separation problems which are not always easy to solve. The series coagulation-sedimentation + coagulation-filtration may offer an interesting solution. The choice of reagents is complicated here by the problem of their solubility. The ferric salts would thus be a good choice although the combination of aluminium sulphate and sodium aluminate is also recommended.²⁷

5.2 Coagulant recycling

Treatment at pH values beyond their range of insolubility may create renewed interest in the recycling of coagulants. Coagulation by magnesium carbonate (at $\text{pH} > 11$) with recovery of the MgCO_3 was proposed several years ago,³³ but seems to have hardly developed. With treatment carried out at such extreme pH are associated problems of decarbonation (or recarbonation). The recycling of alum is already classic,²⁵ though not yet widely used. The increasing cost of reagents and the need to reduce waste will perhaps give it new appeal.³⁵

5.3 The identification and selection of active species

The introduction of a metallic salt into water provokes the unchecked formation of more or less complex coagulant species, endowed with various destabilising powers. The ability to control these species would thus be a decisive step in the optimisation of coagulation. Despite the existence of numerous hypotheses, their identification at the very weak concentrations in which they are found—and during the transient first stages of coagulation—has not yet been completed. However, recent studies of the nature of active species in coagulant

solutions before addition to water provide information of great interest. They have also made possible the development of the concept of "prepolymerised" coagulant solutions.

5.4 The "prepolymerisation" of coagulants: coagulants "made to order"

By neutralising solutions of aluminium chloride to a slight or greater extent, it has been possible to show a relationship between their composition and efficiency. This composition is determined by the parameters of the preparation: the OH/Al ratio, the nature and concentration of the reagents used, the kinetics of OH⁻ ions incorporation, ageing time, temperature . . . Figure 4 thus shows the composition of the hydroxyaluminium species identified in coagulant solutions with different OH/Al ratios using nuclear magnetic resonance and the interpretation of potentiometric titration curves by automatic calculation.⁵

Fig. 4. The composition of "prepolymerised" aluminium chloride solutions in relation to their degree of neutralisation. (Page 8).

A similar composition was found using colorimetric methods.² It should be compared with figure 5, which shows the efficiency of these different coagulant solutions (different OH/Al ratios) in eliminating a mineral colloid (a) or an organic colloid (b). It is interesting to note the small number of Al species present. What is important, therefore, is probably their relative concentration. The gel Al(OH)₃ already seems to play a very important role from this stage—before addition to water. The nature of this gel is not well known. Rubin and Hayden (cited in ⁶) clearly distinguished it from the amorphous hydroxide and attributed to it an equilibrium constant $K = 10^{-10}$,⁴ (as opposed to $K = 10^{-32}$). The value adopted for the calculations leading to figure 4 is, moreover, 10^{-10} ,¹.

The influence of the polymer Al₁₃O₄(OH)₂₈³⁺ seems, on the other hand, less important. It has been shown⁴ that the efficiency of a coagulant solution diminishes as its concentration increases. This occurs particularly when the solutions are allowed to age. It also seems, as Bontoux has pointed out,³ that the gel is formed from this polymer and vice-versa.

Fig. 5. Comparison of the efficiency of "prepolymerised" aluminium chloride solutions with various degrees of neutralisation for the elimination of bentonite (a) or lignosulphonate particles at pH 7 (b).
a: 40 mg/l bentonite-Na + 50 mg/l NaHCO₃ + 50 mg/l NaCl
b: 50 mg/l lignosulphonate-Na + 50 mg/l NaHCO₃ + 50 mg/l NaCl
AlCl₃ + NaOH solutions with a concentration 0.1 mole Al age 1 h. (Page 8).

Figure 5 clearly indicates the importance of the nature of the colloid to be eliminated. The preparation which gives the best results is not the same for the elimination of bentonite and the elimination of lignosulphonate. The idea of preferential reactions between the different aluminium species and the various colloids in water is not a new one. It is in perfect agreement with the mechanisms discussed earlier (§ 2). However, the idea of encouraging the formation of the most efficient species for a given effect by a pre-conditioning of the coagulant had never been formulated.

"Prepolymerisation" also enables one to significantly modify the characteristics of the floc formed. It is thus possible to adapt a coagulant to the methods of separation used subsequently. It should, however, be added that in practice, the specific effects of natural water treatment are somewhat less clear. The most efficient solutions, then, are those which best promote the rapid formation of a precipitate (see § 2.2), that is to say, those which have a high degree of neutralisation ($2.2 < \text{OH}/\text{Al} < 2.6$). The size and density of the floc, however, depend to a great extent upon the way in which the neutralisation was carried out. Long term industrial tests have been started on the water of the Seine in the Paris area. Up to the present time they have shown^{8,9} that, in the majority of cases, significantly better results were obtained with a PCBA than with any other reagent. The general designation PCBA (basic aluminium polychloride) covers a great number of products, all of which have a particular composition determined by their method of preparation. It should be noted, moreover, that if until now they have been prepared primarily from aluminium chloride, a raw material which is particularly easy to transform, it would certainly be possible to arrive at comparable results from other forms of the metal.

One comes thus to the concept of the optimal-composition coagulant, "made to measure" for the water and the works to which it is applied. This notion of a coagulant which is always finely adjusted seems particularly attractive, and should instigate an important evolution in water treatment practice.

References (pages 9-10).

Coagulation and flocculation

Part II: Flocculation

by Professor N. Tambo, DE

Department of Sanitary Engineering, Faculty of Technology, Hokkaido University, Japan

1 Collision equation of flocs

(a) Basic equation

The early theory of flocculation kinetics was developed by von Smoluchowski¹ under laminar flow conditions and Brownian motion Camp^{2,3} proposed the G-value and the G · T-value as the criteria of flocculator design based upon a theoretical treatise of a laminar flow regime as in Equations 1 and 2.

$$N_{grad} = \frac{4}{3} G_m d^3 n^2 \quad (1)$$

where, N_{grad} : number of contacts per unit time per unit volume ($1/cm^3 \text{ sec}$),
 G_m : mean velocity gradient in the fluid (1/sec),
 d : particle diameter (cm),
 n : number of particles per unit volume ($1/cm^3$).

$$G_m = \sqrt{\epsilon_m/\mu} \quad (2)$$

where, ϵ_m : mean energy dissipation rate of the basin ($\text{erg/cm}^3 \text{ sec}$),
 μ : absolute viscosity of the fluid (g/cm sec).

However, practically no flocculators are operated under laminar flow conditions. Under a turbulent flow regime, Levich⁴ derived Equation 3 to evaluate the number of contacts per unit time per unit volume of suspension based upon the concept of locally isotropic turbulence and the condition of viscous subrange diffusion rate control.

$$N_{turb} = 12 \pi \beta \sqrt{\epsilon_o/\mu} d^3 n^2 \quad (3)$$

where, β : constant $\doteq 1/\sqrt{15^5}$,
 ϵ_o : effective energy dissipation rate of the basin ($\text{erg/cm}^3 \text{ sec}$), ϵ_o can be estimated roughly as $\epsilon_o \doteq (0.1 \sim 0.15)\epsilon_m^5$.

Because of the similarity of Equations 2 and 3, Camp's G-value can still be used qualitatively for the design of a turbulent flocculator.

(b) Collision equation between i and j-fold particles

At the commencement, just after flash mixing, all particles can be assumed to have a nearly similar diameter d_1 . The author defines these particles as primary particles. The author also defines an i-fold particle which contains i primary particles in a floc. In the course of flocculation numerous sized flocs appear. Among them, the number of collisions between i and j-fold particles per unit volume per unit time, N_{ij} , can be calculated from Equation 4 which is derived from Equation 3.

$$N_{ij} = 12 \pi \beta \sqrt{\epsilon_o/\mu} (1/2 \cdot d_i + 1/2 \cdot d_j)^3 n_i n_j \\ = A(i^3 + j^3)^3 n_i n_j \quad (4)$$

where, d_1 : diameter of primary particle (cm),
 $d_i = d_1 i^3$, $d_j = d_1 j^3$: diameter of i and j-fold particles, respectively (cm),

n_i, n_j : numbers of i and j-fold particles per unit volume, respectively ($1/cm^3$),

$$A = 3/2 \sqrt{15} \cdot \pi \sqrt{\epsilon_o/\mu} d_1^3 \text{ (cm}^3/\text{sec)}.$$

In course of floc growth much water is held in the void space of the agglomerated floc particles. Thus floc density decreases with increase of floc size (refer to paragraph 3). When the effective density of an i-fold particle, ρ_{ei} , as defined in Equation 5 and the material balance of a particle are considered, we have Equation 6 which describes the relative diameter of primary and i-fold particles by taking effective density change into account.

$$\rho_{ei} = \rho_i - \rho_w \quad (5)$$

$$d_i^3 \rho_{ei} = i d_1^3 \rho_{e1} \quad (6)$$

where, ρ_{ei} : effective density of an i-fold floc (g/cm^3),
 ρ_i : density of an i-fold floc (g/cm^3),
 ρ_w : density of water (g/cm^3).

The existence of the floc density function relating to the floc diameter and its corresponding effective density can be seen in Equation 7.⁶

$$\rho_{ei} = \frac{a}{(d_i/1)^{K\rho}}, d_i > 10 \sim 20\mu \text{ (refer to Figure 2)} \quad (7)$$

where, a, $K\rho$: constants depending on the coagulation conditions (g/cm^3), (dimensionless).

From Equations 6 and 7,

$$d_i = i^{\frac{1}{3-K\rho}} d_1 \quad (8)$$

Accordingly, Equation 4 can be modified to Equation 9 by introducing the floc density variations.

$$N_{ij} = A(i^{\frac{1}{3-K\rho}} + j^{\frac{1}{3-K\rho}})^3 n_i n_j \quad (9)$$

2 Development of the floc growth equation^{7,8}

A fundamental equation of floc growth, Equation 13, can be derived from the following assumptions:

(1) The number of R-fold particles is increased by every effective collision of i and j-fold particles, for which $i + j = R$, and is decreased by any effective collision involving R-fold particles.

(2) Floc particles can grow to the S-fold particle (i.e., the maximum floc size attainable under a given agitation condition) without any break up. Then, the combination of i and j-fold particles which creates an R-fold particle larger than an S-fold particle disintegrates into i and j-fold particles at the moment of creation, i.e., these collisions are ineffective for floc growth.

(3) The density of floc particles decreases with increase of floc size as in Equation 7.

(4) Among N_R collisions, $\alpha_R N_R$ collisions are effective for agglomeration. Here, α_R is defined as the

collision-agglomeration coefficient and is considered to be a function of floc size. From a quantitative analysis of computer simulations and experimental verifications, an equation for the collision-agglomeration function α_R has been proposed,⁹

$$\alpha_R = \alpha_0 \left(1 - \frac{R}{S+1}\right)^6 \quad (10)$$

where, α_0 : initial collision-agglomeration factor depending on the coverage of the coagulants on the primary particles (dimensionless), under normal condition α_0 is about $1/3-1/4$,

S: number of primary particles contained in the maximum floc under a given agitation intensity (dimensionless).

Introducing the dimensionless variables as Equations 11 and 12, the equation of floc growth can be written in a dimensionless form as Equation 13.

$$N_i = \frac{n_i}{n_0}, \sum_{i=1}^S i N_i = 1 \quad (11)$$

$$m = An_0 t = 1,22 \sqrt{\epsilon_0/\mu} d_1^3 n_0 t \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \frac{dN_R}{dm} = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{R-1} \alpha_0 \left(1 - \frac{R}{S+1}\right)^6 [i^{3-K\rho}] \\ & + (R - i^{3-K\rho})^3 N_i N_{R-i} \\ & - N_R \sum_{i=1}^{S-R} \alpha_0 \left(1 - \frac{R+i}{S+1}\right)^6 [i^{3-K\rho} + R^{3-K\rho}]^3 N_i \end{aligned} \quad (13)$$

3 Three major parameters of flocculation, m, S and $K\rho$

Using Equation 13, the floc growth process can be described when the non-dimensional three parameters m, S and $K\rho$ are known.

The value of m is the dimensionless flocculation time as defined by Equation 12 and it is proportional to $G_m C_0 t$, where C_0 is the volume concentration of primary floc particles. Therefore, attainment of floc growth in a flocculator can be evaluated by the $G_m C_0 T$ -value instead

of Camp's $G_m T$ -value, where T is the detention time of the flocculator.

The value of S, which shows the agglomeration number of the primary particles in a maximum size floc attained under a given agitation condition, can be calculated by Equation 14. The maximum floc diameter, d_{max} , under a given agitation condition i.e., dissipation rate of turbulent energy, can be obtained by Equation 15 which is derived by Kolmogoroff's locally isotropic turbulent theory.¹⁰

$$S = S_m \frac{1}{\epsilon_0^{3-K\rho}}, S_m = \left(\frac{d_{max}}{d_1}\right)^3 \quad (14)$$

$$d_{max} = K' \epsilon_0^{-\frac{1}{3+K\rho}}, d \gg \lambda_0$$

$$d_{max} = K \epsilon_0^{-\frac{3}{2(3+K\rho)}}, d \ll \lambda_0 \quad (15)$$

where d_{max} : maximum floc diameter under a given agitation condition (cm),

ϵ_0 : rate of energy dissipation (erg/cm³ sec),

λ_0 : microscale of turbulence (cm), $\lambda_0 = (\nu^3 \rho_w / \epsilon_0)^{1/4}$,

ν : kinematic viscosity of the fluid (cm²/sec),

K', K : constants indicating the floc strength (variable dimension after $K\rho$ value).

The relationship is proved experimentally as shown in Figure 1. In practice, the equation of the viscous subrange (i.e., $d \ll \lambda_0$) is used. As shown in Figure 3, values of $K\rho$ for the aluminium-clay flocs are in the range of 1.0 to 1.5 and the effective energy dissipation rate ϵ_0 is proportional to the 3rd power of the rate of flocculator blade rotation, N_f , under a turbulent agitation condition. The maximum size of floc in the viscous subrange is shown in Equation 16.

$$d_{max} = K \epsilon_0^{-(0,38 \sim 0,33)} \propto N_f^{-(1,1 \sim 1,0)}, d \ll \lambda_0 \quad (16)$$

The result explains empirical knowledge that the floc diameter is inversely proportional to the rate of agitation impeller rotation.

The value $K\rho$ in the floc density function (i.e., Equation 7) is greatly influenced by the rate of coagulant dosage to the original colloid suspensions. In the case of aluminium-clay flocs, the ALT ratio (i.e., aluminium concentration vs. suspended clay concentration) defines the value of the floc density function constants and $K\rho$ as shown in Figure 3.

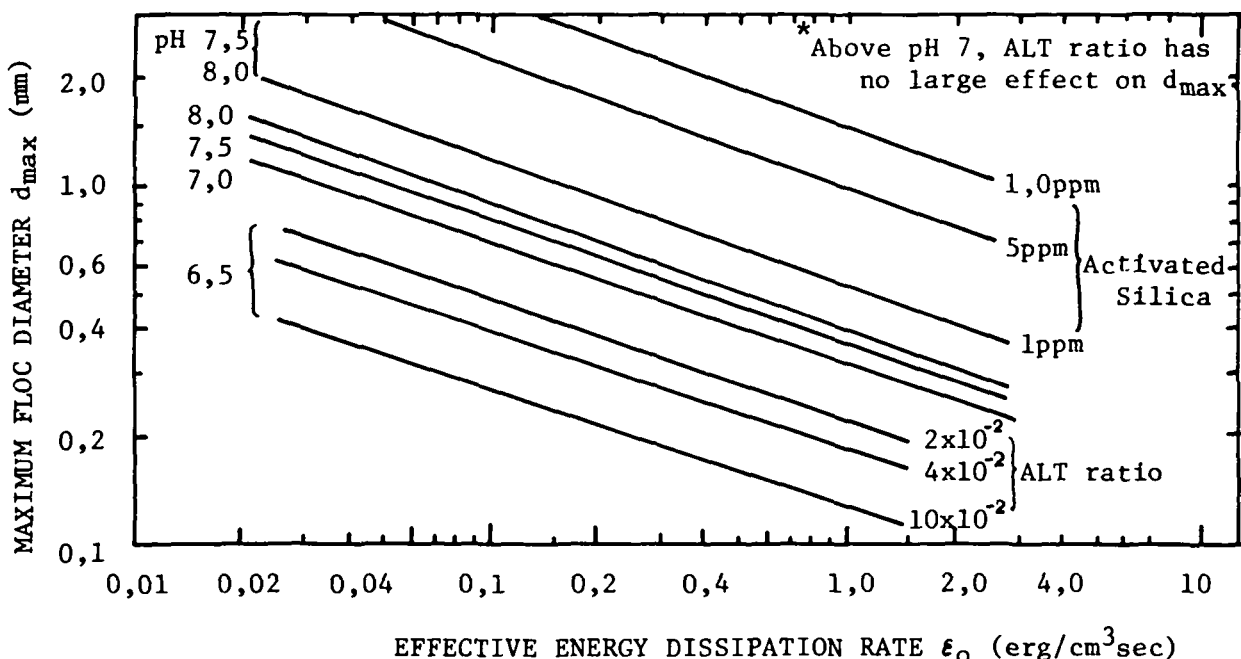


Fig. 1. Maximum Floc Diameter vs. ϵ_0

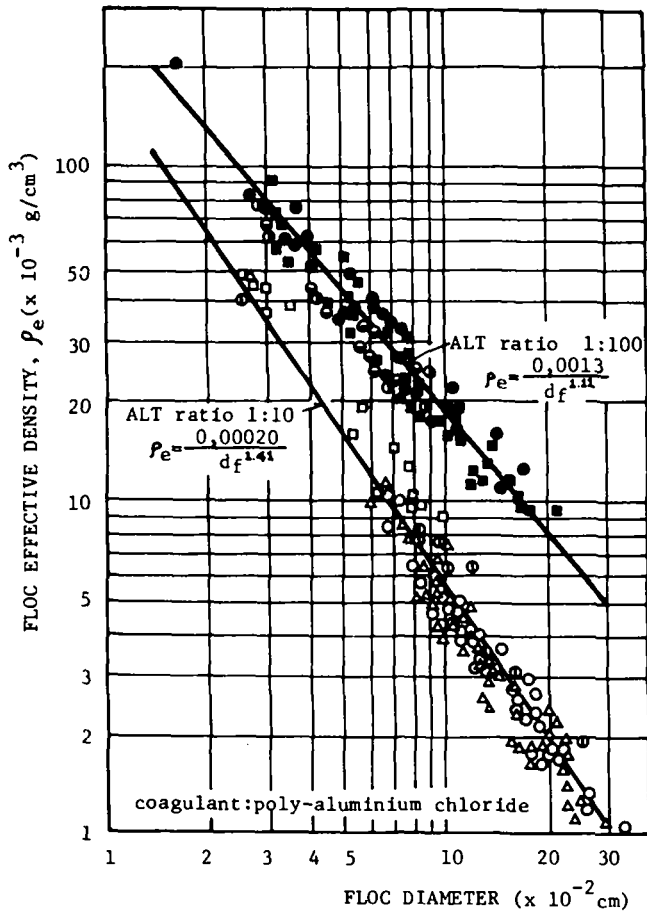


Fig. 2. Plot of Floc Density Function

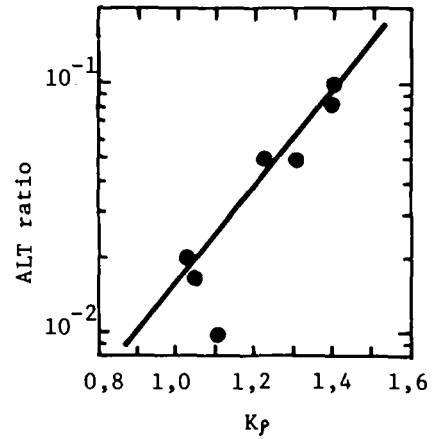
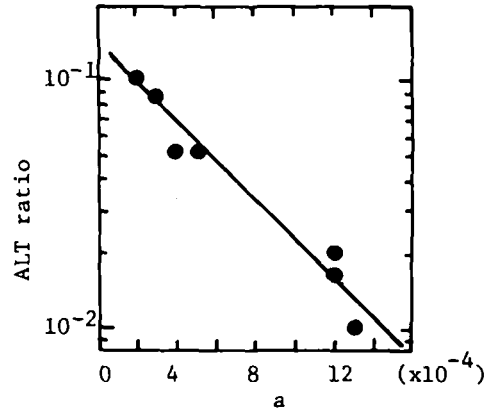


Fig. 3. Relationship between ALT ratio and Constants

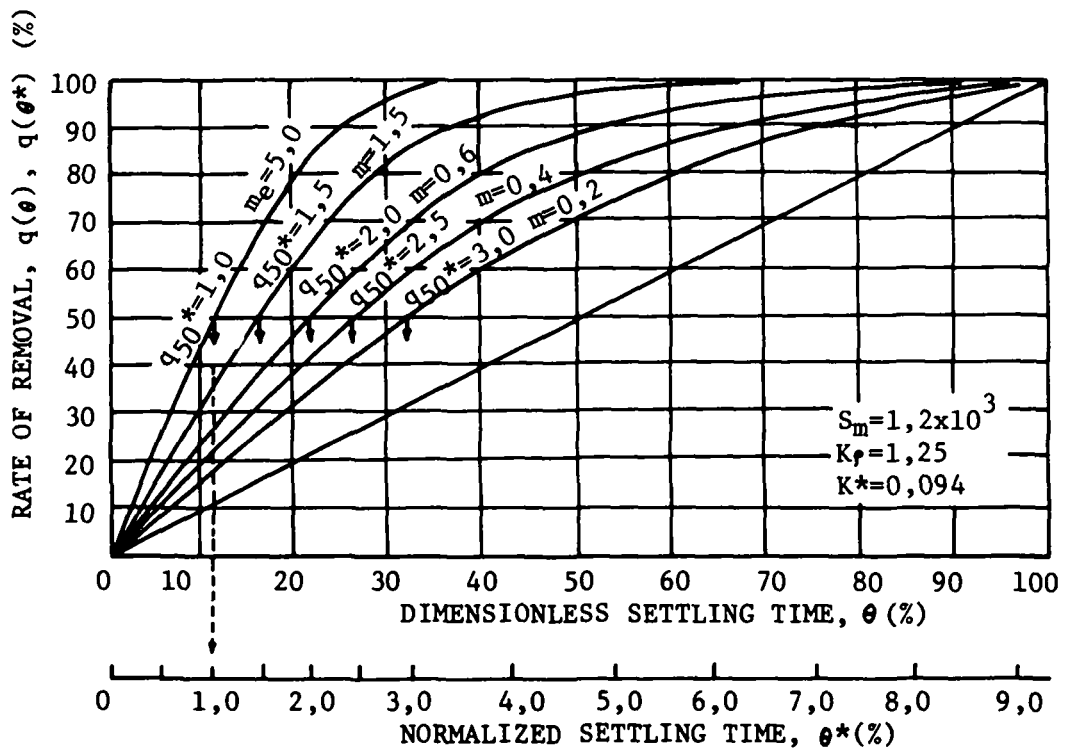


Fig. 4. Conversion of m-chart to M-chart (Experimental data)

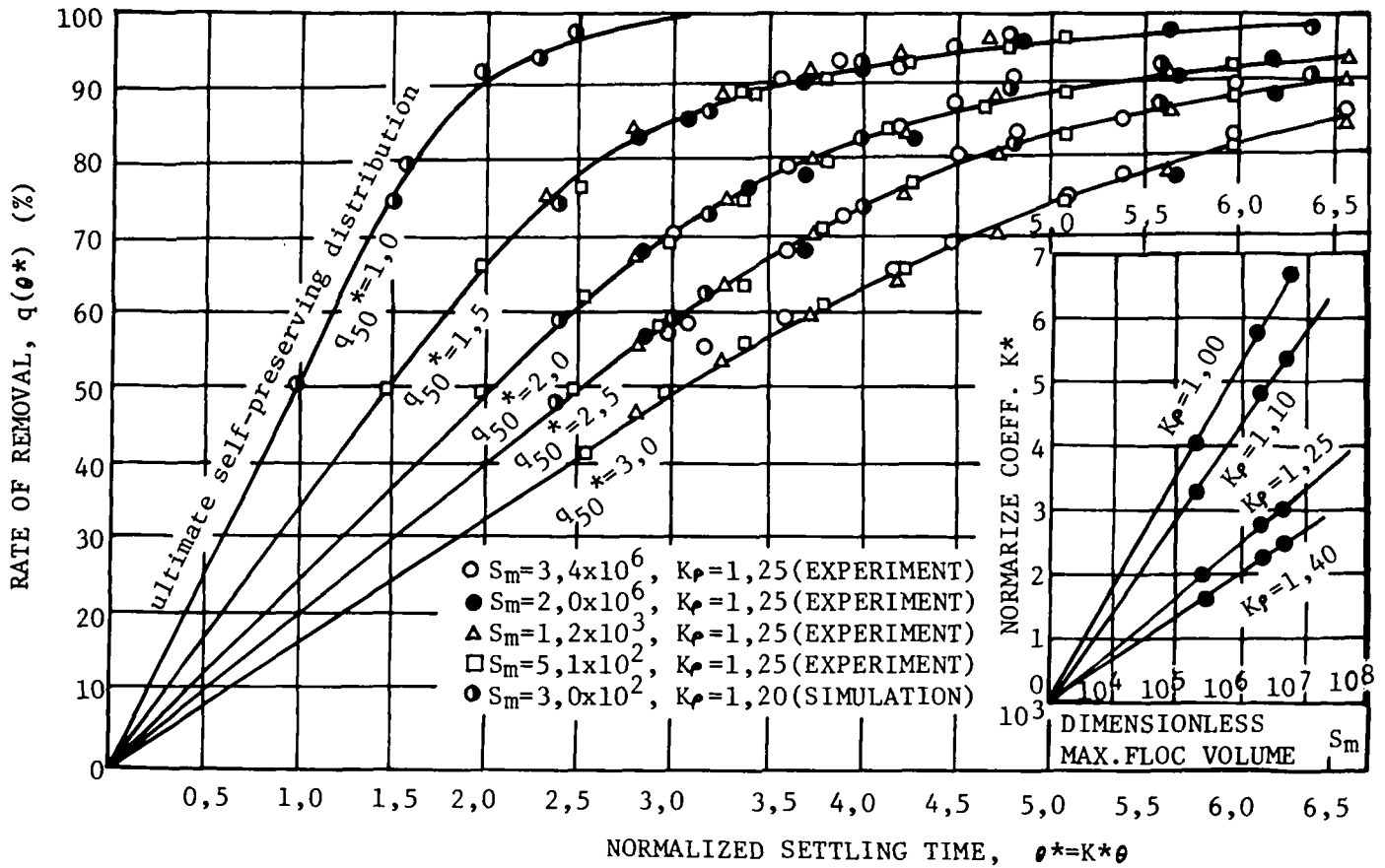


Fig. 5. Normalized M-Chart

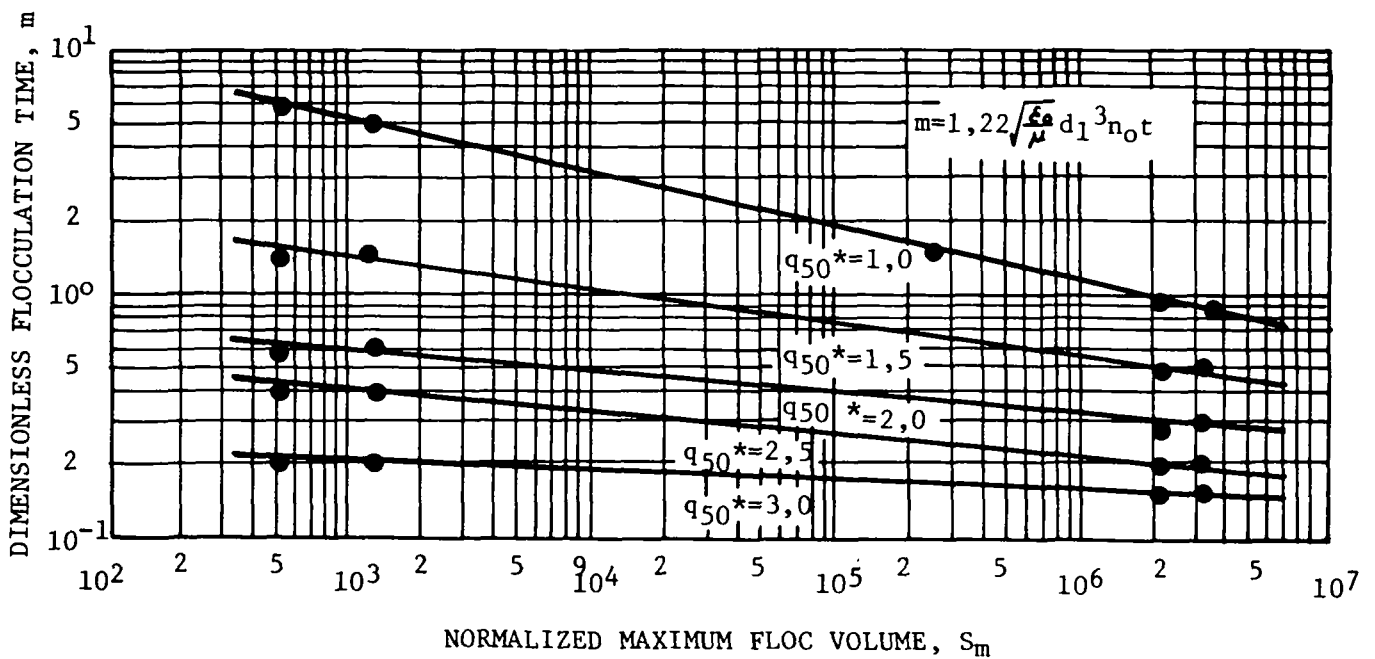


Fig. 6. Dimensionless Flocculation Time vs. S_m ($\alpha_0 = 0.3$)

4 Control charts of flocculation⁸

Numerical solutions of Equation 13 (i.e., the simultaneous differential equation with S variables) were obtained by the Runge-Kutter method with various combination of $K\rho$ and S .

From these calculated floc size distribution curves and several experimental floc size distribution curves in respect of different m -values, the author derived the m -chart shown in Figure 4. The m -chart shows the progress of the flocculation process in terms of improvement of the percentage of floc removal in an ideal settling basin with a dimensionless flocculation duration m . The abscissa of the m -chart is the dimensionless settling time defined by Equation 17.

$$\theta = \frac{t_i}{t_1} \times 100, (\%) \quad (17)$$

where, t_1 : settling time required for the primary particles to settle through a given depth (sec),
 t_i : ditto of the i -fold particles.

There is a final equilibrium floc size distribution from which no improvements in settling characteristics are anticipated with further extended agitation. All of these final equilibrium settling curves coincide if the abscissa of the m -chart at the various S_m and $K\rho$ is extended or reduced by a factor of K^* . Then the new abscissa is defined as $\theta^* = K^*\theta$.

For convenience, if we put a 50% removal on the final equilibrium settling curve which is marked at $\theta^* = 1.0$ on the new abscissa, the value of K^* can be calculated by Equation 18.

$$K^* = \frac{1.0}{\theta_{50-ult}} \quad (18)$$

where, θ_{50-ult} : dimensionless settling time required to obtain a 50% removal in the final equilibrium (i.e., ultimate) m -curve of various S_m and $K\rho$. (%)

The m -curve in which the abscissa θ is transferred to θ^* is called a normalized m -curve and is written as M -curve hereafter.

The coincidence of the final equilibrium settling curve in the M -curve shows the existence of self-preserving floc size distribution at the final stage of the floc growth process. Swift and Friedlander¹¹ found the self-preserving tendency in the flocculation of hydrosols under Brownian motion.

On the normalized m -curve, not only the ultimate settling curve but also all M -curves which have the same θ^* value at 50% removal rate, q_{50}^* , coincide. Therefore, the M -curve can be drawn as Figure 5 with the parameter of q_{50}^* . The normalized coefficient K^* is a function of S_m and $K\rho$ and is calculated from the results of numerical analyses and experiments.

The required dimensionless flocculation time, m , to attain a settling curve with a parameter of q_{50}^* in the M -chart depends on $S_m = (d_{max}/d_1)^3$ and is given in Figure 6 which is derived from the results of numerical analyses and experiments.

By using Figures 5 and 6, the improvement of sedimentation basin performance with various operations of the flocculator can be evaluated when the parameter m , S_m and $K\rho$ are given.

For example, if we assume microflocs of $d_1 = 4 \times 10^{-4}$ cm and $n_0 = 1 \times 10^6$ (1/cm³) created by the coagulation of 25 ppm clay with 1 ppm of aluminium (i.e., ALT ratio is 4×10^{-2}) are flocculated for 30 min with $\epsilon_0 = 10^{-1}$ (erg/cm³ sec) and $\mu = 10^{-2}$ (g/cm sec), the following procedures will show the improvement in settling rate. (i) From Figure 1, for aluminium floc at pH 7, d_{max} is about 0.7 mm. Then $S_m = (d_{max}/d_1)^3 =$

5.4×10^{-6} , (ii) Dimensionless time of agitation m is calculated by Equation 12 as 0.44, (iii) From Figure 6, when $S_m = 5.4 \times 10^{-6}$ and $m = 0.44$ at $\alpha_0 = 1/3$, q_{50}^* is about 1.5, (iv) From ALT ratio = 4×10^{-2} and $S_m = 5.4 \times 10^{-6}$, normalised K^* is about 2.2 from Figure 6, (v) By the flocculation, from Figure 5, the required settling time of an ideal settling basin to achieve 95% removal can be estimated to be as short as about $\theta_{95} = \theta_{95}^*/K^* = 4.5/2.2 = 2.0\%$ in comparison with the case of primary particle removal. (vi) Overflow rate of an ideal settling basin required for the 94% removal of the primary particles is about 10^{-3} cm/sec. Therefore, for this flocculated suspension the required overflow rate will be about 5×10^{-2} cm/sec = 3 cm/min. A safety factor of 1/1.5 or 1/2 would be applied in practice.

5 Contact flocculation⁷

Contact flocculation is a process in which microfloc particles with an average diameter of several μ m or a little larger are adsorbed onto large flocs with an average diameter of 10^2 to 10^3 μ m. This large well grown floc can be called a "mother floc" for the contact flocculation process.

The mother flocs in a turbulent flocculation chamber in a solids contact clarifier have already reached ultimate size distribution. Therefore, the mother floc diameters can be assumed nearly constant. Thus the rate of decrease of microflocs adsorbed onto the surface of the mother flocs can be evaluated by Equation 19 which is derived from Equation 4.

$$\frac{dn}{dt} = -\frac{12}{\sqrt{15}} \pi \bar{p} \sqrt{\epsilon_0/\mu} (D/2 + d/2)^3 Nn \quad (19)$$

$$\div -2.32 \bar{p} \sqrt{\epsilon_0/\mu} V_r n, D \gg d$$

where, D , d : average diameters of mother flocs and microflocs respectively (cm),

V_r : volume concentration of mother flocs (dimensionless),

N , n : numbers of mother flocs and microflocs per unit volume respectively (1/cm³),

\bar{p} : average collision-agglomeration factor between mother flocs and micro flocs (dimensionless).

Integrating Equation 19, the required detention time to reach a flocculation ratio X is calculated by Equations 20 and 21.

$$(1 - X) = \frac{n}{n_0} = e^{-K_c t} \quad (20)$$

$$K_c = 2.32 \bar{p} \sqrt{\epsilon_0/\mu} V_r \quad (21)$$

where, n , n_0 : number of micro flocs per unit volume at time $t = t$ and $t = 0$ (i.e., initial state) respectively (1/cm³).

The value of \bar{p} is estimated at about 1/45 in a steady turbulent field.¹² However, much higher values such as 0.3 have been estimated in the case of a pulsating (non steady) turbulent field contact flocculation.¹² In the case of a contact flocculation, $\sqrt{\epsilon_0/\mu} V_r T$ (i.e., $G_m C_o T$) is also considered to be the main index for flocculation to proceed.

If we assume $\epsilon_0 = 10^{-2}$ (erg/cm³ sec), $\mu = 10^{-2}$ (g/cm sec), $\bar{p} = 1/45$ and $V_r = 0.1$, the value of K_c is approximately 10^{-2} (1/sec). Then the time needed to reach 99% microfloc disappearance is about 6-7 min. In case of pulsating flocculation where \bar{p} is assumed to be 0.3, the time will be as short as 30-40 sec.

References

1. Smoluchowski, M., Versuch einer mathematischen Theorie der Koagulations-Kinetik Kolloider Lösungen, *Z. phys. Chem.*, Vol. 92, pp. 129-168, 1917.
2. Camp, T. R. and Stein, P. C., Velocity Gradients and Internal Work in Fluid Motion, *J. Boston Society of Civil Engrg.*, Vol. 30, pp. 219-237, 1943.
3. Camp, T. R., Flocculation and Flocculation Basins, *Trans. Amer. Soc. of Civil Eng.*, Vol. 120, pp. 1-16, 1955.
4. Levich, V. G., *Physicochemical Hydrodynamics*, Prentice-Hall Inc., pp. 213-219, 1962.
5. Tambo, N. and Watanabe, Y., Rational Design of Flocculators (II), *J. Japan Water Works Assoc.*, No. 441, pp. 2-14, 1971.
6. Tambo, N. and Watanabe, Y. A Study on Aluminium Floc Density (I), (II) and (III), *J. Japan Water Works Assoc.*, No. 397, pp. 2-10, 1967, No. 410, pp. 14-17, 1968, and No. 445, pp. 2-9, 1971, respectively.
7. Tambo, N., Hozumi, H. and Watanabe, Y., Rational Design of Flocculators (I), *J. Japan Water Works Assoc.*, No. 431, pp. 20-27, 1970.
8. Tambo, N. and Watanabe, Y., Rational Design of Flocculators (V), *J. Japan Water Works Assoc.*, No. 457, pp. 14-17, 1972.
9. Tambo, N. and Watanabe, T., Rational Design of Flocculators (III), *J. Japan Water Works Assoc.*, No. 449, pp. 2-9, 1972.
10. Tambo, N., Yamada, K. and Hozumi, H., A Study on Aluminium Floc Strength, *J. Japan Water Works Assoc.*, No. 427, pp. 4-15, 1970.
11. Swift, D. L. and Friedlander, S. K., The Coagulation of Hydrosols by Brownian Motion and Laminar Shear Flow, *J. Colloid Sci.*, Vol. 19, pp. 621-647, 1964.
12. Hozumi, H. and Tambo, N., Rational Design of Suspend Solids Contact Clarifiers (I), *Kogyo-Yosui (J. Japan Industrial Water Assoc.)*, No. 192, pp. 17-29, 1974.

Coagulation et floculation

Part II: Flocculation

par Professeur N. Tambo, DE

Département de Génie sanitaire, Faculté de Technologie, Université de Hokkaido, Sapporo 060, Japon

1 Equation de collision des floccs

(a) Equation de base

La première théorie de la cinétique de la floculation a été développée par Smoluchowski en condition d'écoulement laminaire et de mouvement Brownien.¹ Camp^{2,3} a proposé une valeur G et une valeur $G \cdot T$ comme critère d'étude d'un flocculateur basé sur un traité théorique du régime d'écoulement laminaire suivant les équations 1 et 2.

$$N_{grad} = \frac{4}{3} G_m d^3 n^2 \quad (1)$$

où: N_{grad} : nombre de contacts par unité de temps par unité de volume ($1/cm^3 \text{ sec}$), G_m : gradient moyen de vitesse dans le fluide ($1/sec$), d : diamètre de particule (cm); n : nombre de particules par unité de volume ($1/cm^3$).

$$G_m = \sqrt{\varepsilon_m / \mu} \quad (2)$$

où: ε_m : vitesse de dissipation d'énergie du bassin ($erg/cm^3 \text{ sec}$), μ : viscosité absolue du fluide ($g/cm \text{ sec}$).

Cependant, pratiquement, aucun flocculateur n'est exploité en écoulement laminaire. En régime d'écoulement turbulent, Levich⁴ a dérivé l'équation 3 pour évaluer le nombre de contacts par unité de volume d'une suspension basé sur le concept de turbulence localement isotropique et la condition de contrôle de vitesse de diffusion visqueuse à faible distance.

$$N_{turb} = 12 \pi \beta \sqrt{\varepsilon_o / \mu} d^3 n^2 \quad (3)$$

où: β : constante = $1 \sqrt{15^3}$, ε_o : vitesse effective de dissipation d'énergie du bassin ($erg/cm^3 \text{ sec}$); ε_o peut être grossièrement estimée à $\varepsilon_o \doteq (0,1 \sim 0,15) \varepsilon_m^3$.

En raison de la similarité des équations 2 et 3, la valeur G de Camp peut toujours être qualitativement utilisée pour l'étude d'un flocculateur turbulent.

(b) Equation de collision entre des particules d'ordre i et j

Au commencement, juste après le mélange éclair, on peut estimer que toutes les particules ont un diamètre à peu près similaire d_i . L'auteur définit comme particule d'ordre i celle qui contient i particules primaires dans un flocc. Au cours de la floculation de nombreuses tailles de flocc apparaissent. Parmi elles, le nombre de collisions entre les particules d'ordre i et celle d'ordre j par unité de volume par unité de temps, N_{ij} , peut être calculé d'après l'équation 4 dérivée de l'équation 3.

$$N_{ij} = 12 \pi \beta \sqrt{\varepsilon_o / \mu} (1/2 \cdot d_i + 1/2 \cdot d_j)^3 n_i n_j = A(i^3 + j^3)^3 n_i n_j \quad (4)$$

où: d_i /diamètre de la particule primaire (cm), $d_i = d_1 i^3$,

$d_j = d_1 j^3$: diamètre des particules d'ordre i et j respectivement (cm), n_i, n_j : nombre de particules d'ordre i et j par unité de volume respectivement ($1/cm^3$).

Au cours de la croissance du flocc, beaucoup d'eau s'introduit dans l'espace vide des particules de flocc agglomérées. Ainsi la densité du flocc diminue avec l'augmentation de la taille du flocc (Voir §3). Quand la densité effective d'une particule d'ordre i , ρ_{ei} , est définie par l'équation 5 et quand on considère le bilan matériel d'une particule, nous avons l'équation 6 qui décrit le diamètre relatif des particules primaires et d'ordre i en tenant compte des changements de la densité effective.

$$\rho_{ei} = \rho_i - \rho_w \quad (5)$$

$$d_i^3 \rho_{ei} = i d_1^3 \rho_{e1} \quad (6)$$

où: ρ_{ei} : densité effective d'un flocc d'ordre i (g/cm^3), ρ_i : densité d'un flocc d'ordre i (g/cm^3), ρ_w : densité de l'eau (g/cm^3).

On peut voir de l'équation 7⁶ l'existence d'une fonction de la densité du flocc par rapport au diamètre du flocc et sa densité effective correspondante.

$$\rho_{ei} = \frac{a}{(d_i/1)^{K\rho}}, \quad d_i > 10 \sim 20\mu \quad (\text{Voir fig. 2}) \quad (7)$$

où: $a, K\rho$: constantes dépendant des conditions de la coagulation (g/cm^3), (—).

Des équations 6 et 7,

$$d_i = i^{\frac{1}{3-K\rho}} d_1 \quad (8)$$

De même, l'équation 4 peut être modifiée en 9 en introduisant les variations de densité du flocc.

$$N_{ij} = A(i^{\frac{1}{3-K\rho}} + j^{\frac{1}{3-K\rho}})^3 n_i n_j \quad (9)$$

2 Développement de l'équation de croissance du flocc^{7,8}

On peut dériver l'équation 13 de la croissance du flocc si l'on admet les prémisses suivantes:

(1) Le nombre de particules d'ordre R s'accroît à chaque collision effective de particules d'ordre i et j , car $i + j = R$, et diminue à chaque collision effective entre des particules d'ordre R .

(2) Les particules de flocc peuvent s'accroître jusqu'à la particule d'ordre S (c'est à dire la taille maximale de flocc qui puisse être atteinte sous une agitation donnée) sans rupture. Alors la combinaison de particules d'ordre i et j qui crée une particule d'ordre R plus grande qu'une particule d'ordre S se désintègre en particules d'ordre i et j dès le moment de cette création, c'est à dire que cette collision est inefficace pour la croissance du flocc.

(3) La densité des particules de flocc diminue avec l'augmentation de la taille du flocc comme dans l'équation 7.

(4) Parmi N_{R1} collisions, $\alpha_R N_R$ collisions sont efficaces pour l'agglomération. Ici α_R est défini comme le coefficient de collision-agglomération et est considéré comme une fonction de la taille du floc. D'après une analyse quantitative de simulations sur ordinateur et des vérifications expérimentales, on propose pour la fonction α_R de collision-agglomération l'équation 10.⁹

$$\alpha_R = \alpha_0 \left(1 - \frac{R}{S+1}\right)^6 \quad (10)$$

où: α_0 : facteur initial de collision-agglomération dépendant de la couverture par des coagulants des particules primaires (—); normalement, α_0 est environ 1/3—1/4; S: nombre de particules primaires contenues dans le floc maximal sous une intensité d'agitation donnée (—).

Si l'on introduit les variables sans dimension comme équations 11 et 12, on peut écrire en 13 l'équation de croissance du floc.

$$N_i = \frac{n_i}{n_0}, \sum_{i=1}^S i N_i = 1 \quad (11)$$

$$m = A n_0 t = 1,22 \sqrt{\epsilon_0/\mu} d_1^3 n_0 t \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \frac{dN_R}{dm} = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{R-1} \alpha_0 \left(1 - \frac{R}{S+1}\right)^6 \left[i^{\frac{1}{3-K\rho}} \right. \\ & + (R - i^{\frac{1}{3-K\rho}})^3 N_i N_{R-i} \\ & \left. - N_R \sum_{i=1}^{S-R} \alpha_0 \left(1 - \frac{R+i}{S+1}\right)^6 \left[i^{\frac{1}{3-K\rho}} + R^{\frac{1}{3-K\rho}} \right]^3 N_i \right] \end{aligned} \quad (13)$$

3 Trois paramètres majeurs de floculation, m, S et $K\rho$

Grâce à l'équation 13, on peut décrire le processus de croissance du floc quand on connaît les trois paramètres sans dimension m, S et $K\rho$.

La valeur de m est le temps de floculation sans dimension défini par l'équation 12; elle est proportionnelle à $G_m C_0 t$ où C_0 est la concentration en volume des particules de floc primaires. Donc l'obtention d'une croissance de floc dans un flocculateur peut être évaluée par la valeur $G_m C_0 T$ au lieu de la valeur $G_m T$ de Camp, où T est la durée de séjour dans le flocculateur.

L'équation 14 permet de calculer la valeur de S qui représente le nombre de particules primaires dans le floc de taille maximale atteinte dans une certaine condition d'agitation. Le diamètre maximal du floc, d_{max} , sous une certaine agitation, c'est à dire un certain taux de dissipation de l'énergie turbulente, est donné par l'équation 15, dérivée de la théorie de la turbulence localement isotrope de Kolmogoroff.¹⁰

$$S = S_m^{\frac{1}{3-K\rho}}, S_m = \left(\frac{d_{max}}{d_1}\right)^3 \quad (14)$$

$$\begin{aligned} d_{max} &= K' \epsilon_0^{-\frac{1}{1+K\rho}}, d \gg \lambda_0 \\ d_{max} &= K \epsilon_0^{-\frac{3}{2(3+K\rho)}}, d \ll \lambda_0 \end{aligned} \quad (15)$$

où: d_{max} : diamètre maximal du floc dans une condition d'agitation donnée (cm), ϵ_0 : taux de dissipation d'énergie (erg/cm³ sec), λ_0 : micro-échelle de la turbulence, $\lambda_0 = (\nu^3 \rho_w / \epsilon_0)^{1/4}$, ν : viscosité cinématique du fluide (cm² sec), K' , K : constantes indiquant la force du-floc (dimension variable suivant la valeur de $K\rho$).

La relation est expérimentalement prouvée comme le montre la fig. 1. En pratique, on utilise l'équation du sous-domaine visqueux (c. à d. $d \ll \lambda_0$). Comme le

montre la fig. 3, les valeurs de $K\rho$ pour les flocs d'argile alumineuse sont de l'ordre de 1,0 et 1,5 et le taux effectif de dissipation d'énergie ϵ_0 est proportionnel à la troisième puissance de la vitesse de rotation de la pale du flocculateur, N_r en agitation turbulente. La taille du floc maximal dans le sous-domaine visqueux est donnée par l'équation 16.

$$d_{max} = K \epsilon_0^{-(0,38 \sim 0,33)} \propto N_r^{-(1,1 \sim 1,0)}, d \ll \lambda_0 \quad (16)$$

Le résultat explique la notion empirique que le diamètre du floc est inversement proportionnel à la vitesse de rotation de l'agitateur.

La valeur $K\rho$ dans la fonction de densité du floc (équation 7) est fortement influencée par le rapport de la dose de coagulant aux suspensions colloïdales originales. Dans le cas des flocs d'argile alumineuse, le ratio ALT (c.à d. la concentration d'aluminium sur la concentration d'argile en suspension) définit les valeurs de la constante de la fonction de densité du floc a été $K\rho$ comme le montre la fig. 3.

Fig. 1. Diamètre maximal du floc en fonction de ϵ_0 (Page 19).

Fig. 2. Tracé de la fonction de densité du floc (Page 20).

Fig. 3. Relation entre le ratio ALT et les constantes a et $K\rho$ (Page 20).

4 Abaque de contrôle de la floculation⁸

On a obtenu par la méthode de Runge-Cutter avec différentes combinaisons de $K\rho$ et de S des solutions numériques de l'équation 13, c. à d. l'équation différentielle simultanée avec S variables.

De ces courbes de distribution de la taille du floc calculées et de diverses courbes expérimentales de distribution de la taille du floc tenant compte de différentes valeurs de m, l'auteur a dérivé l'abaque m reproduit à la fig. 4. L'abaque m montre le progrès du processus de floculation en termes d'amélioration du pourcentage de floc enlevé dans un bassin idéal ayant une durée de floculation sans dimension m. En abscisse de l'abaque m on a le temps de décantation sans dimension défini par l'équation 17.

$$\theta = \frac{t_i}{t_1} \times 100, (\%) \quad (17)$$

où: t_1 est le temps de décantation requis pour que les particules primaires décantent sur une profondeur donnée (sec), t_i : dito pour les particules de l'ordre i.

Fig. 4. Conversion du diagramme m en diagramme M (Données expérimentales) (Page 20).

Il y a un équilibre final de distribution de taille de floc à partir duquel on ne peut pas attendre d'amélioration des produits décantables en poursuivant l'agitation. Toutes ces courbes d'équilibre final de décantation coïncident, si les abscisses de l'abaque en m pour les divers S_m et $K\rho$ sont agrandies ou réduites d'un facteur K^* . Les nouvelles abscisses sont alors définies comme $\theta^* = K^* \theta$.

Par commodité, si nous plaçons un enlèvement de 50% sur la courbe de décantation d'équilibre final marquée $\theta^* = 1,0$ sur la nouvelle abscisse, la valeur de K^* peut être calculée par l'équation 18.

$$K^* = \frac{1,0}{\theta_{50-ult}} \quad (18)$$

où: θ_{50-ult} : temps de décantation sans dimension,

nécessaire pour obtenir un enlèvement de 50% dans la courbe m d'équilibre final (c. à d. ultime) de divers S_m et K_p . (%)

La courbe m dont l'abscisse θ est transférée à θ^* est appelée courbe m normalisée et sera écrite ci-dessous M.

La coïncidence de la courbe de décantation d'équilibre final dans la courbe M montre l'existence d'une distribution de taille de floc auto-entretenu au stade final de croissance du floc. Swift et Friedlander¹¹ ont retrouvé la nature auto-entretenu dans la floculation d'hydrosols en mouvement Brownien.

Sur la courbe m normalisée, non seulement la courbe de décantation ultime, mais aussi toutes les courbes M qui ont la même valeur de θ^* à 50% de taux d'enlèvement, q_{50}^* , coïncident. Donc on peut tracer la courbe M de la fig. 5 avec le paramètre q_{50}^* . Le coefficient normalisé K^* est une fonction de S_m et de K_p et se calcule d'après les résultats des analyses numériques et les expériences.

Le temps de floculation sans dimension m nécessaire pour atteindre une courbe de décantation avec un paramètre de q_{50}^* dans l'abaque M dépend de $S_m = (d_{max}/d_1)^3$: il est donné par la fig. 6 d'après les résultats d'analyses numériques et d'expériences.

En utilisant les fig. 5 et 6 on peut évaluer l'amélioration du rendement du décanteur avec les diverses opérations du flocculateur quand les paramètres m, S_m et K_p sont donnés.

Fig. 5. Diagramme M normalisé (Page 21).

Fig. 6. Temps de floculation sans dimension en fonction de S_m ($\alpha_0 = 0,3$) (Page 21).

Par exemple, si nous admettons que des microflocs de $d_1 = 4,10^{-4}$ cm et $n_0 = 1,10^6$ ($1/cm^3$) créés par la coagulation de 25 ppm d'argile avec 1 ppm d'aluminium (c. à d. que le ratio ALT est de $4,10^{-2}$) sont floculés pendant 30 mn avec $\epsilon_0 = 10^{-1}$ (erg/cm³ sec) et $\mu = 10^{-2}$ (g/cm sec), les procédures suivantes montreront l'amélioration du taux de décantation.

(I) De la fig. 1, pour un floc d'aluminium à pH 7, d_{max} est environ 0,7 mm. Alors $S_m = (d_{max}/d_1)^3 = 5,4 \cdot 10^6$,

(II) le temps sans dimension d'agitation m se calcule d'après l'équation 12 égal à 0,44,

(III) d'après la fig. 6, quand $S_m = 5,4 \cdot 10^6$ et $m = 0,44$ à $\alpha = 1/3$, q_{50}^* est environ 1,5,

(IV) pour un ratio ALT = 4 et $S_m = 5,4 \cdot 10^6$, le K^* normalisé est d'environ 2,2 d'après la fig. 6.

(V) par la floculation, d'après la fig. 5, on peut estimer que le temps de décantation d'un décanteur idéal pour un rendement de 95% est réduit à environ $\theta_{95} = \theta^*_{95}/K^* = 4,5/2,2 = 2\%$ par rapport à l'enlèvement primaire de particules.

(VI) La vitesse de surverse d'un décanteur idéal nécessaire pour l'enlèvement de 95% des particules primaires est d'environ 10^{-3} cm/sec. En conséquence, pour cette suspension floculée, la vitesse de surverse requise sera d'environ $5,10^{-2}$ cm/sec = 3 cm/mn. En pratique cette valeur sera multipliée par un certain facteur de sécurité tel que 1/1,5 ou 1/2.

5 Floculation de contact⁷

La floculation de contact est un processus dans lequel des particules de microfloc de quelques μm ou un peu plus grandes sont adsorbées sur un gros floc de diamètre moyen 10^2 à $10^3 \mu m$. Ce gros floc bien développé peut être appelé "floc mère" pour la floculation de contact.

Les flocs mères dans la chambre de floculation turbulente d'un clarificateur à contact de solides ont déjà atteint leur distribution de tailles ultime. On peut donc admettre que les diamètres des flocs mères sont à peu près

constants. Donc le taux de disparition des microflocs adsorbés sur la surface des flocs mères peut être évalué par l'équation 19 dérivée de l'équation 4.

$$\frac{dn}{dt} = -\frac{12}{\sqrt{15}} \pi \bar{p} \sqrt{\epsilon_0/\mu} (D/2 + d/2)^3 Nn$$

$$\doteq -2,32 \bar{p} \sqrt{\epsilon_0/\mu} V_f n, D \gg d \quad (19)$$

où: D, d: diamètres moyens des flocs mères et des microflocs respectivement (cm), V_f : concentration en volume des flocs mères (—), N, n: nombre de flocs mères et microflocs respectivement ($1/cm^3$), \bar{p} : facteur moyen de collision-agglomération entre flocs mères et microflocs (—).

En intégrant l'équation 19 on peut calculer d'après les équations 20 et 21 le temps de séjour nécessaire pour atteindre un ratio de floculation X

$$(1 - X) = \frac{n}{n_0} = e^{-K_c t} \quad (20)$$

$$K_c = 2,32 \bar{p} \sqrt{\epsilon_0/\mu} V_f \quad (21)$$

où: n, n_0 : nombre de microflocs par unité de volume aux temps $t = t$ et $t = 0$ (état initial) respectivement ($1/cm^3$).

On estime la valeur de \bar{p} à environ 1/45 dans un champ turbulent constant.¹² Mais on admet une valeur bien plus élevée, jusqu'à 0,3, en cas de floculation dans un champ de contact turbulent pulsant (non constant).¹² En cas de floculation de contact, on considère aussi que $\sqrt{\epsilon_0/\mu} V_f T$ (c'est à dire $G_m C_o T$) est aussi l'indice principal pour le processus de floculation.

Si l'on admet $\epsilon_0 = 10^{-2}$ (erg/cm³ sec), $\mu = 10^{-2}$ (g/cm sec), $\bar{p} \doteq 1/45$ et $V_f = 0,1$, la valeur de K_c est d'environ 10^{-2} . Alors le temps nécessaire pour atteindre 99% de disparition de microfloc est d'environ 6 à 7 minutes. En cas de floculation pulsante, où l'on admet que \bar{p} est de 0,3, ce temps sera réduit à 30-40 sec.

Bibliographie (Page 23).

Flotation

by T. Zabel, Ph.D., Dipl.-Ing.

Water Research Centre, UK

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply

1 Introduction

Flotation is a very effective method of solid-liquid separation which has been extensively used in the mineral industry for many years. The increasingly stringent demands on the quality of effluents discharged to water courses, the increasing charges for effluent disposal, the cost savings resulting from by-product recovery and the need for the recycling of water have focussed attention of flotation for waste water treatment. Flotation has found application for the removal of hydrocarbons, fats and fibres and for the treatment of meat and poultry processing waste waters. In addition, flotation has been used in sewage treatment and for the thickening of activated sludge.

In potable water treatment, sedimentation is the most widely used prefiltration process for removing readily settleable solids. However, many raw water sources contain low density particles such as algae which have a tendency to float, thus causing problems at the sedimentation stage. In particular, nutrient-rich stored waters which can contain heavy algal blooms are difficult to treat by sedimentation. Attention has therefore been directed towards flotation to deal with such problems especially in view of the current emphasis on raw water storage in managing water resources in the United Kingdom.

2 Types of flotation processes

Flotation may be defined as the transfer of a solid from the body of a liquid to the surface by means of bubble attachment. The different methods of producing the bubbles give rise to the different types of flotation process which are dispersed-air flotation, dissolved-air flotation and electrolytic flotation.

2.1 Dispersed-air flotation

One form of dispersed-air flotation, termed froth flotation, requires generally violent agitation, usually by impellers, for aeration and dispersion of the processed liquid. To promote solid-liquid separation, collectors and frothing agents are employed (figure 1).

In another form of dispersed-air flotation the air bubbles are produced by diffusing the air through a porous media into the flotation cell. This process is called foam flotation (figure 1). The bubble size produced in dispersed-air flotation systems is large, in the order of 1 mm diameter. The main application for dispersed-air flotation is in minerals refining.

2.2 Dissolved-air flotation

In dissolved-air flotation the bubbles are generated by the reduction of the pressure of a water stream saturated with air. The air precipitates in the form of fine bubbles, usually of less than 0,1 mm diameter, without any violent agitation of the process stream (figure 1).

This process is suitable for the treatment of water and wastewater¹.

Dissolved-air flotation was originally developed in the form of vacuum flotation for the pulp and paper industry².

In vacuum flotation the air bubbles are generated by reducing the surface pressure of the process liquid which is originally at atmospheric pressure, the amount of air available being limited by the maximum achievable vacuum.

At present, the most widely used dissolved-air flotation process is pressure flotation in which air dissolved in water under pressure is released in the form of small air bubbles by discharge to atmospheric pressure. Pressure flotation has achieved greater acceptance than vacuum flotation, because a larger pressure difference can be used than in vacuum flotation. The larger pressure difference available in pressure flotation enables the process to operate by recycling only part of the treated water, thus avoiding severe agitation of the process stream as is required in dispersed-air flotation.

Another form of dissolved-air flotation is the recently developed "Microflotation" process³. In this process the entire volume of water is subjected to the increased pressure. This is achieved by passing the water down and up a column approximately 10 m deep. In the down-flow section the water is aerated and air dissolves in the water because of the increase in hydrostatic pressure. As the water rises in the up-flow section some of the air is released in the form of small bubbles. Application of this process has been restricted so far to small sewage and effluent treatment plants.

2.3 Electrolytic flotation

Electrolytic or electro-flotation⁴ uses electrolysis to generate small bubbles of oxygen and hydrogen similar in size to those produced in dissolved air flotation (figure 1). This method has been used for waste reclamation and for the thickening of sewage sludge. One problem often encountered in electro-flotation is the fouling of the electrodes.

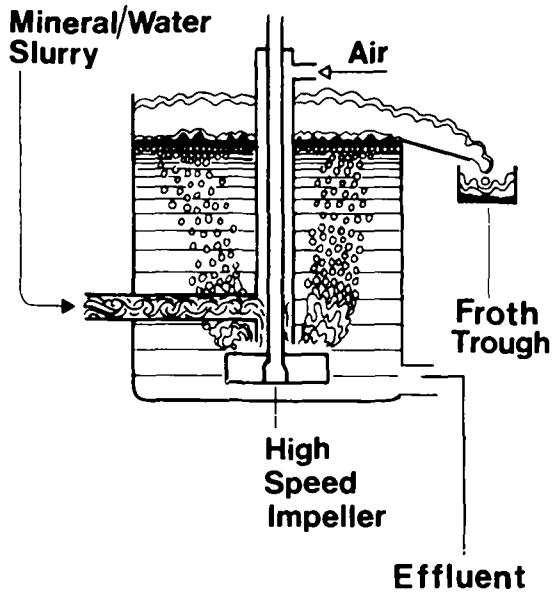
3 Development and application of flotation in water treatment

Water and effluent treatment usually requires a low-cost process capable of handling large volumes of water containing low concentrations of suspended solids.

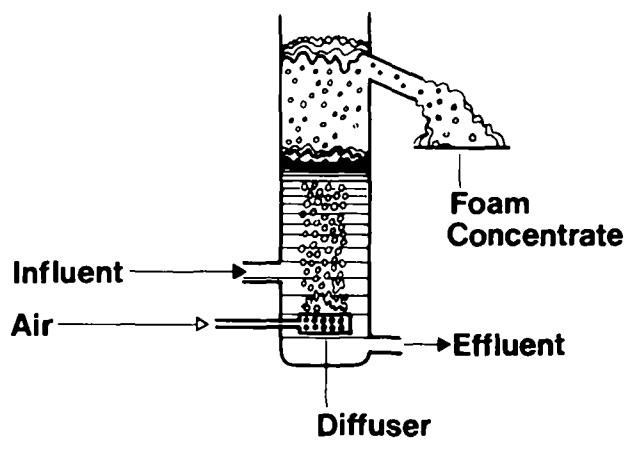
Dispersed-air and electro-flotation have been used in wastewater treatment, but in recent years dissolved-air flotation has become the more acceptable process for both water and wastewater treatment because of performance and economic reasons. For some small-scale effluent treatment applications, however, electro-flotation may be more economical.

Dissolved-air flotation is more suitable for potable water treatment than dispersed-air flotation because the air bubble size produced is small, and therefore a larger number of air bubbles per unit volume of air dissolved

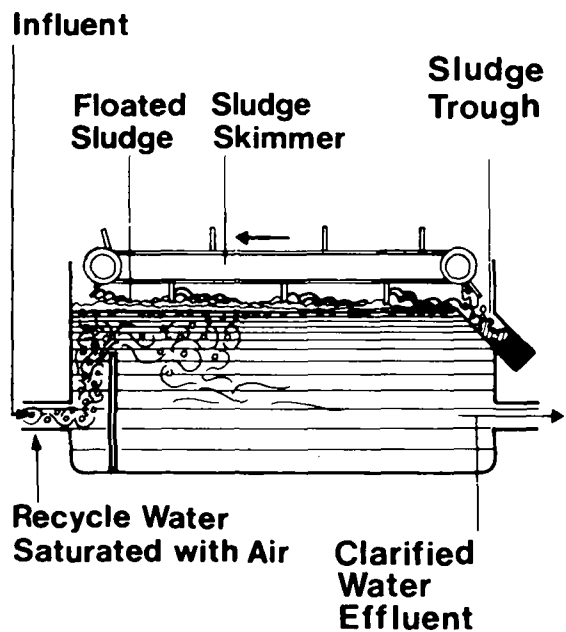
Dispersed Air Flotation - Froth Flotation



Dispersed Air Flotation - Foam Flotation



Dissolved Air Flotation



Electrolytic Flotation

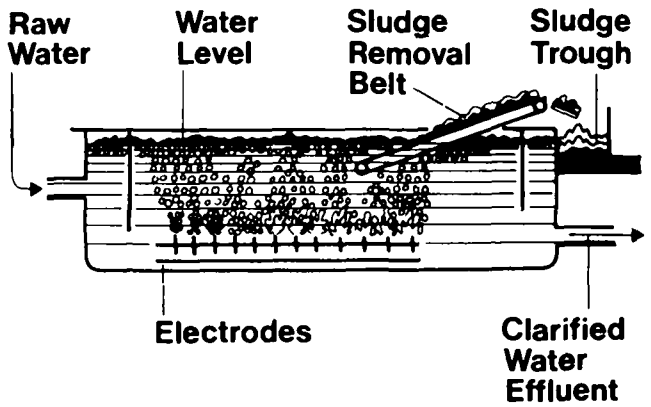


Figure 1. Types of flotation plant

can be produced. These small air bubbles are sufficient in size to remove the light flocs produced during the flocculation of the raw water.

In addition, surface active agents such as collectors and frothing agents are not required⁵ and the process does not involve violent agitation which would result in the break-up of the fragile flocs formed by the agglomeration of the low concentration solids.

The application of dissolved-air flotation for the clarification of raw surface waters has been mainly confined to the Scandinavian countries, with plant sizes ranging from 2,8 l/s to 830 l/s. Only recently have manufacturers in the United Kingdom and the rest of Europe started to offer dissolved-air flotation as an alternative to sedimentation.

The first full-scale water treatment plant in the United Kingdom using dissolved-air flotation was commissioned in 1976 at the Glendye Treatment Works of the Grampian Regional Council, Scotland. Four additional plants have since been built for the Wessex and Southern Water Authorities, mainly to alleviate their drought problems during the dry summer of 1976. The uprating of an existing horizontal sedimentation plant by conversion to a dissolved-air flotation plant has been described⁶. In addition two further contracts for dissolved-air flotation plants treating 200 l/s have been awarded.

4 Water Research Centre flotation programme

In 1969 the Water Research Association (now the Water Research Centre, WRC) initiated a study into the use of dissolved-air flotation as an alternative to sedimentation for potable water treatment, mainly for waters with potential algal problems. At that time studies had been conducted in South Africa using flotation for the removal of algae from sewage stabilization pond effluent⁷. Only in Scandinavia was dissolved-air flotation used commercially for the production of potable water.

Initially, a literature survey⁸ was carried out by the WRC which showed that flotation was a versatile solid-liquid separation method, and it provided sufficient evidence as to the potential value of dissolved-air flotation for potable water treatment. This was followed by laboratory studies⁵ using a flotation jar test apparatus⁹ to evaluate the performance of flotation on different raw waters and to investigate some of the process parameters such as coagulant dose, pH and volume of pressurised water added. These tests indicated the technical feasibility of using flotation for the clarification of different surface waters, such as lowland river waters, stored waters heavily laden with algae and upland coloured waters.

The work also showed that flotation was a rapid process and that surface active agents, as often needed in dispersed-air flotation, were not required.

The encouraging results obtained from the laboratory studies led to pilot plant work treating water from the Thames, a lowland river^{10,11}. The pilot plant work confirmed that dissolved-air flotation was a technically feasible alternative to sedimentation for the clarification of a lowland river water, with certain process advantages such as shorter treatment times, better algal removal, thicker sludge and shallower tanks. The work also indicated a need for efficient flocculation and that the chemical requirement was the same as for sedimentation.

However, several areas required further research such as the effectiveness of dissolved-air flotation for the treatment of a variety of different waters, the most effective method of sludge removal and the scale-up to

full-scale water treatment plants. At that time several water undertakings, with particular treatment problems, were interested in dissolved-air flotation pilot plants. It was, therefore, decided to embark on a joint investigation programme coordinated by the WRC. Five large-scale pilot plants treating 26,4 l/s were constructed to treat different raw waters, namely: a stored, eutrophic water with algal problems during the summer (Ardleigh, Ardleigh Reservoir Committee); a soft, highly-coloured stored water (Arnfield, North West Water Authority); a turbid river water (Strensham, Severn-Trent Water Authority); a hard, flashy stream with potential algal problems (Bucklesham, Anglian Water Authority); and a three-day stored river water with algal problems (Langham, Essex Water Company).

The results obtained from these plants confirmed the potential of dissolved-air flotation as an alternative to sedimentation, especially for stored waters with algal problems and for soft, highly-coloured, stored waters.

5 Design parameters for flotation plants

The design data for the five large-scale 26,4 l/s flotation pilot plants were established on the 2,3 l/s pilot plant treating River Thames water and are described in references¹¹ and ¹². In this paper only a few selected data obtained from the different plants will be presented to show either factors important for the design of a flotation plant, or to highlight the potential of flotation as an alternative to other primary treatment processes, especially sedimentation.

The basic design of the five 26,4 l/s plants was similar and has been described in detail elsewhere^{13,14}. A schematic diagram of one of the plants is shown in Figure 2.

The plant consisted of a flash mixer and three-stage mechanical flocculation followed by the flotation tank. Part of the treated water was recycled, pressurized and saturated with air in a packed tower. The recycle was introduced to the flocculated water stream via a bank of 12 patented WRC air injection nozzles. Across the nozzles the pressure was reduced to atmospheric pressure releasing the air in the form of fine air bubbles. The float was removed by flooding or mechanical scraping. The residence time in the flocculation was 12 minutes and in the flotation tank 8 minutes, giving a total treatment time before filtration of 20 minutes. Pilot filters were installed at all plant sites to filter part of the flotation treated water in order to compare the filtration performance with that obtained by filtering water from the main works treatment plant. Where possible the flotation plant performance has been compared with the waterworks' equivalent primary clarification plant, treating the same raw water.

Parameters investigated during the pilot plant trials included the influence on the flotation treated water quality of: raw water quality (Section 5.1); flocculation conditions (Section 5.2); quantity of air required (Section 5.3); sludge removal (Section 5.4) and the filtration of flotation treated water (Section 5.5).

5.1 Influence of the raw water quality on the flotation treated water quality

As the raw water supplied to the various plants was so different, the effect of the raw water quality on the performance of the flotation plant will be discussed separately for the various raw water types.

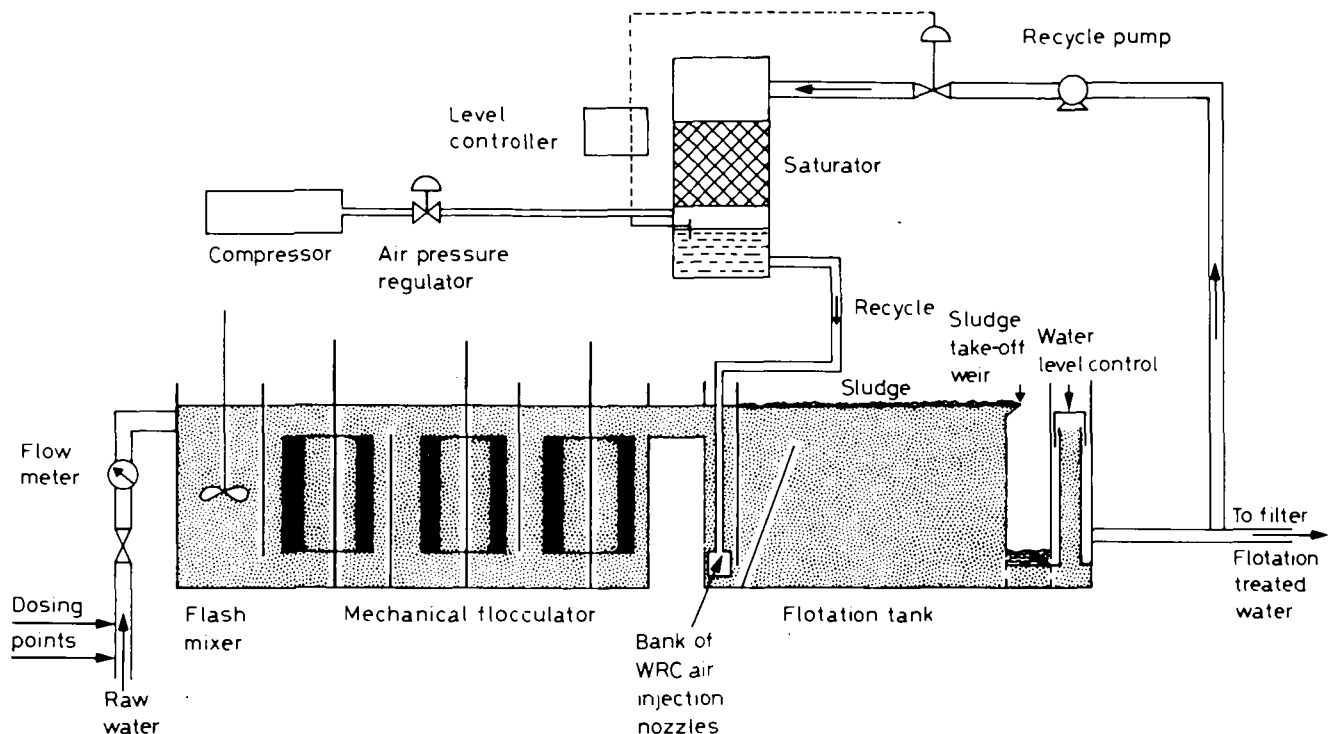


Figure 2. Schematic diagram of a 26,4 l/s flotation pilot plant

5.1.1 Treatment of turbid river water

An example of turbid river water is the River Severn at Strensham. River Severn water quality can change considerably during the year and changes can be very rapid (within hours). As the water for the flotation plant was abstracted directly from the river the plant had to cope with these rapid changes. The raw water turbidity was usually below 10 FTU; however, during flood conditions it rose as high as 160 FTU with corresponding suspended solids concentrations of up to 1000 mg/l. The colour of the water was usually between 10 and 20° Hazen, but again during flood conditions this could increase to 70° Hazen. The total hardness of the water ranged from 100 to 250 mg/l as CaCO₃, and the pH from 7,0 to 9,2, the higher pH values usually being associated with algal blooms.

Provided the optimum operating conditions were used, the flotation pilot plant could cope with turbidities of up to 100 FTU resulting in flotation treated water turbidities rarely exceeding 3 FTU. However, when the raw water turbidity exceeded 60 FTU the performance could be improved by reducing the flow rate through the plant by about 10 to 20%. During flood conditions the selection of the correct coagulant dose and pH was critical. The colour was reduced to below 5° Hazen and the residual coagulant levels were in the range 0,25 to 0,7 mg/l Al. The main works' floc blanket sedimentation plant operating at 2 m/h up-flow rate compared with the 10 to 12 m/h of the flotation plant produced similar treated water quality during the low turbidity periods but better quality (1 to 2 FTU) for raw water turbidity above 100 FTU with residual coagulant levels between 0,15 and 0,4 mg/l Al.

5.1.2 Treatment of soft, low turbidity, highly coloured water

The water for the Arnfield treatment works originated from an upland catchment area and could be described as soft and highly coloured. The alkalinity of the water was usually less than 5 mg/l as CaCO₃, and the total hardness was less than 30 mg/l as CaCO₃. The colour of the raw water, measured after filtering the

water through a 0,45 µm membrane filter, was up to 70° Hazen. The turbidity rarely exceeded 4 FTU and the pH of the raw water was 4,4 to 6,3. The raw water also contained iron (0,2 to 0,8 mg/l Fe) aluminium (0,2 to 0,3 mg/l Al) and manganese (0,1 to 0,3 mg/l Mn).

Ferric sulphate was used as coagulant and caustic soda or lime for pH adjustment. The coagulation pH was critical for the performance of the plant and the optimum pH ranged between 4,5 and 5,5. To remove the manganese, the pH of the water was raised to 9,5 before filtration. Provided the plant was operated at optimum conditions the colour was reduced to below 5° Hazen, the turbidity to between 0,5 and 1,5 FTU and the residual coagulant ranged from 0,3 to 0,7 mg/l Fe. The treatment of the main works at Arnfield consisted of pH adjustment with lime, coagulation with chlorinated ferrous sulphate, 30 minutes mechanical flocculation and up-flow floc blanket clarification at a rate of between 0,9 and 1,2 m/h. This was followed by final pH adjustment with lime to a pH 9,5 and rapid gravity sand filtration. For better flocculation the starch-based polyelectrolyte Perfectamyl was added to the flocculator. Table 1 shows a typical comparison of the raw, flotation-treated and sedimentation-treated water analyses.

The flotation plant was operated at 10 m/h surface loading. Similar treated water quality was obtained from the two plants, although the residual coagulant levels of the sedimentation-treated water were usually lower by approximately 0,2 mg/l Fe, mainly due to the longer flocculation time available.

5.1.3 Treatment of nutrient-rich, long-term stored water with algal problems

The Ardleigh Works treated water from an impoundment reservoir of 2300 Ml capacity. The raw water was moderately hard (total hardness 300 mg/l as CaCO₃) and usually of low turbidity (<2 FTU) but in the summer severe blue-green algal growth occurred (in excess of 300 000 cells/ml of *Mycrocystis*). The treatment in the main works consisted of cascade aeration, coagulation with chlorinated ferrous sulphate,

Table 1. Comparison of raw, flotation treated, sedimentation treated and filtered water

Sample	Turbidity FTU	Dose mg/l Fe	Colour °Hazen	pH	Iron mg/l Fe	Manganese mg/l Mn	Aluminium mg/l Al
Raw	3,2	—	45	6,2	0,70	0,11	0,23
Flotation-treated	0,72	8,5	2	4,8	0,58	0,16	0,04
Flotation-filtered	0,19	—	0	9,0	0,04	<0,02	0,04
Sedimentation-treated	0,50	6,0+0,8 mg/l poly-electrolyte	0	5,05	0,36	0,14	0,10
Sedimentation-filtered	0,29	—	0	10,5	0,01	<0,02	0,10

pH correction with caustic soda, and sedimentation in two Precipitator-type tanks followed by rapid gravity anthracite/sand filtration. The algae were not effectively removed by the Precipitators resulting in short filter runs and poor filtrate quality.

The work with the Ardleigh flotation pilot plant concentrated on evaluating the potential of the process for algal removal. The effect of changing the pH at a nominal coagulant dose of 7 mg/l Fe of chlorinated ferrous sulphate on the treated water quality in terms of turbidity, residual coagulant and algal removal was investigated. The predominant algae during the tests were Aphanizomenon. Before counting, the algae were broken up into individual filaments, by placing the samples in an ultrasonic bath, and then the total numbers of cells were counted. The results indicated that the best algal removal was achieved at a pH between 7,0 and 7,5. However, at these low pH values the residual coagulant figures were high. The lowest residual coagulant results were obtained at pH values between 8,3 and 8,7.

An attempt was made to compare the effectiveness of three primary coagulants – chlorinated ferrous sulphate, poly aluminium chloride (PAC) and aluminium sulphate – for algal removal at their optimum pH for lowest residual coagulant values.

The predominant algae during these tests were Mycrocystis. The raw water algal count during the experiments with PAC were substantially higher (120 000 cells/ml) than for the other two coagulants (~50 000 cells/ml), although one value for aluminium sulphate at the same high algal counts (120 000 cells/ml) was available. The results indicated that aluminium sulphate was the most effective coagulant and that equivalent doses in terms of aluminium were required for PAC to achieve the same removal. The poorest results were achieved with chlorinated ferrous sulphate.

Tables 2 and 3 show the superior algal removal

efficiency of flotation compared with flocc blanket sedimentation for two different algal species – Aphanizomenon and Mycrocystis – predominant in the Ardleigh reservoir at different times of the year.

Table 2. Removal of algae (Aphanizomenon) by flotation and sedimentation

Raw water cells/ml	Sedimentation-treated cells/ml	Flotation-treated cells/ml
179 000	23 000	2800

*Pilot filters were not in operation

Table 3. Removal of algae (Mycrocystis) by flotation and sedimentation

Raw water cells/ml	Sedimentation-treated cells/ml	Sedimentation-filtered cells/ml	Flotation-treated cells/ml	Flotation-filtered cells/ml
102 000	24 000	4600	2000	58

During periods of high algal activity in the reservoir the algal counts in the flotation-treated water were usually lower than those obtained after filtration of the sedimentation-treated water, Table 3.

5.2 Flocculation conditions

All pilot plants were equipped with a flash mixer. The residence time in the flash mixer was 1 minute and the agitation was provided by a 225 mm diameter marine impeller turning at 340 rev/min. Initially the coagulant and the acid or alkali for pH adjustment were added to the flash mixer. However, by injecting the chemicals into the raw water feed pipe, an improved treated water quality was achieved because of more efficient mixing.

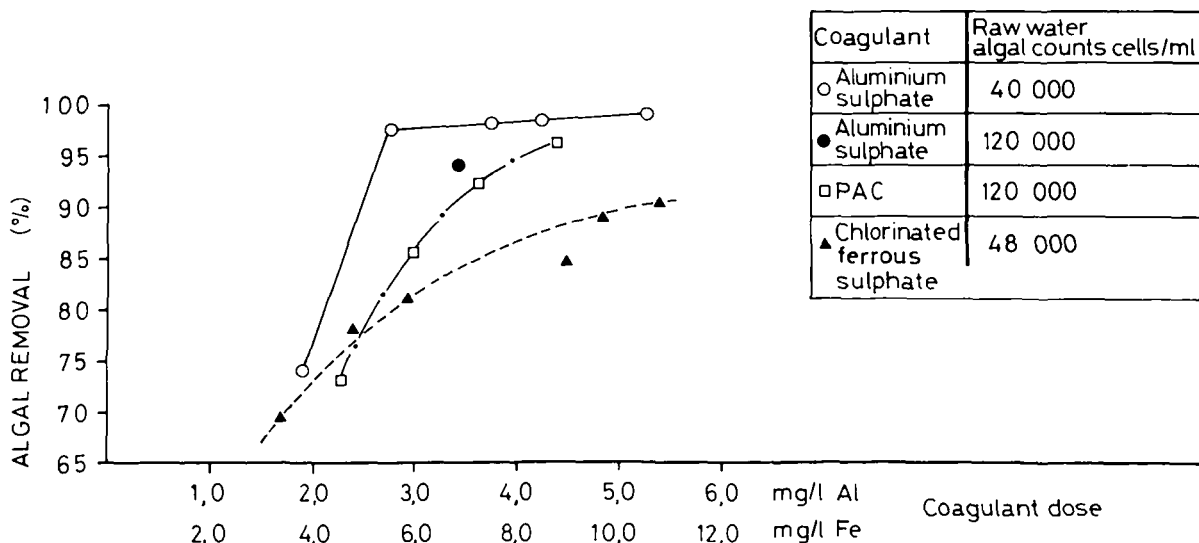


Figure 3. Comparison of the effectiveness for algal removal of three primary coagulants.

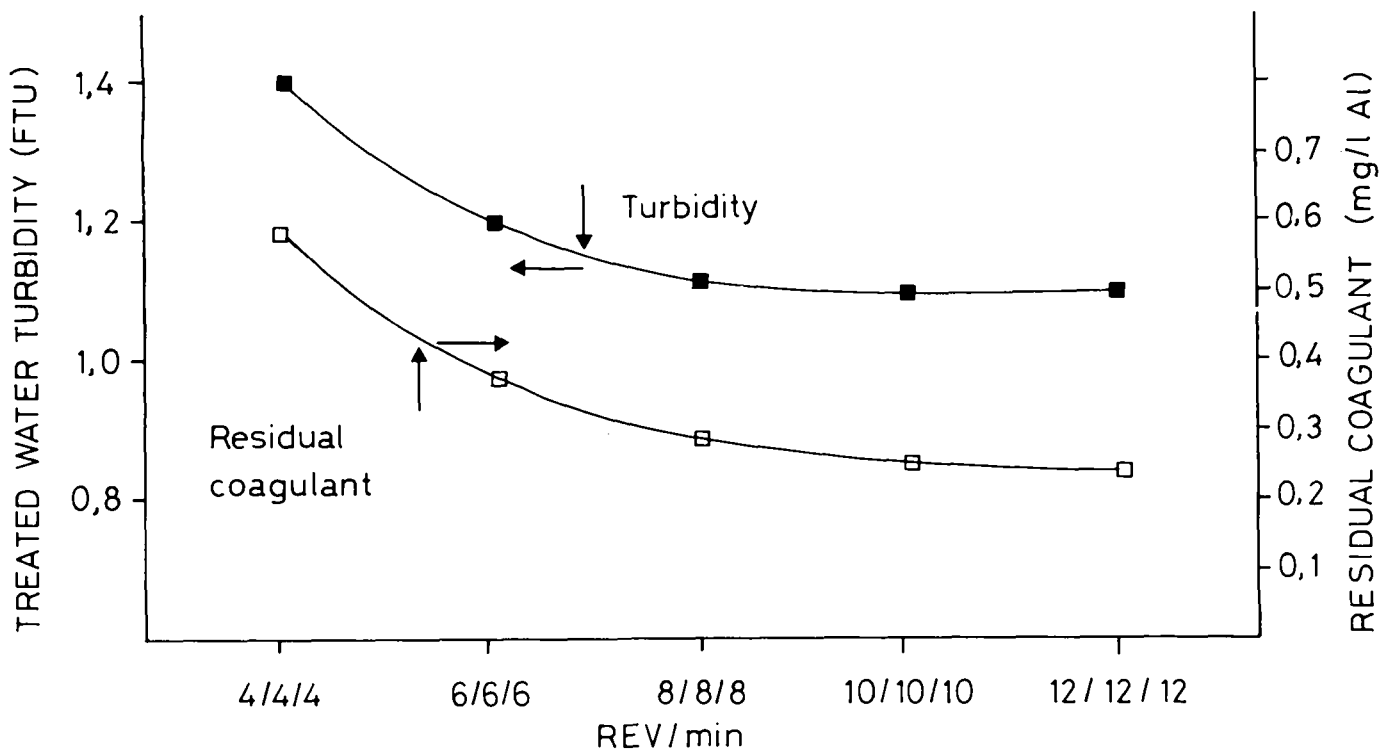


Figure 4. Effect of uniform paddle speeds (all three paddles at the same speed) on the treated water quality

The flash mixers were, therefore, not used further.

The effect of the paddle speeds in the flocculator stages on the performance of the flotation plant, in terms of treated water turbidity and residual coagulant, is shown for the Ardleigh plant in Figure 4.

Using uniform paddle speeds (all three paddles operating at the same speed) it was found that a minimum of 8 rev/min corresponding to a mean velocity gradient $G = 75 \text{ s}^{-1}$, was required. Tapering the paddle speeds gave no improvement in treated water quality. Similar results were obtained for the other plants, with the exception of the plant treating turbid river water. In this plant a tapering of the paddle speeds seemed to be beneficial.

At the Arnfield pilot plant, treating a soft, low turbidity coloured water, a fourth flocculator stage was added which increased the flocculation time from 12 to 16 minutes.

Table 4. The effect on the treated water quality of increasing the flocculation time from 12 to 16 minutes

Flocculation Time (min)	Turbidity (FTU)	Residual Coagulant (mg/l Fe)
12	1,2	0,83
16	0,94	0,56

The results shown in Table 4 indicate a significant improvement in treated water quality, especially in terms of residual coagulant, by extending the flocculation time. This highlights the importance of the flocculation stage in the flotation process.

5.3 Quantity of air required

The efficiency of the saturator system has been studied in detail and it was found that the level of saturation for an unpacked saturator was only 60 to 70% of a packed saturator containing a 0,75 m deep bed of 25 mm Berl saddles¹². It was therefore necessary to operate the unpacked saturator at pressures 100 to

200 kPa above those for the packed saturator for equal performance. No blocking of the packing has been observed so far and because of its economical advantages the use of a packed saturator is recommended. Measurements have also shown that 100% air saturation can be achieved in a packed saturator.

The amount of air added to the flotation tank can be varied by changing the recycle flow rate and/or the saturator pressure. In dissolved-air flotation it is common practice to express the flow from the saturator as a percentage of the flow to be treated and to term this percentage recycle. In all the plants flotation-treated water was used as recycle.

Work on the different flotation pilot tanks has shown that a recycle of about 8% at a pressure between 420 and 500 kPa gave the best performance. Recycles in excess of 8% sometimes led to a deterioration in treated water quality. This was most apparent when the raw water turbidity and colour and the coagulant dose used were high.

Attempts have been made on the 2,3 l/s flotation pilot plant treating River Thames water to determine the optimum quantity of air required for flotation¹². The values quoted are calculated from measurements of the total volume of air dissolved in the pressurized water and the volume of air remaining in the flotation-treated water. This difference represents the amount of air available for flotation.

Figure 5 shows that 5 to 7 g air/m³ of raw water were required for optimum treated water quality for the raw water conditions prevailing during the course of these experiments (turbidity 3 to 6 FTU, colour 9 to 11° Hazen and a coagulant dose of 6 to 8 mg/l Fe). The same optimum value of air required was also obtained for the unpacked saturator.

The design of the air releasing device is of importance for the flotation plant performance. Needle valves, which have been used by a number of commercial companies offering flotation plants, were successfully used as pressure releasing devices and for the regulation of the recycle flow. However, the valves were subject to erosion which resulted in poor aeration

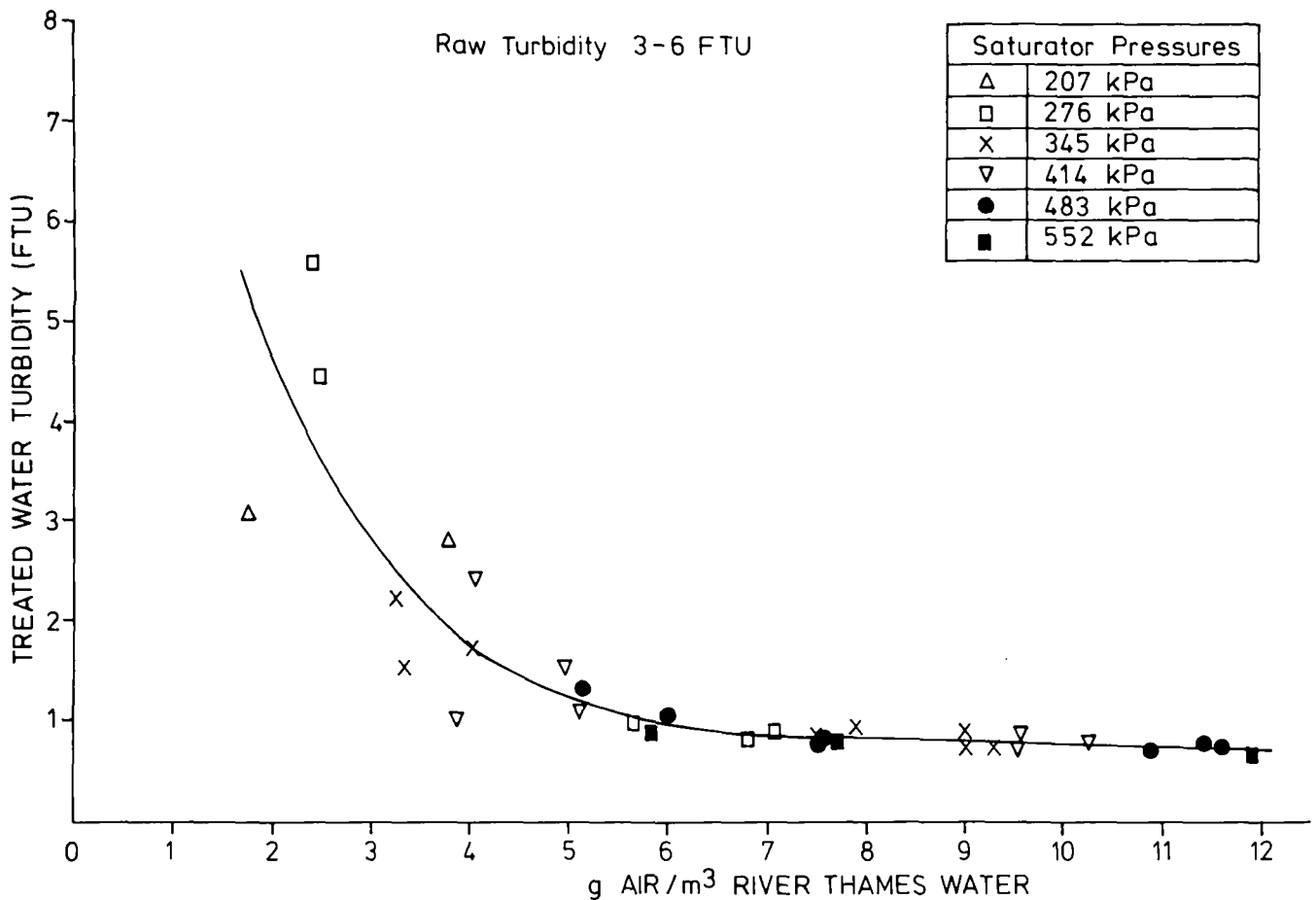


Figure 5. Amount of air required for flotation

and required regular adjustment of the recycle flow, which could cause problems on large-scale plants requiring large numbers of needle valves.

A special nozzle, the patented WRC air injection nozzle, was therefore developed to reduce these problems. The nozzle incorporates a specially designed orifice, the size of which controls the flow rate of the pressurized water, and an orifice cover. It was important that the pressure drop to release the air occurred very close to the point of dissolved air injection into the process stream. If the recycle stream was controlled upstream of the nozzle by a valve, the pressure drop across the valve was sufficient to release some of the air out of solution before the nozzle. This led to bubble coalescence and a larger deterioration in treated water quality than would result from an equivalent reduction in recycle. To facilitate good mixing between the process stream and the air released from the recycle stream, 12 nozzles spaced 0,3 m apart were used in the large-scale pilot plants. To avoid too high an exit velocity breaking up the floc, the flow from each nozzle was kept to a minimum and was either directed on to a baffle plate or on to the tank floor.

5.4 Sludge removal

The characteristics of the sludges produced from the treatment of different raw waters varied considerably. The behaviour of three typical sludges will therefore be discussed separately.

5.4.1 Sludge produced from the treatment of turbid river water

Figure 6 shows the build-up of the sludge layer over a 30-hour period and its effect on the treated water

quality. A rapid build-up of sludge occurred with only a slight deterioration in treated water quality. However, if the sludge was allowed to accumulate for too long large sludge particles tended to be sheared off the floated sludge. These particles did not refloat and resulted in a deterioration in treated water quality. These experiments were carried out during a period of low raw water turbidity and more frequent removal of the sludge was required when the raw water turbidity was high.

The accumulated sludge could either be removed by manual scraping or by flooding. During the scraping process the treated water quality deteriorated but returned to its original quality after approximately 15 minutes. The degree of deterioration increased with the amount of sludge which had to be removed. Sludge solids concentrations of 6-8% could be easily achieved. Filter press trials of sludge removed by mechanical scraping showed that a 25 mm thick cake having a dry solids content of 50% could be produced in approximately 6 hours' pressing time without the addition of polyelectrolyte.

The sludge could be removed successfully by flooding for which the treated water outlet was closed off completely and the total flow was passed over the sludge take-off weir. The plant was desludged in approximately 9 minutes. However, the advantage of producing a thick sludge was lost using this method of desludging. The water losses based on a 12-hour desludging cycle amounted to approximately 1,4%.

5.4.2 Sludge produced from the treatment of low turbidity, highly coloured water

The sludge produced from the treatment of low turbidity, highly coloured water behaved very differently. If the sludge was allowed to accumulate on the

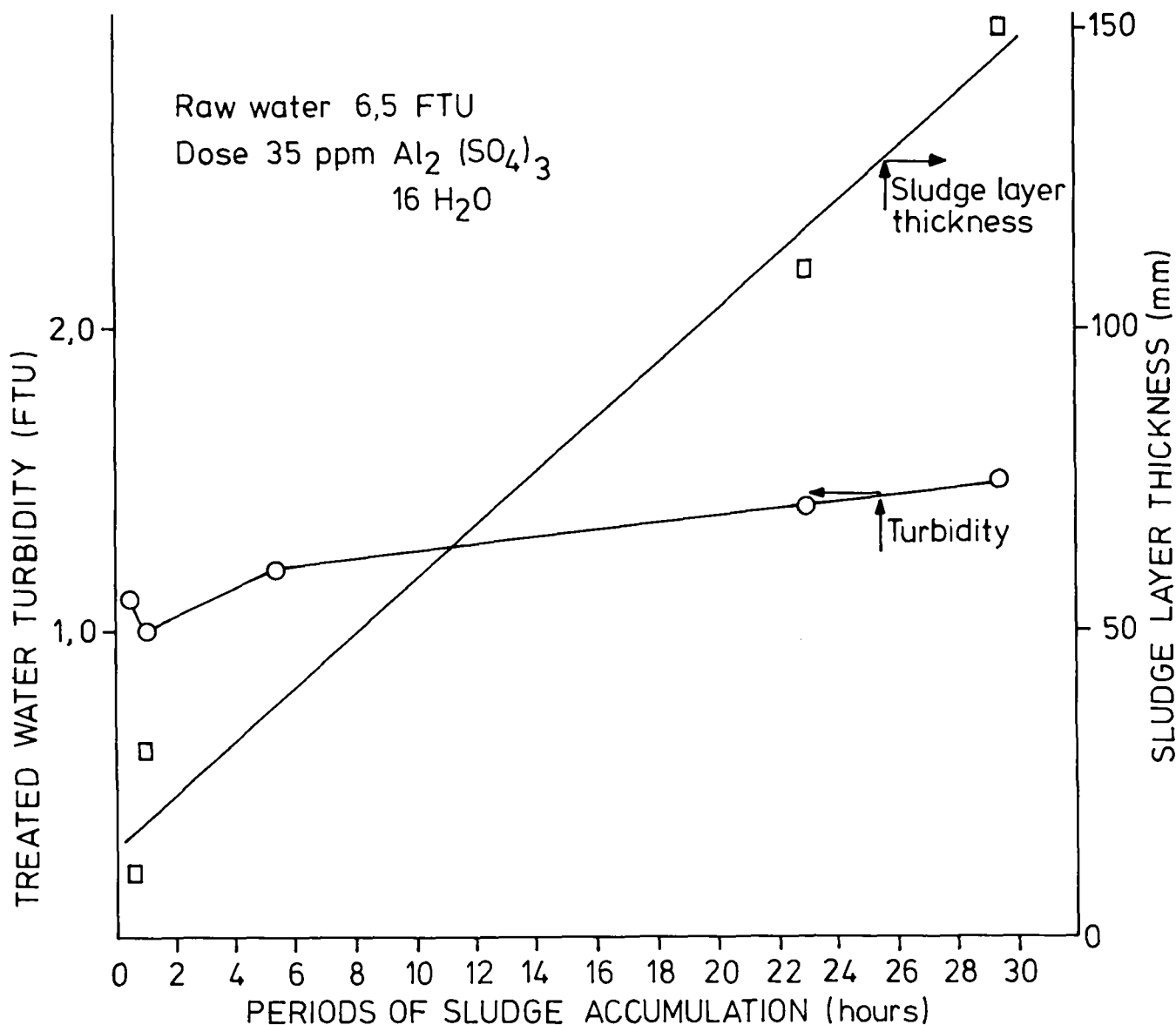


Figure 6. Effect of sludge accumulation on treated water turbidity

surface, sludge break-up was observed after only half an hour, resulting in a deterioration in treated water quality. Polyelectrolyte addition to increase the stability of the sludge, resulted in no improvement.

Two methods of sludge removal were investigated —continuous flooding and continuous mechanical scraping.

Table 5. Effect of the method of sludge removal on the flotation plant performance

Method of sludge removal	Flotation -treated water turbidity FTU	Flotation -treated residual coagulant mg/l Fe	Sludge solids concentration % w/w	Water loss % of total flow
Continuous slow flooding	0,69	0,64	0,11	1,6
Continuous slow scraping 0,4 m/min	0,77	0,73	1,0	0,2
Continuous fast scraping 3,5 m/min	0,95	1,03	0,6	0,35

Table 5 shows that the sludge could be removed

successfully with either method. However, using continuous flooding the sludge solids concentration (0,11%) was low and the water losses were high (1,6%).

The best sludge removal was achieved with continuous mechanical scraping at a slow scraper speed yielding a solids concentration of 1% and a water loss of 0,2%. An increase in scraper speed resulted in a higher water loss and a corresponding lower sludge concentration.

Filter press trials indicated that a 25 mm thick cake with a solids concentration of between 15 and 20% could be produced within 6 hours without the use of polyelectrolyte.

5.4.3 Sludge produced from the treatment of nutrient-rich, long-term stored water with algal problems

Accumulation of sludge produced from the treatment of this water over a period of up to 48 hours did not result in a deterioration in treated water quality. This flotation plant was equipped with a sludge beach scraper which only skimmed the sludge close to the sludge take-off weir rather than scraping the total surface of the flotation tank. With continuous desludging the highest sludge solids concentration was obtained with the water level at the bottom of the beach, Table 6.

Table 6. The effect of the water level on the solids concentration and the treated water quality when using the beach scraper.

Water level	Sludge solids concentration % w/w	Treated water turbidity FTU	Residual coagulant mg/l Al
Bottom of the beach	3,0	0,72	0,62
Top of the beach	0,6	0,68	0,54

When the water level was adjusted to the bottom of the beach and continuous desludging was used, a floated sludge layer formed. The thickness of this sludge layer could be controlled by varying the scraper speed. If complete removal of the float was desired the water level had to be adjusted close to the top of the beach but this resulted in some water being removed with the sludge.

Intermittent sludge removal was also investigated. The sludge was allowed to accumulate for two hours and the water level was adjusted to the middle of the beach and operated at different speeds for five minute intervals. During the scraping process the treated water quality deteriorated slightly (from 0,6 to 0,8 FTU) but returned to its original quality after approximately five minutes. The sludge solids concentration decreased with increased scraper speed as more water was drawn over the beach at the higher speeds. For this type of sludge and sludge removal system the best results were achieved when the scraper was operated continuously and the water level was adjusted to the bottom of the beach.

5.5 Filtration of flotation-treated water

At all flotation pilot plant sites rapid gravity filters were available to compare the filtering characteristics of the flotation-treated water with that of the main works primary treatment process.

By comparing the performance of filters fed by flotation-treated water and up-flow floc blanket clarified water, it became apparent that these waters had similar filtering characteristics, provided that the waters going on to the filters had similar turbidities and residual coagulant concentrations.

The presence of air bubbles in the flotation-treated water did not affect the filtration.

6 Cost of dissolved-air flotation

The cost of dissolved-air flotation will be compared with the cost of floc blanket sedimentation as this is, at present, the most widely-used primary treatment process for the production of potable water in the United Kingdom. Although there has been widespread interest in flotation, only limited data on the cost of the process are available because only a few contracts for flotation have been awarded, most of which were for relatively small plants. Based on the limited data available, an attempt has been made¹⁵ using discounted cash flow analysis to compare the total costs—construction and operating costs—for floc blanket sedimentation and flotation. The cost analysis showed that the capital cost of flotation is much less than for floc blanket sedimentation but that its operating cost is much greater. As a result, for normal water treatment conditions in the United Kingdom, the overall cost of flotation is very similar to the cost of floc blanket sedimentation. The indications are that flotation is likely to be the cheaper process if floc blanket sedimentation can only be operated at upflow rates of less than about 2 m/h.

However, any additional process advantages, such

as greater flexibility of the plant, shorter start-up time, need for polyelectrolyte addition or easier sludge treatment, can have a substantial influence on the final selection of the process. It is therefore important to try to include in such a cost analysis factors which add support to the selection of a particular process.

Recently, more accurate unit process costs have been published by the WRC¹⁶ together with estimates of the total cost of water treatment. This information indicates that the cost of floc blanket sedimentation, and hence flotation, is only about 15 to 20% of the total treatment cost in the United Kingdom practice.

It has also been shown¹⁵ that low utilization will favour flotation because of its relatively substantial saving in operating costs, Table 7.

Table 7. Example of the effect of utilization on the cost of sedimentation and flotation¹⁵

Utilization, %	100	80	50
Sedimentation, pence/m ³	0,151	0,189	0,302
Flotation, pence/m ³	0,153	0,179	0,264

*Chemical costs are not included.

7 The future of flotation for potable water treatment

The work carried out so far has clearly demonstrated the considerable promise of flotation as a rapid separation process. The process is particularly effective for stored waters containing either high algal loads or low turbidity, and highly coloured waters, both of which are difficult to treat by the conventional upflow floc blanket sedimentation process. Besides the greater algal removal efficiency of the flotation process certain additional process advantages have been established such as the production of a usually high solids concentration, easily treatable sludge, and the excellent start-up characteristics which make it suitable for intermittent use. In addition, the high rate of the process requires relatively small shallow (1,2 to 1,6 m deep) plants which can be housed more easily if required, and which could be of advantage at sites where excavating is difficult. Furthermore existing horizontal sedimentation tanks or slow sand filter basins can be easily converted to flotation plants, resulting in a large increase in throughput. The work has also shown that polyelectrolyte dosing is not required.

Most water treatment plant manufacturers are now offering dissolved-air flotation as an alternative to upflow sedimentation and the Water Research Centre is convinced that flotation will establish itself as the preferred process for many future treatment plants.

Acknowledgement

The Author wishes to thank the Director of the Water Research Centre for permission to publish this paper.

References

- Melbourne, J.D., and Zabel, T. F. (Editors) Papers and Proceedings of the Water Research Centre Conference on Flotation for Water and Waste Treatment, Medmenham, England, May 1977.
- Kalinske, A. I., Flotation in Waste Treatment. Biological Treatment of Sewage and Industrial Wastes, 2 (J. McCable & W. W. Eckenfelder Jr, Editors) Reinhold Publishing Corp., New York, NY (1958), 222-231.

3. Hemming, M. L., Cottrell, W. R. T. and Oldfelt, S. Experience in the Treatment of Domestic Sewage by the Microflotation Process. Paper 2. Papers and Proceedings of the Water Research Centre Conference on Flotation for Water and Waste Treatment, Medmenham, England, May 1977.
4. Barrett, F., Electroflotation—Development and Application. *Water Pollution Control*, 74, (1) 59-62, 1975.
5. Packham, R. F. and Richards, W. N., Water Clarification by Flotation—2. A Laboratory Study of the Feasibility of Flotation. WRA Technical Paper TP88, Medmenham, The Centre, March 1976.
6. Ward, R. F., Dissolved-air Flotation Gains further Acceptance in Water Supply. *Water Services*, 501-505, August, 1977.
7. Van Vuuren, L. R. J. and others. The Flotation of Algae in Water Reclamation. *Int. J. Air. Wat. Poll.*, 9, 823-832, Pergamon Press, 1965.
8. Packham, R. F. and Richards, W. N., Water Clarification by Flotation—1. A Survey of the literature, WRA Technical Paper TP87, Medmenham, The Association, November, 1972.
9. Packham, R. F. and Richards, W. N., A Multiple Stirrer Unit for Flotation Tests. WRC Technical Memorandum TM121, Medmenham, The Centre, March 1976.
10. Packham, R. F. and Richards, W. N., Water Clarification by Flotation—3. Treatment of Thames Water in a Pilot-Scale Flotation Plant, WRC Technical Report TR2, Medmenham, The Centre, February 1975.
11. Hyde, R. A., Water Clarification by Flotation—4. Design and Experimental Studies on a Dissolved-Air Flotation Pilot Plant Treating 8.2 m³/h of River Thames Water. WRC Technical Report TR13, Medmenham, The Centre, November 1975.
12. Zabel, T. F. and Hyde, R. A., Factors Influencing Dissolved-Air Flotation as Applied to Water Clarification. Paper 8, Papers and Proceedings of the Water Research Centre Conference on Flotation for Water and Waste Treatment, Medmenham, England, May 1977.
13. Childs, A. R., Burfield, I. and Rees, A. J., Operational Experience with the 2300 m³/d Pilot Plant of the Essex Water Company. Paper 9, Papers and Proceedings of the Water Research Centre Conference on Flotation for Water and Waste Treatment, Medmenham, England, May 1977.
14. Zabel, T. F. and Rees, A. J., The WRC Flotation Working Group's 2300 m³/d Pilot Plants. Paper 10, Papers and Proceedings of the Water Research Centre Conference on Flotation for Water and Waste Treatment, Medmenham, England, May 1977.
15. Gregory, R. A., Cost Comparison between Dissolved-Air Flotation and Alternative Clarification Processes. Paper 11, Papers and Proceedings of the Water Research Centre Conference on Flotation for Water and Waste Treatment, Medmenham, England, May 1977.
16. Cost Information for Water Supply and Sewage Disposal. WRC Technical Report TR61, Medmenham, The Centre, February, 1978.

Flottation

par T. Zabel, Ph.D., Ing.dipl.,

Water Research Centre, GB

1 Introduction

La flottation est une méthode très efficace de séparation solide-liquide qui est largement utilisée depuis de nombreuses années dans l'industrie minière. Les exigences de plus en plus sévères relatives à la qualité des effluents rejetés dans les cours d'eau, les redevances croissantes imposées sur ces rejets, les économies résultant de la récupération des sous-produits et la nécessité de recycler l'eau ont attiré l'attention sur la flottation pour le traitement des eaux usées. La flottation est utilisée pour enlever les hydrocarbures, les graisses et les fibres et pour le traitement des eaux de fabrication dans les industries de la viande et de la volaille. En outre, la flottation est utilisée dans le traitement des eaux usées pour l'épaississement des boues activées.

En traitement des eaux potables, la décantation est le procédé le plus utilisé avant la filtration pour éliminer les particules facilement décantables. Mais beaucoup d'eaux naturelles contiennent des particules de faible densité qui ont tendance à flotter, ce qui crée des problèmes au stade de la décantation. En particulier, les eaux de barrages riches en nutriments qui peuvent contenir des fleurs d'eau abondantes sont difficiles à traiter par décantation. On s'est donc tourné vers la flottation pour résoudre ce problème, compte tenu en particulier de l'accent actuellement mis sur la création de réserves d'eau brute pour la gestion des ressources en eau du Royaume Uni.

2 Divers procédés de flottation

La flottation peut être définie comme le transfert des solides contenus dans un liquide vers sa surface par fixation de bulles. Les différentes méthodes de production des bulles donnent naissance aux différents procédés de flottation qui sont la flottation par dispersion d'air, la pressurisation et la flottation électrolytique.

2.1 Flottation par dispersion d'air

Une forme de flottation par dispersion d'air, appelée flottation par écume, exige une violente agitation, réalisée habituellement par des agitateurs à pales, pour l'aération et la dispersion du liquide traité. Pour favoriser la séparation solide-liquide, on emploie des agents collecteurs et moussants, Fig. 1 (Page 2).

Dans une autre forme de cette flottation, les bulles sont produites par diffusion d'air dans la cellule de flottation à travers un milieu poreux. Ce procédé est appelé flottation par mousse, Fig. 1. La taille des bulles produites par dispersion est grande, de l'ordre d'un millimètre de diamètre. La principale application de la flottation par dispersion d'air est le raffinage des minerais.

2.2 Flottation par air dissous

Dans la flottation par air dissous, les bulles d'air sont produites par la réduction de la pression d'un

courant d'eau saturé en air. L'air se dégage sous forme de fines bulles, habituellement de moins de 0,1 mm de diamètre, sans agitation violente de l'eau, Fig. 1. Ce procédé convient pour le traitement de l'eau potable et des eaux usées¹.

La flottation par air dissous a été mise au point à l'origine sous forme de flottation sous vide dans l'industrie du papier et de la pâte à papier².

Dans la flottation sous vide, les bulles d'air sont produites par réduction de la pression à la surface du liquide traité, originellement à la pression atmosphérique, la quantité d'air dégagée étant limitée par le vide maximal que l'on peut obtenir.

Actuellement, le procédé le plus couramment utilisé pour la flottation par air dissous est la pressurisation dans laquelle l'air dissous dans l'eau sous pression se retrouve sous forme de petites bulles lorsque cette eau revient à la pression atmosphérique. La pressurisation est plus employée que la flottation sous vide car on peut utiliser une plus grande différence de pression. Cette plus grande différence de pression permet d'opérer en ne recyclant qu'une partie de l'eau à traiter, ce qui évite l'importante agitation du courant d'eau traitée entraînée par le procédé précédent.

Une autre forme de flottation par air dissous est le procédé de "Microflottation" récemment mis au point³, dans lequel la totalité de l'eau est mise sous pression. On y parvient en faisant passer l'eau de haut en bas puis de bas en haut dans une colonne verticale d'environ 10 m. Dans la partie descendante on injecte de l'air qui se dissout en raison de la pression hydrostatique. Quand l'eau remonte dans la partie ascendante, une partie de l'air se dégage en fines bulles. L'application de ce procédé est actuellement limitée à de petites stations d'épuration d'eaux usées.

2.3 Flottation électrolytique

La flottation électrolytique ou électroflottation⁴ utilise l'électrolyse pour engendrer des petites bulles d'oxygène et d'hydrogène semblables en taille à celles produites par la flottation à l'air dissous, Fig. 1. Cette méthode a été utilisée pour la réutilisation des eaux usées et pour l'épaississement des boues d'eau d'égout. Un problème rencontré dans l'électroflottation est la salissure des électrodes.

3 Développement et application de flottation dans le traitement de l'eau

Le traitement de l'eau et des eaux usées exige habituellement des procédés à bon marché capables de traiter de grands volumes d'eau contenant de faibles teneurs de solides en suspension.

La flottation par dispersion d'air et l'électroflottation ont été utilisées pour le traitement des eaux usées, mais ces dernières années la flottation par air dissous est devenue le procédé préféré pour le traitement de l'eau potable comme des eaux usées pour des raisons de rendement et d'économie. Cependant,

pour certains traitements d'effluent à petite échelle, l'électroflottation peut être plus économique.

La flottation par air dissous convient mieux au traitement de l'eau potable que la flottation par dispersion d'air car les bulles d'air produites sont petites et on obtient donc un plus grand nombre de ces bulles par unité de volume d'air dissous. Ces petites bulles d'air ont une taille suffisante pour enlever les floccs légers produits pendant la floculation de l'eau brute.

En outre, on n'a pas besoin de surfactifs comme les agents collecteurs et moussants et le procédé n'implique pas d'agitation violente qui briserait les fragiles floccs formés par l'agglomération des solides en faible concentration¹.

L'emploi de la flottation par air dissous pour la clarification des eaux de surface est restée principalement limitée aux pays Scandinaves, avec des unités allant de 2,8 à 830 l/s. Ce n'est que récemment que les fabricants en Grande Bretagne et dans le reste de l'Europe ont commencé à proposer la flottation comme alternative à la décantation.

La première station de traitement de l'eau à grande échelle utilisant la flottation par air dissous en Grande Bretagne a été mise en service en 1976 à la station de Gledye du Conseil régional des Grampian en Ecosse. Quatre autres installations ont été depuis construites pour les Administrations de l'eau du Wessex et du Sud, principalement pour soulager leurs problèmes de manque d'eau pendant la sécheresse de l'été 76. La rénovation d'un décanteur horizontal existant par conversion à la flottation a été décrite⁶. En outre deux autres contrats ont été signés pour des installations de flottation à air dissous traitant 200 l/s.

4 Le programme de flottation du Water Research Centre

En 1969 la Water Research Association (devenue Water Research Centre, WRC) a commencé une étude sur l'utilisation de la flottation par air dissous comme alternative à la décantation pour le traitement des eaux potables, notamment pour les eaux pouvant contenir des algues. A cette époque des études étaient réalisées en Afrique du Sud sur l'enlèvement par flottation des algues des étangs de stabilisation des eaux d'égout⁷. Il n'y avait qu'en Scandinavie que la flottation par air dissous était utilisée commercialement pour la production d'eau potable.

Une étude bibliographique⁸ réalisée à l'origine par le WRC montra que la flottation est une méthode souple de séparation solide-liquide et qu'il était évident qu'elle était potentiellement valable pour le traitement de l'eau potable. Suivirent des études en laboratoire⁵ à l'aide d'un appareillage de flottation en jar-test⁹ pour évaluer le rendement de la flottation sur différentes eaux brutes et pour étudier certains des paramètres opératoires comme la dose de coagulant, le pH et le volume d'eau pressurisée ajouté. Ces études montrèrent la possibilité technique d'utiliser la flottation pour la clarification de diverses eaux de surface comme celles des rivières de plaine, les eaux de barrage très riches en algues et les eaux d'altitude colorées.

Ce travail montra aussi que la flottation est un procédé rapide et que les surfactifs souvent nécessaires avec la flottation par dispersion d'air n'étaient pas obligatoires.

Les résultats encourageants des études en laboratoire menèrent à la réalisation d'une station pilote traitant l'eau de la Tamise, fleuve de plaine^{10,11}. Cette station pilote confirma que la flottation par air dissous est une alternative techniquement acceptable à la

décantation pour la clarification des eaux des rivières de plaine, avec certains avantages opérationnels tels que des temps de traitement plus courts, un meilleur enlèvement des algues, une boue plus épaisse des bassins moins profonds. Elle montra aussi la nécessité d'une floculation efficace, les besoins en réactifs étant les mêmes que pour la décantation.

Mais certains points exigeaient de nouvelles recherches, comme le rendement de la flottation par air dissous pour le traitement d'une gamme d'eaux différentes, la méthode la plus efficace pour enlever les boues et le passage aux stations de traitement à grande échelle. A cette époque plusieurs distributions d'eau ayant des problèmes de traitement particuliers étaient intéressées par la flottation à air dissous. Il a donc été décidé de réaliser un programme de recherches communes coordonné par le WRC. Cinq grandes stations pilotes traitant 26,4 l/s furent construites pour traiter différentes eaux brutes: une eau de barrage eutrophe avec des problèmes d'algues en été (Ardleigh, Ardleigh Reservoir Committee); une eau de barrage douce, très colorée (Arnfield, Administration de l'eau du Nord Ouest); une eau de rivière trouble (Strensham, Administration de l'eau Severn-Trent); une eau de rivière dure, à variations rapides, avec des problèmes d'algues potentiels (Bucklesham, Administration de l'eau de l'Anglia); et une eau stockée pendant trois jours avec des problèmes d'algues (Langham, Essex Water Company).

Les résultats obtenus avec ces stations ont confirmé les potentialités de la flottation à l'air dissous comme alternative à la décantation, surtout pour les eaux de barrage riches en algues et pour les eaux douces très colorées et stockées.

5 Paramètres d'étude des stations de flottation

Les bases d'étude des cinq stations à grande échelle de 26,4 l/s ont été établies d'après les résultats de la station pilote de 2,3 l/s traitant les eaux de la Tamise et sont décrites dans les références^{11,12}. Dans le présent rapport nous ne donnerons qu'un choix des résultats obtenus dans les différentes stations pour montrer les facteurs importants pour la conception d'une station de flottation ou pour souligner les possibilités de la flottation comme alternative aux autres traitements primaires, particulièrement la décantation.

Les données de base des cinq stations de 26,4 l/s sont similaires et ont été décrites en détail ailleurs^{13,14}. La Fig. 2 donne un diagramme de l'une de ces stations (Page 4).

Cette installation comprend un mélangeur flash et une floculation mécanique à trois étages suivie du bassin de flottation. Une partie de l'eau traitée est recyclée, mise sous pression et saturée en air dans une tour garnie. L'eau recyclée est introduite dans le courant d'eau floculée par un banc de douze buselures WRC d'injection d'air brevetées. En traversant les buselures, la pression se réduit à la pression atmosphérique, ce qui libère l'air sous forme de fines bulles. Le surnageant est enlevé par déversement ou par reilage mécanique. Le temps de séjour dans le floculateur est de 12 mn et dans le bassin de flottation de 8 mn, ce qui donne une durée totale de traitement avant filtration de 20 mn. Des filtres pilotes sont installés à toutes les stations pour filtrer la partie de l'eau traitée par flottation en vue de comparer le rendement de la filtration avec celui obtenu en filtrant l'eau de la station principale. Là où c'était possible, le rendement de la station de flottation a été comparé avec celui de l'installation de clarification primaire de la station traitant la même eau brute.

Les paramètres étudiés pendant les essais en station pilote sont relatifs à l'influence sur la qualité de l'eau traitée par flottation de: la qualité de l'eau brute (Section 5.1); des conditions de floculation (Section 5.2); de la quantité d'air nécessaire (Section 5.3); de l'enlèvement de la boue (Section 5.4) et de la filtration de l'eau traitée par flottation (Section 5.5).

5.1 Influence de la qualité de l'eau brute sur la qualité de l'eau traitée par flottation

Comme les eaux brutes fournies aux différentes stations sont très différentes, l'effet de la qualité de l'eau brute sur le rendement de la station de flottation sera discuté séparément pour les divers types d'eau brute.

5.1.1 Traitement d'un eau de rivière trouble

Un exemple d'eau de rivière trouble est la Severn à Strensham. La qualité de l'eau de la Severn peut changer considérablement au cours de l'année et ces changements peuvent être très rapides (en quelques heures). Comme l'eau de la station de flottation est prise directement dans le fleuve, la station doit s'adapter à ces changements rapides. La turbidité de l'eau brute est généralement inférieure à 10 UTF; mais en période de crue elle peut s'élever à 160 UTF avec des teneurs en matières en suspension atteignant 1 g/l. La couleur de l'eau est généralement comprise entre 10 et 20 degrés Hazen, mais en crue elle peut monter à 70 degrés Hazen. La dureté totale de l'eau varie de 100 à 250 mg/l CaCO_3 et le pH de 7,0 à 9,2, les valeurs les plus élevées étant associées à des fleurs d'eau.

A condition de mettre en oeuvre les conditions d'exploitation optimales, la station de flottation peut traiter des turbidités atteignant 100 UTF avec une turbidité de l'eau traitée par flottation excédant rarement 3 UTF. Mais quand la turbidité de l'eau brute dépasse 60 UTF, le rendement peut être augmenté en diminuant de 10 à 20% environ le débit traité. En temps de crue, le choix de la dose correcte de coagulant et du pH sont cruciaux. La couleur est réduite au dessous de 5 degrés Hazen et les teneurs en coagulant résiduel sont de l'ordre de 0,25 à 0,7 mg/l Al. Le décanteur à voile de boue de la station principale travaillant à 2 m/h de vitesse ascensionnelle contre 10 à 12 m/h pour l'installation de flottation produit une eau traitée de qualité similaire pendant les périodes de faible turbidité mais meilleure (1 à 2 UTF) pour les turbidités de l'eau brute dépassant 100 UTF avec des résiduels de coagulant compris entre 0,15 et 0,4 mg/l Al.

5.1.2 Traitement des eaux douces à faible turbidité et très colorées

L'eau traitée à Arnfield provient d'un bassin versant en altitude et peut être décrite comme douce et très colorée. Son alcalinité est généralement inférieure à 5 mg/l CaCO_3 et sa dureté totale est inférieure à 30 mg/l CaCO_3 . La couleur de l'eau brute, mesurée après filtration à travers un filtre à membrane de 0,45 μm va jusqu'à 70 degrés Hazen. Sa turbidité dépasse rarement 4 UTF et son pH va de 4,4 à 6,3. Elle contient aussi du fer (0,2 à 0,8 mg/l Fe), de l'aluminium (0,2 à 0,3 mg/l Al) et du manganèse (0,1 à 0,3 mg/l Mn).

On utilise du sulfate ferrique comme coagulant et de la soude caustique ou de la chaux pour ajuster le pH. Le pH de coagulation est crucial pour le rendement de cette station, le pH de l'eau à 9,5 avant la filtration. Quand la station est exploitée à ses conditions optimales, la couleur est réduite à moins de 5 degrés Hazen, la turbidité entre 0,5 et 1,5 UTF et la teneur résiduelle en coagulant entre 0,3 et 0,7 mg/l Fe. Le

traitement à la station principale d'Arnfield consiste en un ajustement du pH à la chaux, coagulation au sulfate ferreux chloré, 30 mn de floculation mécanique et clarification en décanteur à voile de boue entre 0,9 et 1,2 m/h. Enfin il y a un ajustement final du pH à la chaux jusqu'au pH 9,5 et filtration sur filtre gravitaire rapide. Pour améliorer la floculation, on ajoute dans le flocculateur un polyélectrolyte à base d'amidon, le Perfectamyl. Le tableau 1 donne une comparaison typique entre les analyses de l'eau brute, traitée par flottation et traitée par décantation.

Tableau 1. Comparaison entre l'eau brute, l'eau traitée par flottation, l'eau traitée par décantation et l'eau filtrée (Page 5)

L'installation de flottation est exploitée à la charge superficielle de 10 m/h. On obtient de l'eau traitée de qualité similaire des deux installations, mais la teneur en coagulant résiduel est généralement plus faible d'environ 0,2 mg/l Fe avec l'eau traitée par décantation, en raison surtout du temps de floculation plus long disponible.

5.1.3 Traitement d'une eau riche en nutriments, long-temps stockée, avec des problèmes d'algues

La station d'Ardleigh traite l'eau d'un barrage réservoir de 2 300 000 m³ de capacité. L'eau brute est modérément dure (dureté totale 300 mg/l en CaCO_3) de turbidité généralement faible (<2 UTF) mais manifeste en été d'importantes poussées d'algues bleu-vertes (plus de 300 000 cellules de *Microcystis* au ml). Le traitement dans la station principale comprend une aération en cascade, coagulation au sulfate ferreux chloré, correction du pH à la soude caustique et décantation en deux bassins type Precipitator suivie d'une filtration gravitaire rapide anthracite/sable. Les Precipitators n'enlèvent pas efficacement les algues, d'où courte vie des filtres et mauvaise qualité du filtrat.

Le travail à la station pilote d'Ardleigh a été concentré sur l'évaluation du potentiel du procédé pour l'enlèvement des algues. On a étudié l'effet du changement de pH à la dose de coagulant nominale de 7 mg/l Fe de sulfate ferreux chloré sur la qualité de l'eau en termes de turbidité, de coagulant résiduel et d'enlèvement des algues. Les algues prédominantes pendant les essais étaient *Aphazinomenon*. Avant comptage les algues étaient brisées en filaments individuels par traitement des échantillons dans un bain ultrasonique, puis on comptait le nombre total des cellules. Les résultats montrent que le meilleur enlèvement des algues s'obtient à un pH compris entre 7,0 et 7,5. Mais à ces bas pH les résiduels en coagulants sont élevés. Les plus basses teneurs en coagulant résiduel sont obtenus pour de pH compris entre 8,3 et 8,7.

Une tentative a été faite pour comparer le rendement des trois coagulants primaires (sulfate ferreux chloré, polychlorure d'aluminium PAC, sulfate d'aluminium) pour l'enlèvement des algues à leur pH optimal pour la teneur minimale en coagulant résiduel (Fig. 3, Page 5).

Les algues prédominantes pendant ces essais étaient *Microcystis*. Les numérations pendant les essais avec le PAC étaient notablement plus élevées (120 000 cellules/ml) que pour les deux autres coagulants ($\approx 50 000$ cellules/ml), bien que pour l'un des essais avec le sulfate d'aluminium on ait constaté la même valeur élevée (120 000 cellules/ml). Les résultats ont montré que le sulfate d'aluminium est le coagulant le plus efficace et qu'il faut des doses équivalentes de PAC en terme d'aluminium pour obtenir le même rendement.

Les résultats les moins bons ont été obtenus avec le sulfate ferreux chloré.

Les tableaux 2 et 3 montrent la supériorité de rendement de la flottation pour l'enlèvement des algues par rapport à la décantation à voile de boue pour deux espèces différentes, *Aphanizomenon* et *Microcystis*, qui prédominent dans le réservoir d'Ardleigh à différentes époques de l'année.

Tableau 2. Enlèvement des algues (*Aphanizomenon*) par flottation et décantation (Page 5)

Tableau 3. Enlèvement des algues (*Microcystis*) par flottation et décantation (Page 5)

Pendant les périodes d'intense développement d'algues dans le réservoir, le tableau 3 montre que les numérations dans l'eau traitée par flottation étaient généralement inférieures à celles obtenues après filtration de l'eau traitée par décantation.

5.2 Conditions de floculation

Toutes les stations pilotes étaient équipées d'un mélangeur flash. Le temps de séjour dans le mélangeur flash était d'une minute et l'agitation était réalisée par une hélice marine de 225 mm de diamètre tournant à 340 tr/mn. Au début le coagulant et le réactif pour l'ajustement du pH étaient introduits dans le mélangeur flash. Mais en injectant ces produits dans la conduite d'arrivée de l'eau brute on a amélioré la qualité de l'eau traitée en raison du meilleur mélange obtenu. Ultérieurement on n'a donc plus utilisé les mélangeurs flash.

La Fig. 4 (Page 6) montre l'effet, pour la station d'Ardleigh, de la vitesse de rotation des pales sur le rendement de la flottation, en termes de turbidité de l'eau traitée et de coagulant résiduel.

En utilisant des vitesses de pales uniformes (les trois pales fonctionnant à la même vitesse) on a trouvé qu'une vitesse minimale de 8 tr/mn correspondant à un gradient de vitesse moyen $G=75 \text{ s}^{-1}$ était nécessaire. Augmenter les vitesses de pale n'améliorait pas la qualité de l'eau. Des résultats analogues ont été obtenus sur les autres stations, sauf celle qui traite l'eau de rivière trouble. Dans cette station, l'augmentation des vitesses de pale semble être bénéfique.

A la station d'Arnfield traitant une eau douce, colorée, à faible turbidité, on a ajouté sur le pilote un quatrième étage de floculation en vue de porter la durée de floculation de 12 à 16 mn.

Tableau 4. Effet sur la qualité de l'eau traitée de l'augmentation de la durée de floculation (Page 6)

Les résultats du tableau 4 montrent une amélioration significative de la qualité de l'eau traitée, spécialement en termes de coagulant résiduel, lorsqu'on allonge la durée de floculation. Cela met en relief l'importance du stade floculation dans la flottation.

5.3 Quantité d'air nécessaire

Le rendement du saturateur a été étudié en détail et il a été constaté que le niveau de saturation pour un saturateur vide n'est que de 60 à 70% de celui d'un saturateur garni d'un lit de 0,75 m d'éléments Berl de 25 mm¹². Il était donc nécessaire de réaliser dans le saturateur vide une pression de 100 à 200 kPa supérieure à celle du saturateur garni pour obtenir le même

rendement. On n'a jamais observé de blocage de la garniture et, en raison de ses avantages économiques, l'utilisation d'un saturateur garni est recommandable. Les mesures ont également montré qu'avec un saturateur garni on peut atteindre une saturation en air de 100%.

On peut faire varier la quantité d'air introduit dans le bassin de flottation en modifiant le taux de recyclage et/ou la pression dans le saturateur. En flottation par air dissous, il est habituel d'exprimer le débit du saturateur en pourcentage du débit à traiter et d'appeler ce pourcentage recyclage. A toutes les stations, on a utilisé de l'eau traitée par flottation pour le recyclage.

Les essais faits sur les différentes stations de flottation ont montré qu'un recyclage d'environ 8% à une pression entre 420 et 500 kPa donnait les meilleurs résultats. Des taux de recyclage dépassant 8% amènent quelquefois la détérioration de la qualité de l'eau traitée. Cela est surtout visible quand la turbidité et la couleur de l'eau brute et la dose de coagulant sont élevés.

Des essais ont été faits sur la station pilote de 2,3 l/s traitant l'eau de la Tamise pour déterminer la quantité optimale d'air nécessaire pour la flottation¹². Les valeurs indiquées sont calculées d'après la mesure du volume total d'air dissous dans l'eau pressurisée et restant dans l'eau traitée par flottation. Cette différence représente la quantité d'air consommée par la flottation.

La fig. 5 (Page 7) montre qu'il fallait 5 à 7 g/m³ d'air pour une qualité optimale d'eau traitée dans les conditions régnant lors de ces essais (turbidité 3 à 6 UTF, couleur 9 à 11 degrés Hazen et dose de coagulant de 6 à 8 mg/l Fe). La même valeur optimale d'air nécessaire a également été obtenue pour le saturateur non garni.

La conception du dispositif pour libérer l'air est importante pour le rendement de l'installation de flottation. Les vannes à aiguilles utilisées par un certain nombre de sociétés offrant des stations de flottation sont efficaces comme dispositifs d'abaissement de la pression et de régulation du débit recyclé. Mais ces vannes sont sujettes à érosion, ce qui amène une mauvaise aération et exige des corrections périodiques du débit recyclé; cela pourrait poser des problèmes dans les stations importantes avec un grand nombre de telles vannes.

Une buselure spéciale, brevetée par le WRC, a donc été mise au point pour réduire ces problèmes. Cette buselure comporte un orifice spécialement conçu dont la taille contrôle le débit de l'eau pressurisée, et un couvercle. Il est important que la chute de pression pour libérer l'air survienne très près du point d'injection de l'air dissous dans l'eau traitée. Si le débit du recyclage est contrôlé en amont de la buselure par une vanne, la chute de pression à travers cette vanne est suffisante pour libérer de l'air de la solution avant la buselure. Cela amène une coalescence des bulles et une plus grande détérioration de la qualité de l'eau traitée qu'il ne résulterait d'une réduction équivalente du recyclage. Pour faciliter le mélange entre l'eau traitée et l'air libéré par le débit recyclé, 12 buselures espacées de 0,3 m étaient utilisées dans les stations à grande échelle. Pour éviter une vitesse de sortie trop grande brisant le floc, le débit de chaque buselure était maintenu au minimum et était dirigé soit sur un déflecteur, soit sur le fond du bassin.

5.4 Elimination des boues

Les caractéristiques des boues produites par le traitement des différentes eaux brutes varient beaucoup. Nous discuterons donc séparément du comportement de trois boues typiques.

5.4.1 Boue produite par le traitement d'eau de rivière trouble

La fig. 6 (Page 8) montre la formation de la couche de boue au cours d'une période de 30 h et son effet sur la qualité de l'eau traitée. La boue se formait rapidement avec une faible détérioration de la qualité de l'eau traitée. Cependant si on laisse la boue s'accumuler trop longtemps, des particules tendent à être arrachées de la boue flottante. Ces particules ne reflottent pas et amènent une détérioration de la qualité de l'eau traitée. Ces essais ont été réalisés en période de faible turbidité de l'eau; des enlèvements plus fréquents de la boue sont nécessaires quand la turbidité de l'eau est élevée.

La boue accumulée peut être enlevée manuellement ou par débordement. Pendant le raclage manuel, la qualité de l'eau traitée diminue, mais revient à sa valeur originale en environ 15 mn. Le degré de détérioration augmente avec la quantité de boue à enlever. On obtient facilement des concentrations de solides dans la boue de 6 à 8%. Des essais en filtre-pressé avec des boues enlevées par raclage mécanique ont montré que l'on peut obtenir des cakes de 25 mm d'épaisseur à 50% d'humidité en environ 6 heures sans addition de polyélectrolyte.

La boue peut être efficacement enlevée par débordement. Pour cela on ferme complètement la sortie d'eau traitée et le débit total passe par le déversoir de la boue. Cette opération dure environ 9 mn. Mais avec cette méthode on perd l'avantage d'avoir une boue épaisse. La perte en eau sur un cycle de 12 h représente environ 1,4%.

5.4.2 Boue produite par le traitement d'une eau à faible turbidité, très colorée

La boue provenant du traitement d'une eau à faible turbidité et très colorée se comporte tout différemment. Si on la laisse s'accumuler en surface, l'arrachement de particules survient après une demie heure seulement avec détérioration de la qualité de l'eau traitée. L'addition de polyélectrolyte pour augmenter la stabilité de la boue n'a donné aucun résultat.

Deux méthodes d'enlèvement de la boue ont été essayées, le débordement continu et le raclage mécanique.

Tableau 5. Effet de la méthode d'enlèvement de la boue sur le rendement de la station de flottation
(Page 8)

Le tableau 5 montre que l'on peut enlever efficacement la boue avec ces trois méthodes. Mais avec le débordement continu, la concentration de la boue est faible (0,11%) et la perte en eau élevée (1,6%).

La meilleure méthode est le raclage mécanique à vitesse lente qui donne une concentration en solides de 1% et une perte d'eau de 0,2%. Une augmentation de la vitesse de raclage amène une perte d'eau plus importante et une concentration correspondante plus faible de la boue.

Des essais en filtre-pressé ont montré que l'on peut obtenir des cakes de 25 mm d'épaisseur à humidité comprise entre 80 et 85% en 6 heures sans employer de polyélectrolyte.

5.4.3 Boue produite par le traitement d'une eau riche en nutriment, longtemps stockée, avec des problèmes d'algues

L'accumulation pendant des périodes atteignant 48 h des boues de traitement de ce type d'eau n'amène pas de détérioration de la qualité de l'eau traitée. Ce bassin de flottation était équipé d'un racleur à plage qui

n'enlevait la boue qu'à proximité du déversoir à boue et non sur toute la surface. Lors d'un raclage continu, la concentration la plus élevée de la boue en solides est atteinte quand le niveau de l'eau atteint la base du racleur (Table 6).

Tableau 6. Effet du niveau de l'eau sur la concentration en solides et sur la qualité de l'eau traitée quand on utilise un racleur à plage (Page 9)

Quand on ajuste le niveau de l'eau à la base de la plage en faisant fonctionner le racleur en permanence, il se forme une couche de boue flottante. On peut contrôler l'épaisseur de cette couche en variant la vitesse du racleur. Si l'on veut enlever complètement le flottant, il faut régler le niveau de l'eau au sommet de la plage, mais alors un peu d'eau part avec la boue.

On a également étudié l'enlèvement intermittent de la boue. On laissait la boue s'accumuler pendant deux heures et le niveau de l'eau était ajusté au milieu de la plage, le racleur fonctionnant pendant cinq minutes à différentes vitesses. Pendant le raclage la qualité de l'eau se détériorait légèrement (de 0,6 à 0,8 UTF) mais revenait à sa qualité originale après environ cinq minutes. La teneur en solides de la boue diminue quand la vitesse du racleur augmente, car alors la plage entraîne plus d'eau. Pour ce type de boue et de racleur, les meilleurs résultats s'obtiennent en faisant fonctionner le racleur en continu avec le niveau de l'eau à la base de la plage.

5.5 Filtration de l'eau traitée par flottation

A toutes les stations pilotes de flottation il y avait des filtres rapides gravitaires pour comparer les caractéristiques de l'eau traitée par flottation avec celle ces ouvrages principaux de traitement primaire.

La comparaison du rendement des filtres alimentés en eau flottée et de ceux alimentés en eau clarifiée en décanteur à voile de boue montre que ces eaux ont des caractéristiques de filtration similaires à condition que les eaux allant aux filtres aient des turbidités analogues et des résiduels de coagulant similaires.

La présence de bulles d'air dans l'eau traitée par flottation n'affecte pas la filtration.

6 Coût de la flottation par air dissous

Le coût de la flottation par air dissous sera comparé à celui de la décantation à voile de boue qui est actuellement le traitement primaire le plus répandu pour la production d'eau potable en Grande Bretagne. Bien qu'un grand intérêt se soit manifesté pour la flottation, on a peu de renseignements sur le coût du procédé car il y a eu peu d'installations de flottation réalisées et la plupart relativement petites. D'après ces données limitées, une tentative a été faite¹⁵ d'appliquer l'analyse du cash flow pour comparer le total des coûts, construction et exploitation, pour la décantation à voile de boue et la flottation. Cette analyse montre que les dépenses d'investissement sont bien inférieures pour la flottation mais que ses frais d'exploitation sont bien plus élevés. Il en résulte que dans les conditions de traitement de l'eau normales en Grande Bretagne le coût d'ensemble de la flottation est très semblable à celui de la décantation à voile de boue. La flottation tend à être moins chère que la décantation lorsque les décanteurs doivent être exploités à des vitesses ascensionnelles inférieures à 2 m/h environ.

Cependant tous les avantages de processus additionnels peuvent avoir une influence déterminante sur le choix du procédé: plus grande souplesse de la station, temps de mise en route plus court, nécessité d'ajouter des polyélectrolytes ou traitement plus facile des boues. Il est donc important d'essayer d'inclure dans cette analyse des coûts les facteurs qui aident au choix d'un procédé particulier.

Récemment le WRC a publié¹⁶ des prix de revient plus précis des traitements unitaires ainsi que l'estimation du coût total du traitement de l'eau. Cette étude indique que le coût de la décantation à voile de boue, et donc de la flottation, ne représente que 15 à 20% du coût total du traitement en Grande Bretagne.

Il a été aussi montré qu'un faible taux d'utilisation favorise la flottation en raison des économies relativement importantes en frais d'exploitation (tableau 7).

Tableau 7. Exemple de l'effet du taux d'utilisation sur le coût de la sédimentation et de la flottation (Page 9)

7 L'avenir de la flottation pour le traitement de l'eau potable

Les travaux réalisés jusqu'à présent ont démontré l'intérêt considérable de la flottation comme méthode rapide de séparation. Ce procédé est particulièrement efficace avec les eaux de réservoirs contenant beaucoup d'algues ou à faible turbidité, et les eaux très colorées,

qui sont toutes deux difficiles à traiter par la méthode classique de décantation à voile de boue. Outre sa plus grande efficacité pour enlever les algues, la flottation s'est montrée avoir certains avantages supplémentaires tels que la production d'une boue concentrée, facilement traitable, et la facilité de mise en route qui fait que le procédé se prête aux utilisations intermittentes. En outre ce procédé à haute rendement exige des bassins relativement petits et peu profonds (1,2 à 1,6 m de profondeur) qui sont plus faciles à loger et qui peuvent être intéressants lorsque l'excavation du site est difficile. De plus, les décanteurs ou les filtres lents existants peuvent être facilement transformés en installations de flottation, ce qui amène une notable augmentation du débit. Les essais ont également démontré qu'il n'était pas nécessaire d'utiliser des polyélectrolytes.

La plupart des fabricants d'installation de traitement proposent maintenant la flottation à air dissous comme alternative à la décantation ascendante et le Water Research Centre est convaincu que la flottation s'imposera à l'avenir dans de nombreuses stations de traitement.

Remerciements

L'auteur remercie le directeur du Water Research Centre pour la permission de publier ce rapport.

Bibliographie (Pages 9-10).

III. 157.5
 21
 163A78

Water quality in distribution systems

by Mr Rapinat de la Compagnie Générale des Eaux, Paris, France

LIBRARY

International Reference Centre
 for Community Water Supply

The aspects and causes of water quality deterioration in a water supply network are numerous. Therefore, the remedial action to be taken will be very varied, and may involve:

- water treatment before it is fed into the distribution network,
- design and construction of the distribution network,
- operating and monitoring procedures.

Before examining in greater detail these different areas, it must be stressed that good water quality can be maintained in a distribution network only by the systematic application of an entire set of precautions ranging from design of facilities to utilization procedures and by monitoring from water treatment to user. The slightest error may lead to significant quality degradation. The system is thus akin to a chain that is no stronger than its weakest link.

suitable to the pollution level encountered or because an operating incident has given rise to a plant failure, may lead to biological or chemical degradation.

A certain number of living organisms can be completely eliminated by the sterilization treatment that is applied. In particular, this is the case with the test bacteria whose total elimination provides a measure of the effectiveness of the disinfection process. Most often, the accidental presence of these organisms in a network results from the failure of the sterilization agent injection equipment. In order to limit the consequences of this type of incident, modern facilities should be equipped with an alarm system.

Certain other common bacteria are partially resistant to the treatment processes used on an industrial scale. Therefore, factors must be applied which are capable of preventing the development of such organisms in the network. Water suppliers can act by:

- maintaining a chlorine residual level which inhibits possible development,
- eliminating, during treatment, any substances such as ammonia which are likely to provide nourishment to the organisms in the network (Fig.1). This additional measure makes it possible either to restrict the

1 Application of a higher performance treatment process

The application of insufficient treatment processes, either because the purification stages are no longer

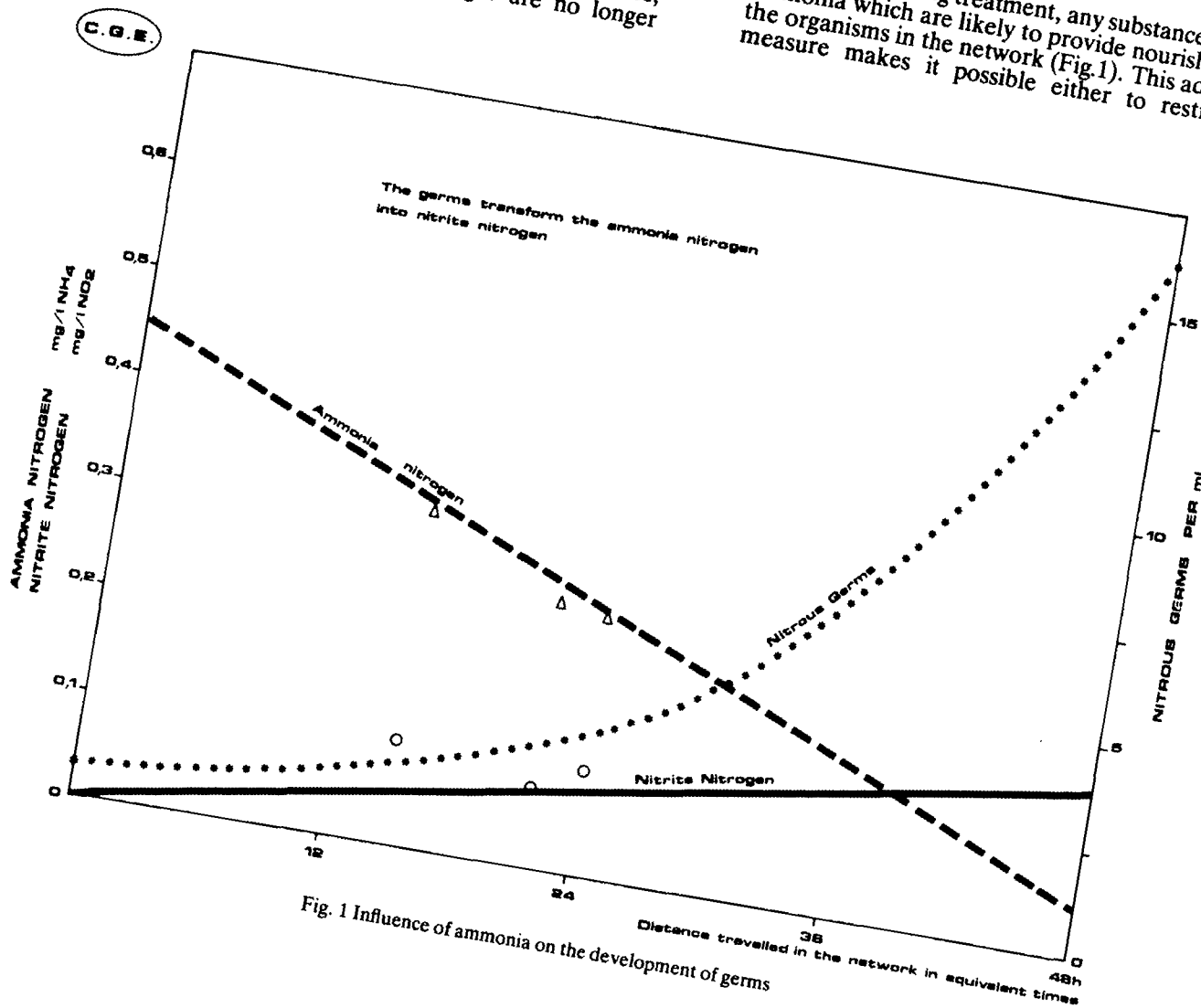


Fig. 1 Influence of ammonia on the development of germs

harmful effects of a temporary lack of residual chlorine, or to reduce the chlorine dosage to be applied in post-treatment.

Corrosion phenomena, which can occur in the distribution network, constitute another source of potential water quality degradation. Often, the solution must be sought in the treatment process itself.

In order to avoid iron corrosion, the water distributed must be slightly "petrifying", that is, able to create a protective coating made up of a mixture of calcium carbonate and ferric hydroxide. The formation of this deposit is also necessary to prevent the free lime component of concrete from dissolving. In order for this layer to form, care must be taken that the mineralization level of the water is sufficient.

Finally, there are a few rare corrosion inhibitors approved for human consumption. Nevertheless, it appears advisable to use these chemicals only for solving difficult problems in limited areas. In other cases it appears preferable to correct degradation at the source.

2 Design and construction of the distribution network

During the construction of a distribution network it is necessary to choose and verify the solutions applied so as to limit potential risks, either of water quality degradation by corrosion or of introduction of live organisms.

Potential corrosion risks may be reduced by an appropriate choice of pipeline materials. Thus, the surface finish of the inside wall of pipes should be sufficiently rough to provide good adhesion for the calcium carbonate and ferric hydroxide protective layer, but should also be sufficiently smooth for a thin deposit to provide the proper degree of isolation for the water transported. The multiplicity of materials used in

pipelines can give rise to contact corrosion. Therefore, care must be taken to limit the number of changes in material and to select the sequence of the elements. The nature of the terrain in which pipes are laid and fittings installed, as well as neighbouring electrical equipment, can give rise to particularly dangerous corrosion phenomena.

Special precautions must be taken when the network is constructed. On the one hand, it is necessary to check the manufacturing characteristics of the pipes: homogeneity of material and absence of cracking on the internal surface. On the other hand, pipeline construction must be carried out with care: elimination of sludge resulting from storage prior to installation and use of insulating joints between dissimilar materials.

In order to limit the risks of biological degradation of the water special care is required in the construction of ancillary equipment. Thus, service connections to users' buildings must be designed to prevent back-siphonage of water from interior connections or contamination by mixing. Network and storage tank fittings must not allow foreign bodies or live organisms to enter. More especially, precautions must be taken in the design of storage tank air vents: filtration of outside air is sometimes advisable.

Finally, it is important in the design process to provide for a proper rate of water renewal and to avoid local stagnation conducive to water degradation. Thus, in the matter of storage tank design it is sound practice to have the incoming water flow roughly tangentially to the tank wall, so as to agitate the entire volume and reduce the extent of still areas (Fig. 2). The level of interconnections in the network must result from a compromise between the resulting security of supply and the risk of degradation caused by stagnation or by mixing with old water. In addition, limiting the time the water stands in the network helps to maintain the chlorine residual level.

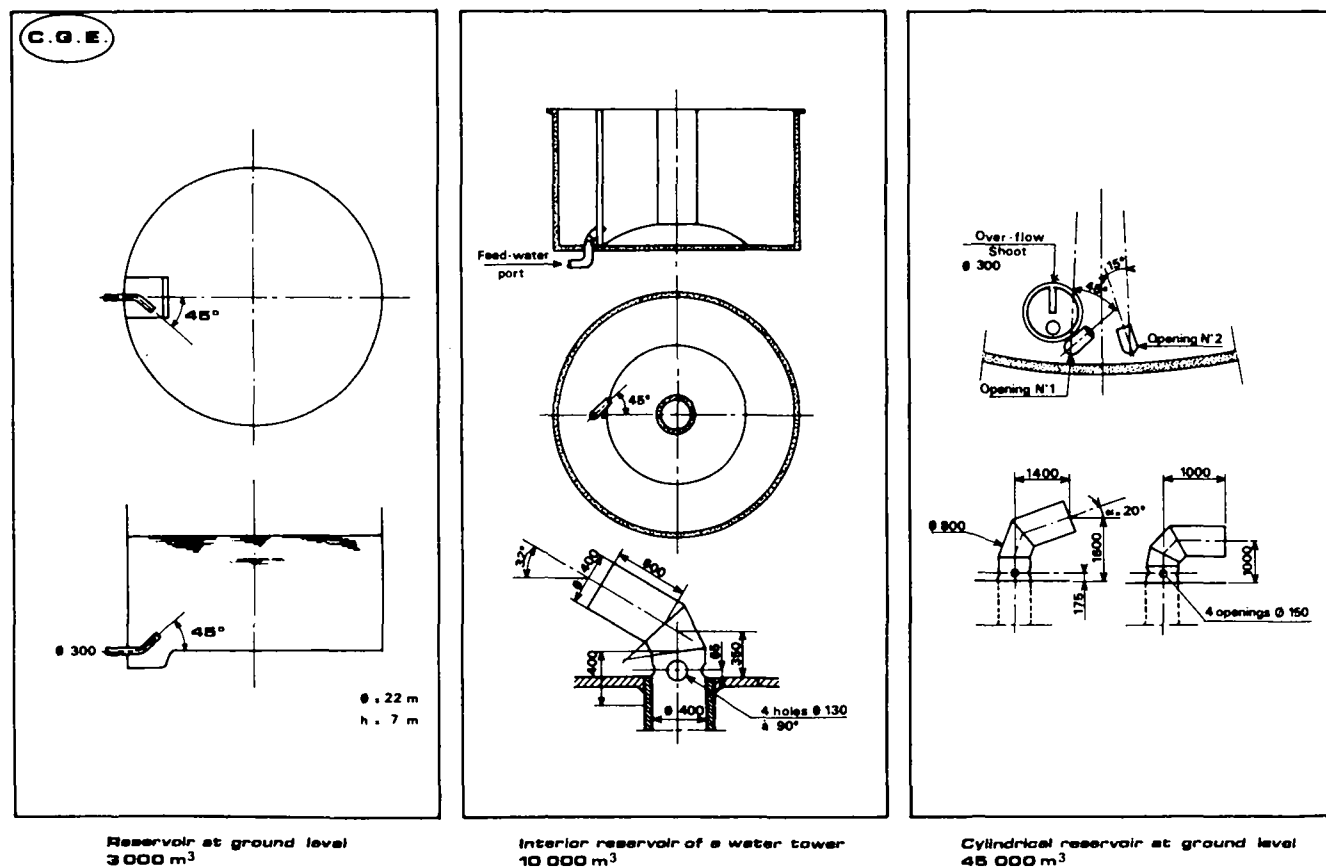


Fig. 2 Device for introducing water in reservoirs

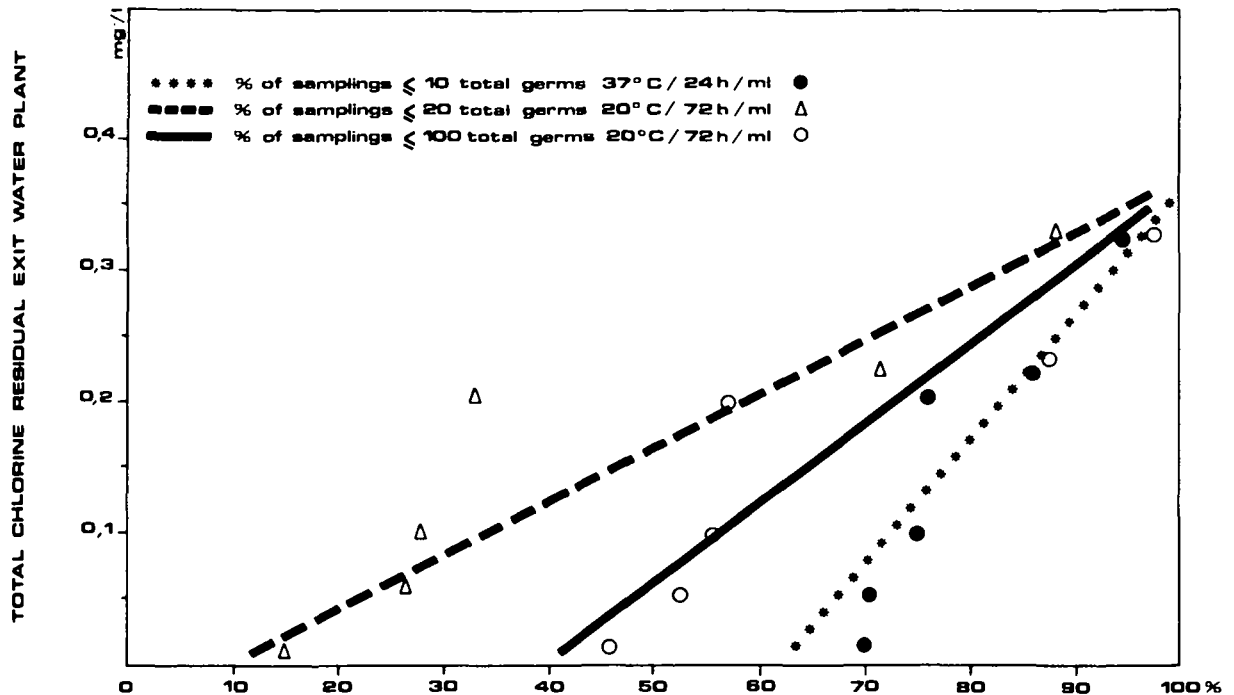


Fig. 3 Influence of the amount of chlorine residual exit water plant on the presence of total germs in the network

3 Operating and monitoring procedures

The precautions described above concerning water treatment and network construction must be supplemented by two preventive measures: maintenance of a chlorine residual level and periodic cleaning and sterilization of the network.

3.1 Maintenance of chlorine residual

The presence of numerous fittings in the network multiplies the potential risk of the introduction and development of harmful bacteria. This type of degradation is especially feared by water suppliers since these organisms multiply extremely rapidly. It is, therefore, necessary to add a chlorine-based growth inhibitor. Maintenance of a chlorine residual level is one of the fundamental parameters the operating authority must monitor (Fig. 3).

Whilst there is no particular difficulty in maintaining a chlorine residual level at all points in a recently constructed network of limited length, this is not the case in large networks, especially during warm weather. This is because chlorine-based products are liable to decompose and this phenomenon is activated by an increase in temperature.

Numerous approaches have been studied for the permanent maintenance of a chlorine residual in a properly treated water:

- choice of the chlorination product: chlorine, chlorine dioxide, chloramines, etc. Ordinarily, chlorine is used (Fig. 4),
- reduction in the time the water spends in the network,

by adopting a design limiting network interconnection,

- decrease in network chlorine demand by systematic, periodic network cleaning and sterilization. This procedure is particularly recommended for very old networks with extensive deposits,
- installation of a chlorination unit within the network. It is possible to obtain a chlorine residual at every point in the network by increasing the post-chlorination dosage at the treatment plant itself. However, consumers located near the plant will then be supplied with a water containing high chlorine concentrations and having a pronounced taste. It is thus necessary to reach a compromise in quality between the beginning and end of the network. One way to limit the chlorine dosage applied is to chlorinate within the network. In particular, it may prove useful to rechlorinate the water as it enters service reservoirs remote from the waterworks, which are used to supply semi-independent areas.

3.2 Network cleaning and sterilization procedures

Such procedures must be developed:

- on the one hand to avoid the risk of contamination when new mains or service lines are put on stream,
- on the other hand to limit the growth of deposits which develop slowly during network use.

Initial network sterilization may conveniently be performed using calcium hypochlorite (HTH), as this powder allows for local preparation of a highly concentrated solution (Fig. 5 + photograph).

Whilst the majority of water suppliers carry out

C. G. E.

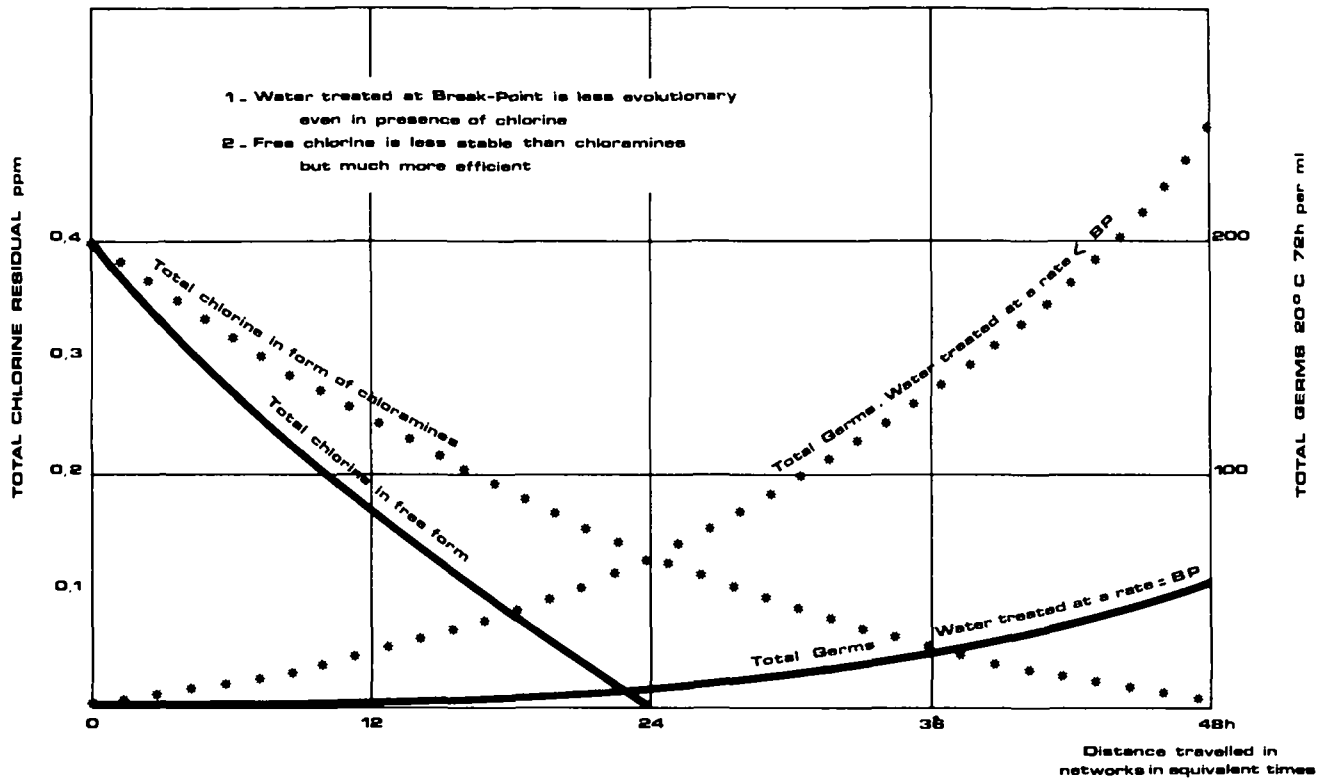


Fig. 4 Presence of total germs in networks—influence of pre-treatment and type of residual chlorine

C. G. E.

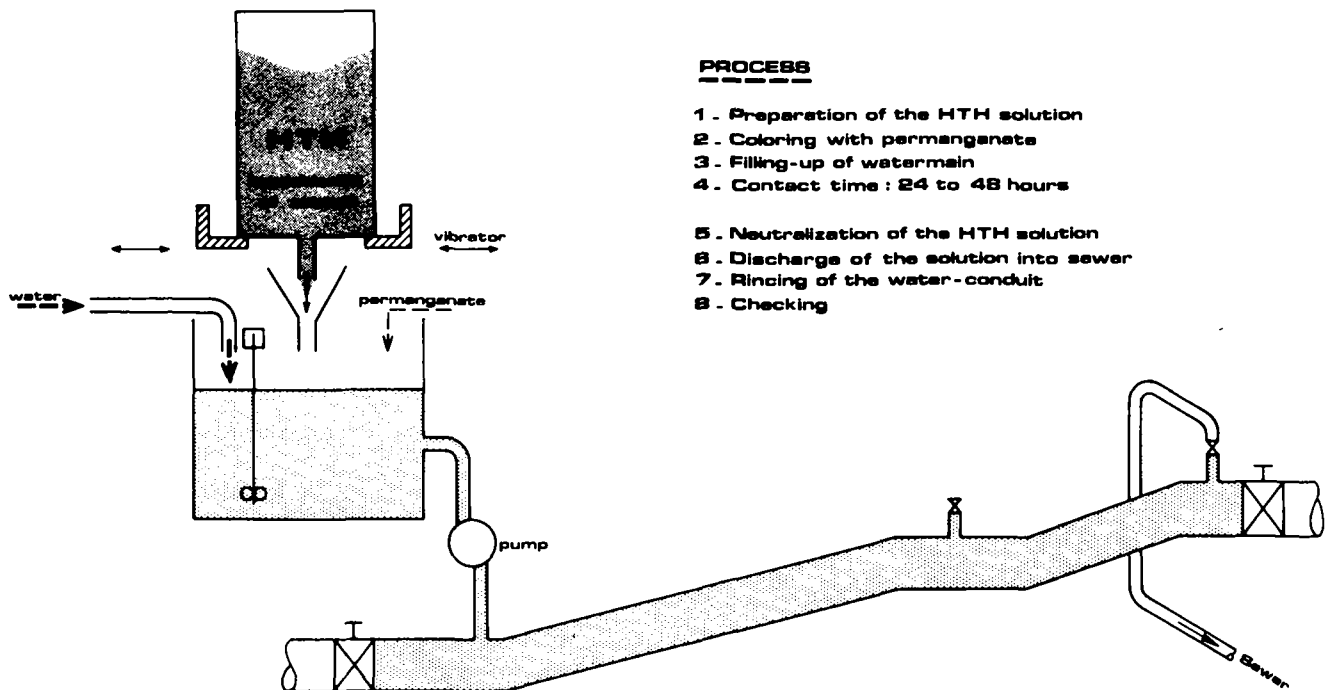


Fig. 5 Sterilization of the network



C.G.E.

PROCESS

1. Insulation of reach
2. Introduction of water under pressure
3. Discharge of water ; rinsing
4. Similar new operation
5. Preparing for service

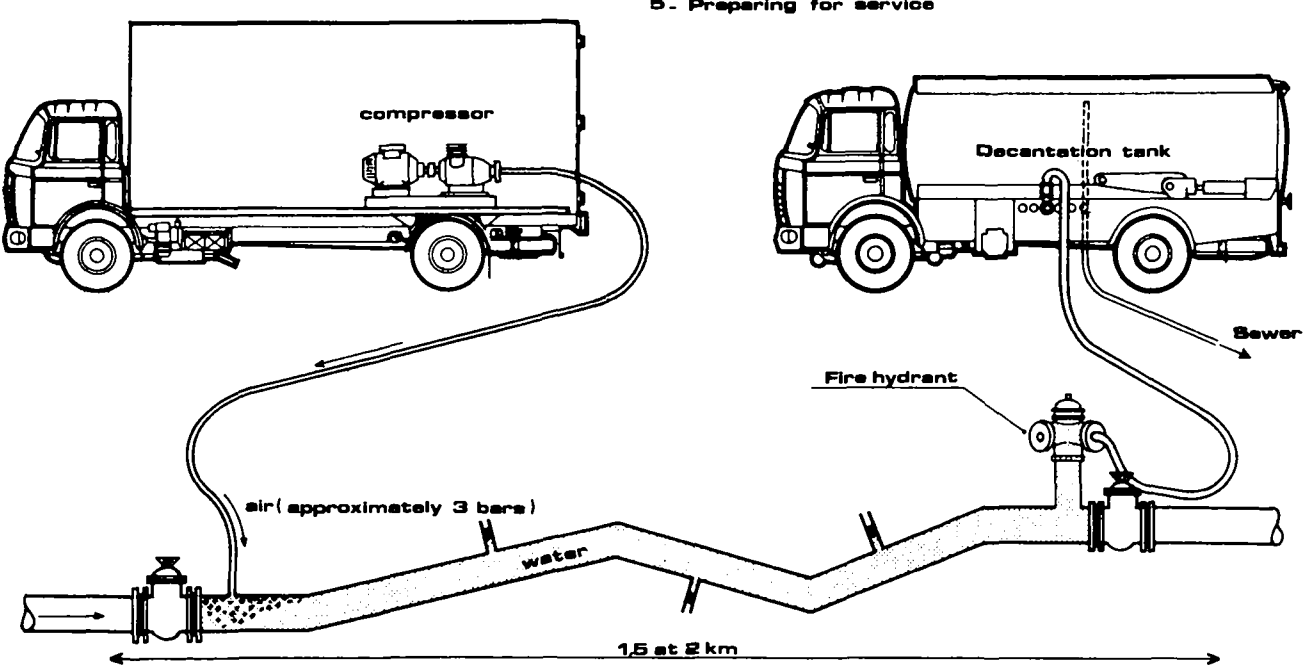


Fig. 6 Cleaning of network for diameters < 200 mm

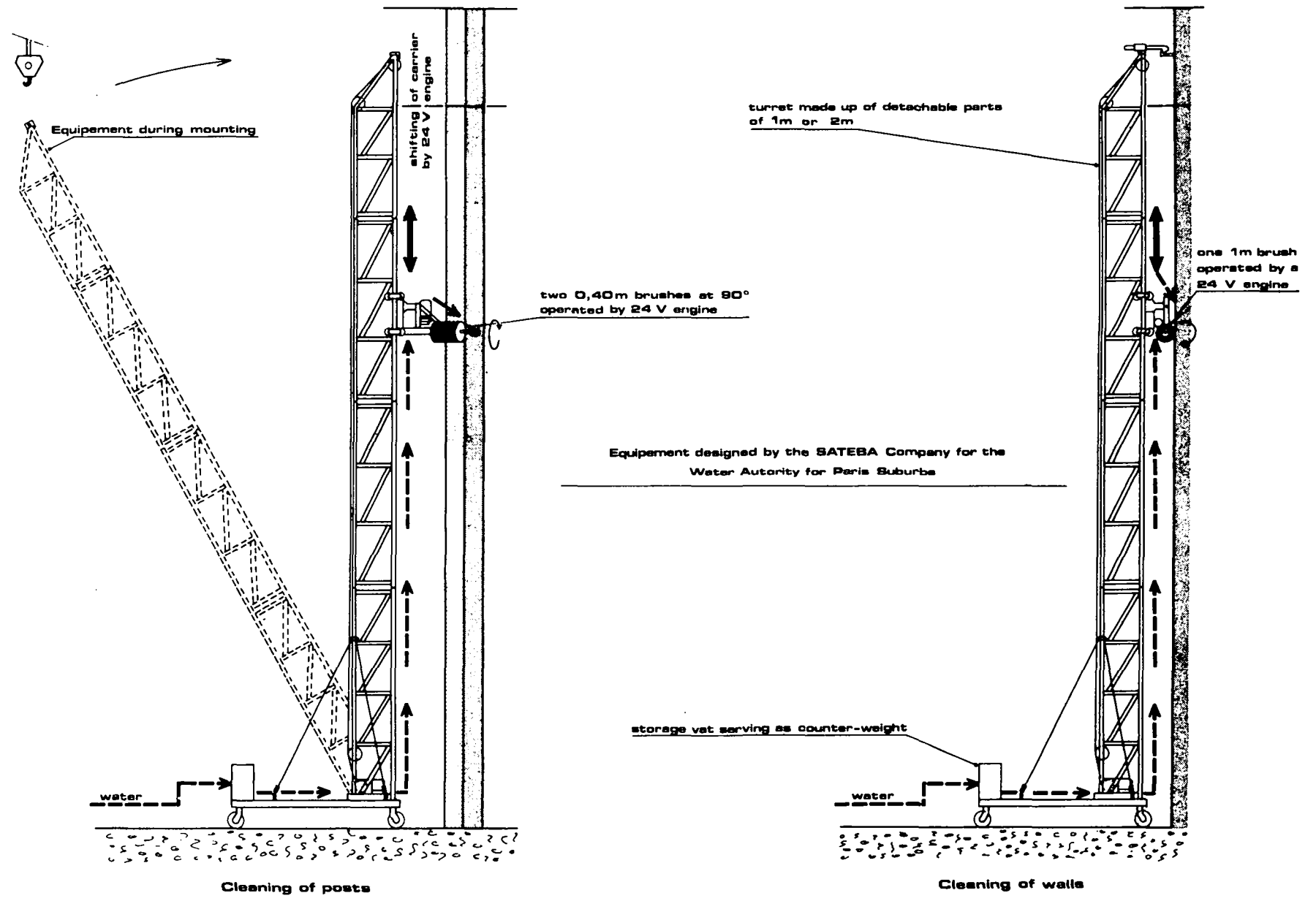


Fig. 7 Equipment for cleaning of 5 to 10 m high ground level reservoirs

effective cleaning and sterilization operations when installing new mains, systematic maintenance still appears to be rather limited.

Systematic network cleaning may be carried out using water-propelled swabs or scrapers scrubbing the inside walls. Although this is recognized as an efficient technique, its operating cost and its clumsiness in application have kept it from being more widely used.

An original procedure has recently been developed. It is based on the simultaneous introduction of a mixture of air and water. The presence of air makes it easier to remove deposits and significantly increases cleaning effectiveness (Fig. 6).

Annual cleaning of service reservoirs is strongly recommended. The use of mechanical procedures makes it possible to increase effectiveness and to reduce reservoir down-time (Fig. 7).

3.3 Network inspection and monitoring

In order to eliminate as much as possible any risk of sudden degradation, the operator must constantly monitor network water quality changes.

First of all, it is necessary to check on the potential degradation behaviour of the water introduced into the network. An original method was recently developed, based on simulation *in vitro*. The operating principle consists of keeping, away from the light, bottled samples of water taken at the distribution network inlet point. Each day a bacteriological count is carried out on one of the sample bottles. This test provides a check on proper treatment, by demonstrating the lack of unfavourable changes during the first three or four days, under good conditions.

This inspection method must be supplemented by systematic analyses at key points in the network so as to detect potential degradation hazards. However, since the results of any action taken on the network are apparent only after a relatively long interval, tests must not be limited to potability parameters alone, but must also cover benign phenomena which may serve as indicators of future trouble. Thus, an increase in the number of common non-pathogenic germs in the network may warn of possible development of *Escherichia Coli* and make it possible to take the necessary emergency steps to correct the situation.

3.4 Service connection monitoring

It is not enough simply to check service connections for correct construction when they are installed. This is because such installations are often modified to adapt them to new user needs. Periodic inspection of service connections will therefore prove necessary.

4 Conclusion

In conclusion, in order to avoid degradation in the quality of water from the time it leaves the treatment plant to the moment when it is consumed, the following measures must be taken:

- systematic network cleaning and monitoring procedures must be applied to limit the effect of such degradation factors as high distributed water temperature, long transit times and old pipelines,
- all necessary precautions must be taken to eliminate certain causes of degradation resulting from inadequate treatment, from poor design or from defective network construction.

Qualité de l'eau dans les réseaux de distribution

par M. Rapinat, Compagnie Générale des Eaux, Paris, France

Les aspects et les causes d'une détérioration de la qualité de l'eau dans un réseau de distribution sont multiples. Par suite, les actions à entreprendre pour y remédier seront fort variées et pourront concerner

- soit le traitement de l'eau avant introduction,
- soit la conception et la réalisation du réseau,
- soit la procédure d'exploitation et de surveillance.

Avant d'examiner plus en détail ces différents points, il faut insister sur le fait que le maintien en permanence d'une bonne qualité d'eau en réseau ne peut être obtenu que par la mise en oeuvre systématique d'un ensemble de précautions s'étendant de la conception des ouvrages à la procédure d'exploitation et du traitement de l'eau au contrôle des abonnés. La moindre erreur peut se traduire par des détériorations importantes. C'est un peu comme une chaîne dont la solidité est celle du maillon le plus faible.

1 Mise en oeuvre d'un traitement plus performant

La mise en oeuvre d'un traitement insuffisant, soit que les étapes de purification ne sont plus adaptées au niveau de pollution atteint, soit qu'un incident

d'exploitation ait provoqué une défaillance de l'installation, peut entraîner des détériorations biologiques ou chimiques.

Un certain nombre d'organismes vivants peuvent être éliminés en totalité par le traitement de stérilisation mis en oeuvre. C'est en particulier le cas des germes-tests dont l'élimination complète permet de juger de l'efficacité du processus de désinfection. Le plus souvent la présence accidentelle de ces organismes dans un réseau résulte de la défaillance de l'équipement d'injection de l'agent de stérilisation. Pour limiter les conséquences de ce type d'incident, les installations modernes devraient disposer d'un système d'alarme.

D'autres organismes comme les germes banaux résistent en partie aux traitements utilisés à l'échelon industriel. Il est donc nécessaire de mettre en oeuvre des facteurs susceptibles d'éviter le développement de ces organismes dans le réseau. Les distributeurs d'eau peuvent agir par :

- le maintien d'un résiduel de chlore qui inhibe les possibilités de développement,
- la suppression, au niveau du traitement, de substances comme l'ammoniaque (fig. 1) susceptibles de servir de nourriture aux organismes dans le réseau. Cette mesure complémentaire permet de limiter les

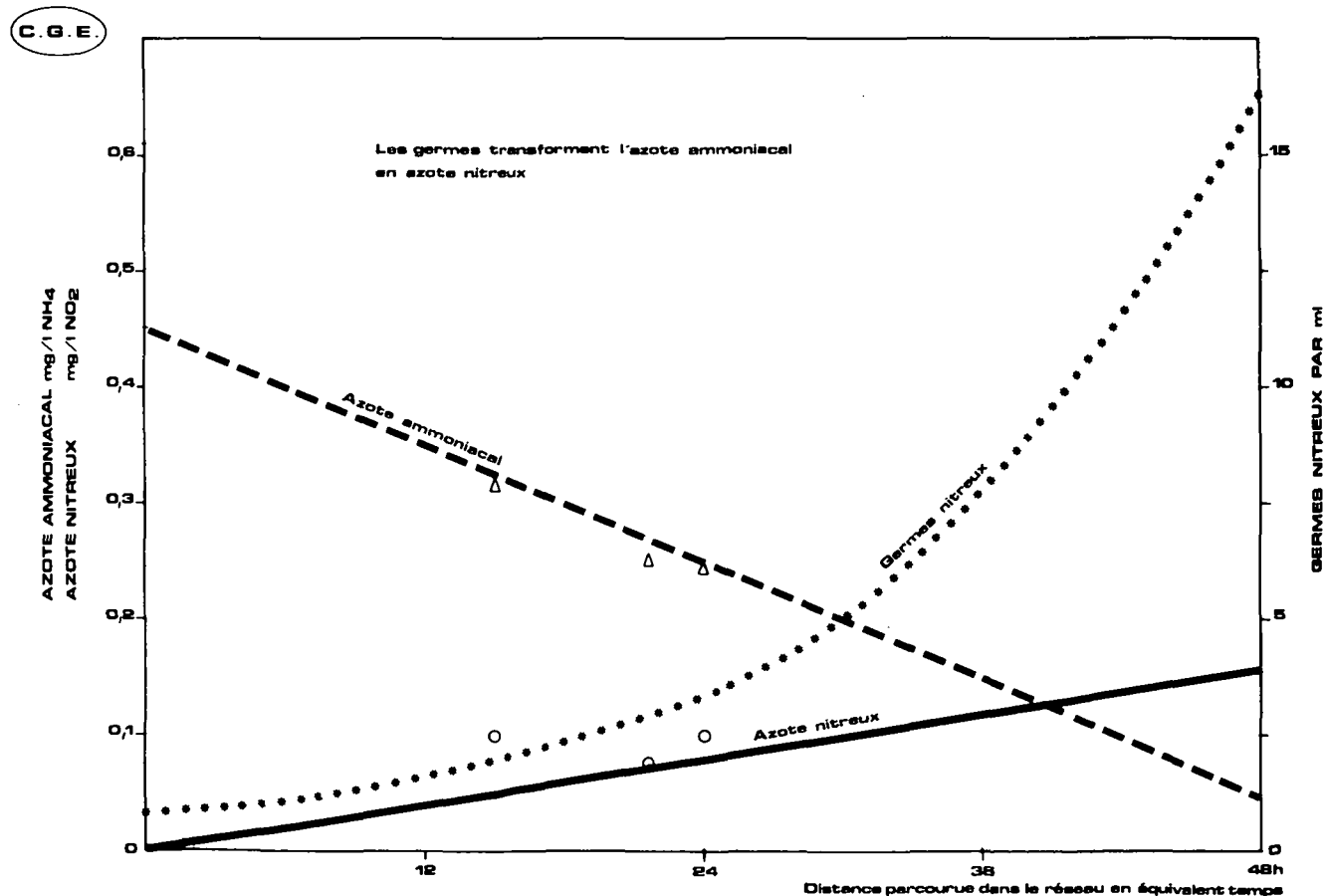


Fig. 1—Influence de l'ammoniaque sur le développement des germes

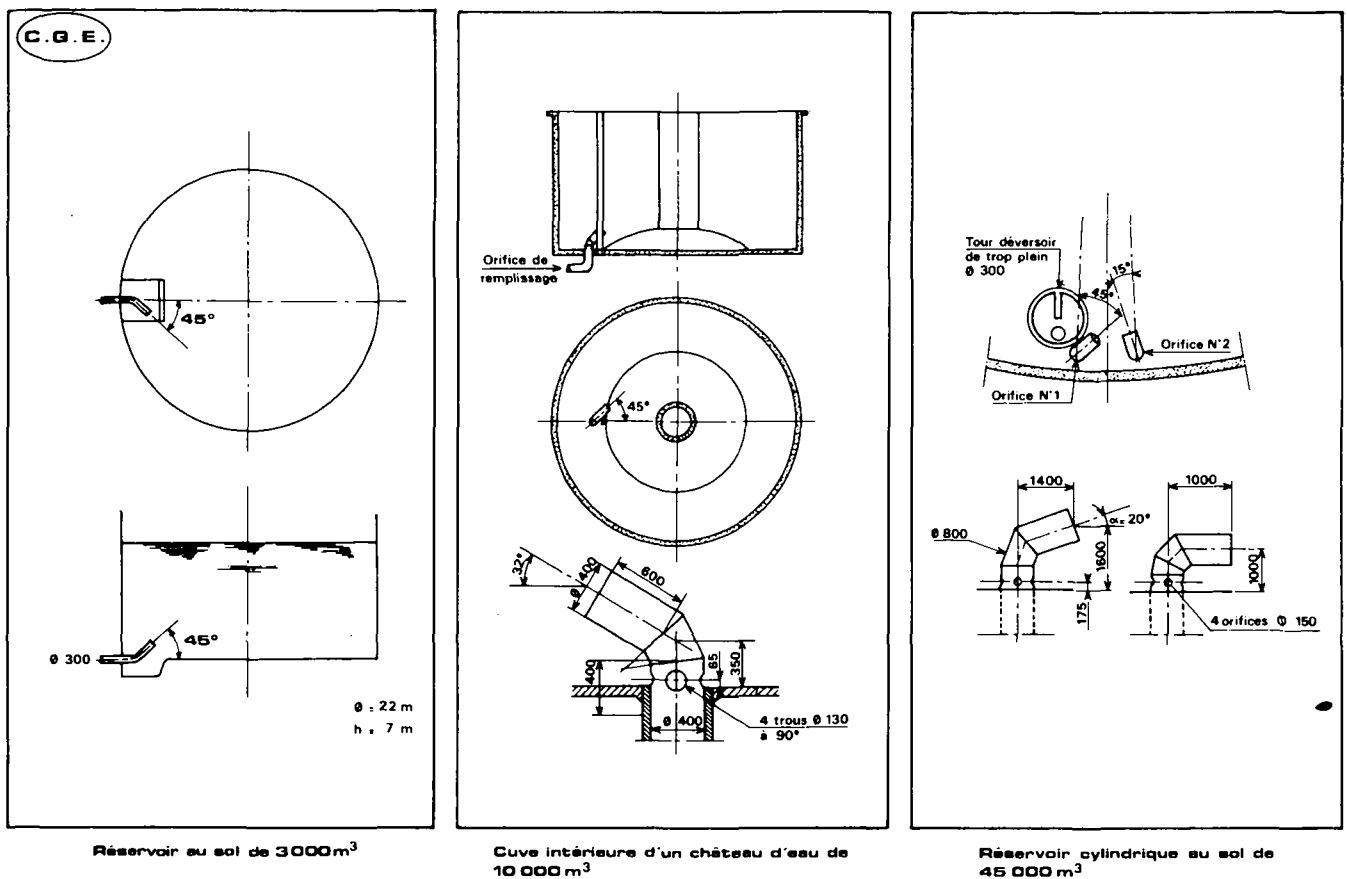


Fig. 2—Dispositif d'introduction de l'eau dans les réservoirs

effets néfastes résultant de l'absence temporaire de chlore résiduel ou de réduire les quantités de chlore à mettre en oeuvre en post-traitement.

Les phénomènes de corrosion qui peuvent survenir sur le réseau constituent une autre source de dégradation potentielle de la qualité de l'eau. Souvent le remède doit être cherché au niveau du traitement.

Pour éviter l'attaque du fer, il faut que l'eau distribuée soit légèrement "incrustante", c'est-à-dire susceptible de créer une couche protectrice constituée par un mélange de carbonate de calcium et d'hydroxyde ferrique. La formation de ce dépôt est également nécessaire pour éviter la dissolution de la chaux libre intervenant dans la constitution du béton. Pour que cette couche puisse se former, il faut veiller à ce que la minéralisation de l'eau soit suffisante.

Enfin il existe quelques rares inhibiteurs de corrosion agréés pour un usage alimentaire. Cependant il paraît souhaitable de réserver l'injection de ces produits chimiques à la résolution de problèmes délicats dans des zones limitées. Dans les autres cas, il paraît préférable de remédier dès l'origine à cette dégradation.

2 Conception et réalisation du réseau

Lors de la construction d'un réseau, il est nécessaire de choisir et contrôler les solutions mises en oeuvre de manière à limiter les risques potentiels, soit de dégradation de la qualité par les phénomènes de corrosion, soit d'introduction d'organismes vivants.

Les risques potentiels de corrosion peuvent être réduits par un choix judicieux de la nature des canalisations. C'est ainsi que l'état de surface de la paroi intérieure des tuyauteries doit être suffisamment rugueux pour permettre le bon accrochage de la couche protectrice de carbonate de calcium-hydroxyde ferrique,

mais cependant relativement lisse pour qu'un dépôt mince puisse assurer un bon isolement de l'eau transportée. La multiplicité des matériaux utilisés pour les canalisations peut donner naissance à des corrosions par contact. Il faut donc veiller à limiter le nombre des changements de matériaux et à sélectionner l'ordre des éléments. La nature du terrain dans lequel s'effectue la pose des tuyauteries et le voisinage d'installations électriques peuvent être à l'origine de phénomènes de corrosion particulièrement redoutables.

Des précautions particulières doivent être prises lors de la réalisation du réseau. D'une part, il faut contrôler les caractéristiques de fabrication des tuyaux: homogénéité du matériau, absence de criques sur la surface interne. D'autre part, le montage des éléments doit être effectué avec soin: élimination des boues résultant du stockage avant pose, pose de joints isolants au contact de deux matériaux différents.

Pour limiter les risques de dégradation biologique de l'eau, il faut veiller tout particulièrement à la réalisation des équipements auxiliaires. Ainsi les branchements des abonnés doivent être conçus de manière à éviter les possibilités de retour d'eau en provenance de l'installation intérieure et de contamination par mélange. Les accessoires du réseau et des réservoirs ne doivent pas permettre l'introduction de corps étrangers ou d'organismes vivants. En particulier, des précautions doivent être prises au niveau de la conception des prises d'aération des réservoirs et une filtration de l'air extérieur est parfois à conseiller.

Enfin, il importe lors de la conception de veiller à assurer un bon renouvellement de l'eau et d'éviter en certains endroits des stagnations favorables à une dégradation. Ainsi dans le cas des réservoirs, il est astucieux de faire arriver l'eau presque tangentiellement à la paroi de manière à mettre la masse d'eau en mouvement et de limiter l'importance des zones mortes (fig. 2). Le niveau de maillage du réseau doit résulter

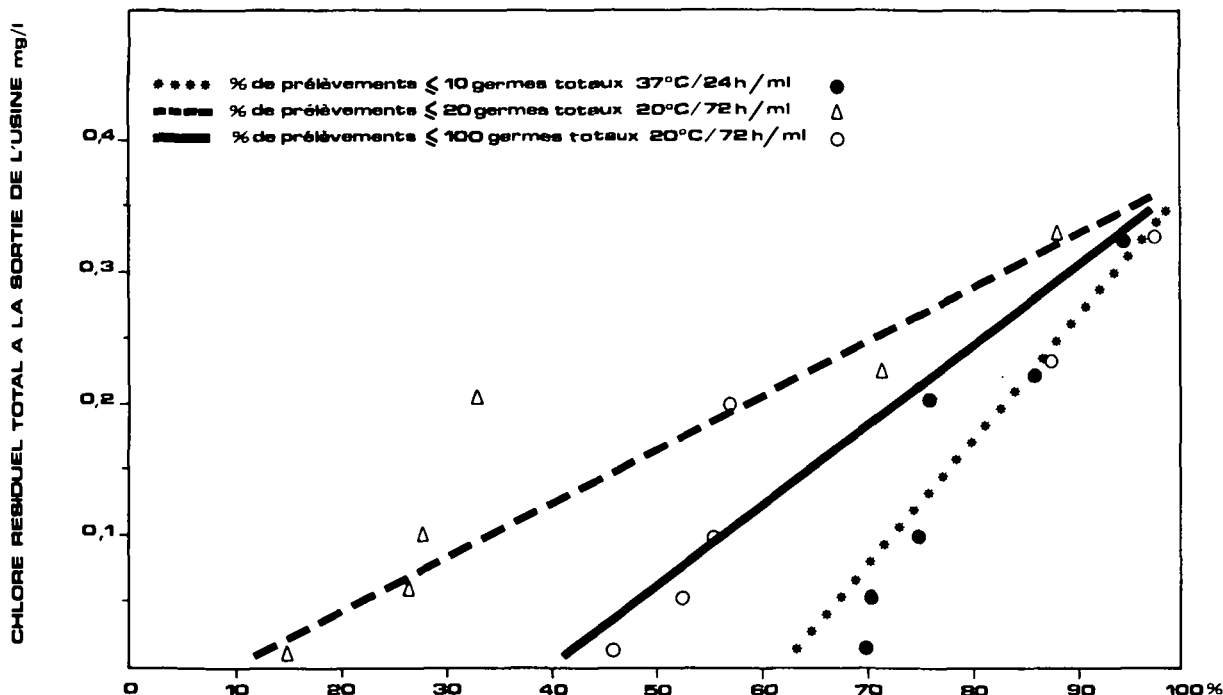


Fig. 3 — Influence de la teneur en chlore résiduel à la sortie de l'usine de traitement sur la présence de germes totaux dans le réseau

d'un compromis entre la sécurité d'alimentation qui en résulte et les risques de détérioration entraînés par une stagnation ou un mélange d'eau ancienne. Par ailleurs, la limitation du temps de séjour en réseau favorise le maintien d'un résiduel chlore.

3 Procédures d'exploitation et de surveillance

Il est nécessaire de compléter les actions précédentes au niveau du traitement et de la réalisation du réseau par la mise en oeuvre de deux mesures préventives: le maintien d'un résiduel chlore et l'exécution périodique de nettoyage et de stérilisation du réseau.

3.1 Maintien d'un résiduel chlore

L'existence de nombreux accessoires sur le réseau multiplie les risques potentiels d'introduction et de développement de germes. Cette forme de dégradation est d'autant plus redoutée par les distributeurs d'eau que la multiplication de ces organismes est extrêmement rapide. Il est donc nécessaire d'introduire un inhibiteur du développement sous la forme d'un agent chloré et le maintien d'un résiduel chlore est l'un des éléments fondamentaux que doit surveiller l'exploitant (fig. 3).

Si sur les réseaux de faible longueur et récents, la présence en tout point d'un résiduel chlore ne pose pas de problème particulier, il n'en est pas de même en période d'eau chaude sur les grands réseaux. En effet, les agents chlorés sont des produits susceptibles de se décomposer, ce phénomène étant activé par une élévation de température.

De nombreuses voies ont été explorées pour assurer en permanence le maintien d'un résiduel chlore dans une eau bien traitée:

- choix de l'agent de chloration entre le chlore, le bioxyde de chlore, les chloramines . . . Habituellement, on utilise du chlore (fig. 4),
- réduction du temps de séjour en réseau en adoptant une conception limitant le maillage,
- diminution de la demande en chlore du réseau en procédant systématiquement à des opérations périodiques de nettoyage et de stérilisation du réseau. Cette procédure est à recommander tout particulièrement pour les réseaux vétustes que comportent de nombreux dépôts,
- mise en place de poste de chloration en réseau. L'existence en tout point d'un résiduel chlore peut être obtenu par l'augmentation du taux de post-chloration au niveau de l'unité de traitement. Cependant, les consommateurs situés au voisinage de l'usine sont alors alimentés avec une eau contenant de fortes doses de chlore et donc présentant une saveur affirmée. Il faut donc rechercher un compromis entre la qualité en tête et en bout du réseau. Une manière de limiter la dose de chlore introduite est d'effectuer une chloration en réseau. En particulier, il peut s'avérer intéressant de rechlorer l'eau pénétrant dans les réservoirs éloignés de l'usine de traitement et alimentant des zones semi-indépendantes.

3.2 Procédures de nettoyage et de stérilisation du réseau

- De telles procédures doivent être développées:
 - d'une part pour éviter les risques de contamination

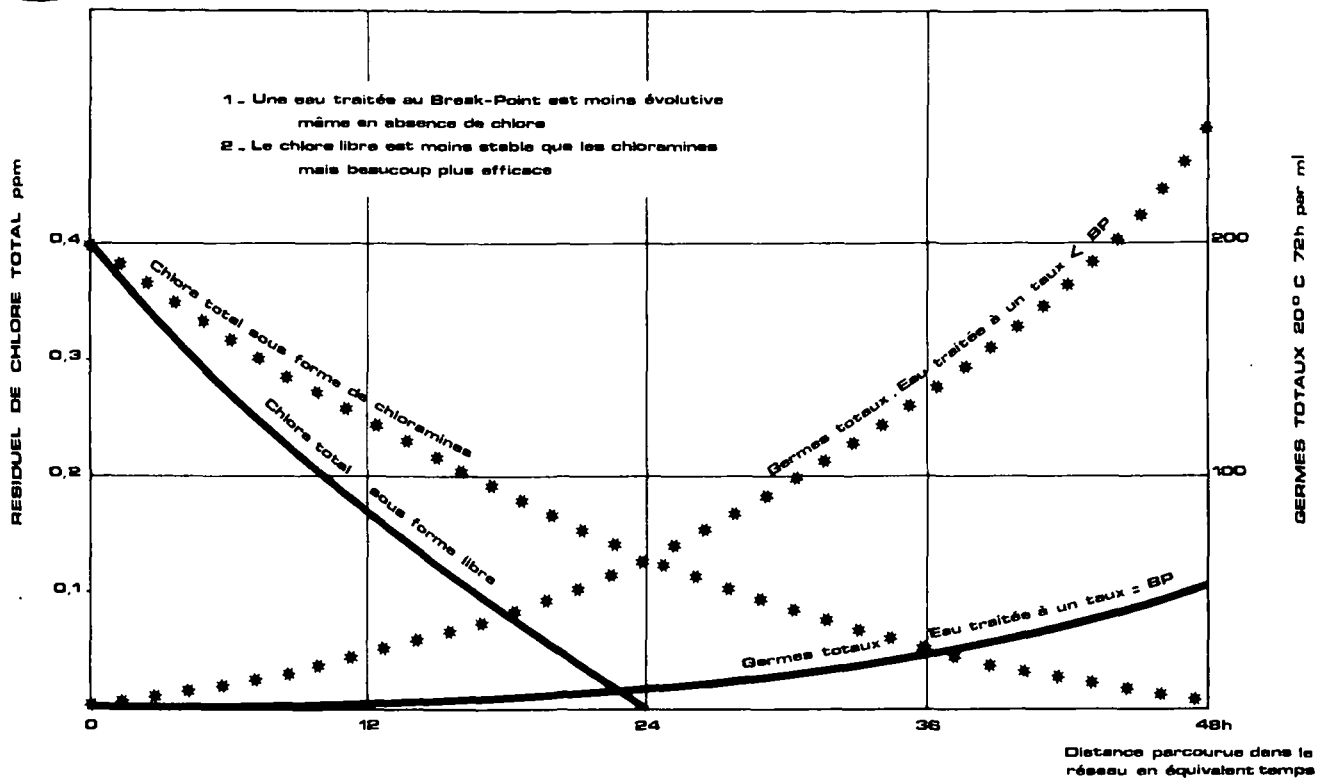


Fig. 4—Présence de germes totaux dans les réseaux. Influence du prétraitement et de la nature du chlore résiduel

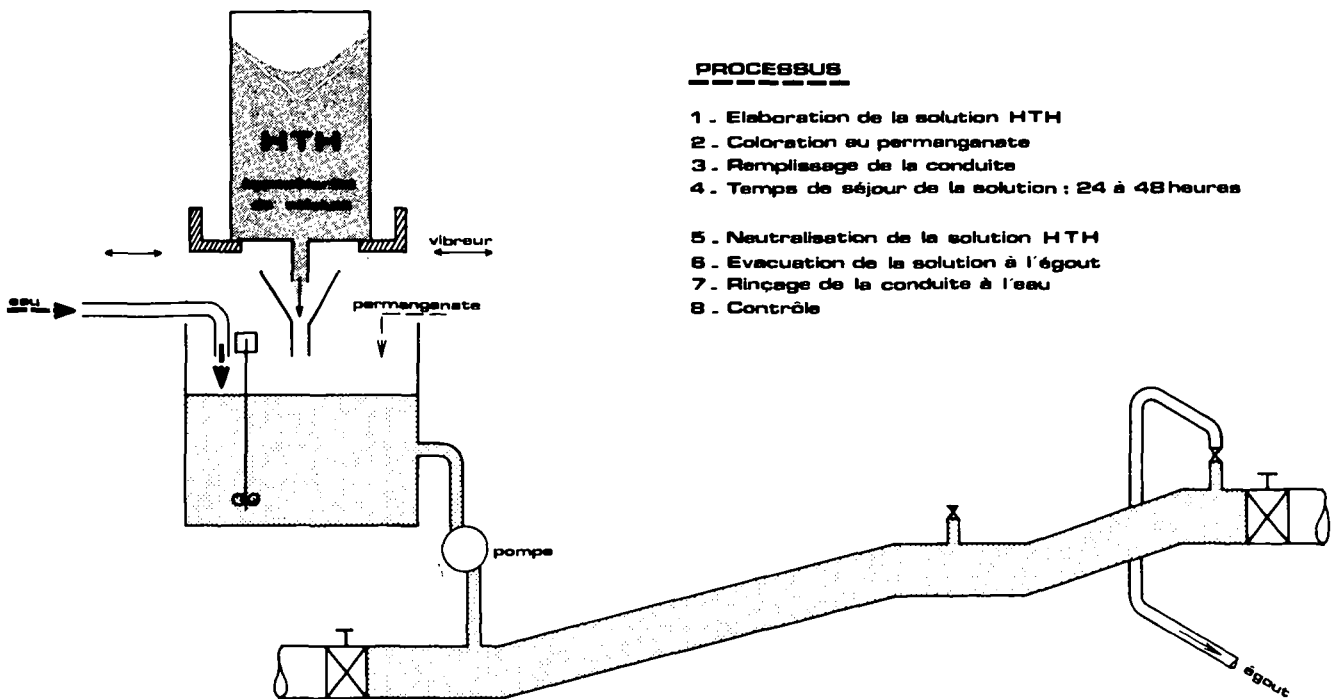
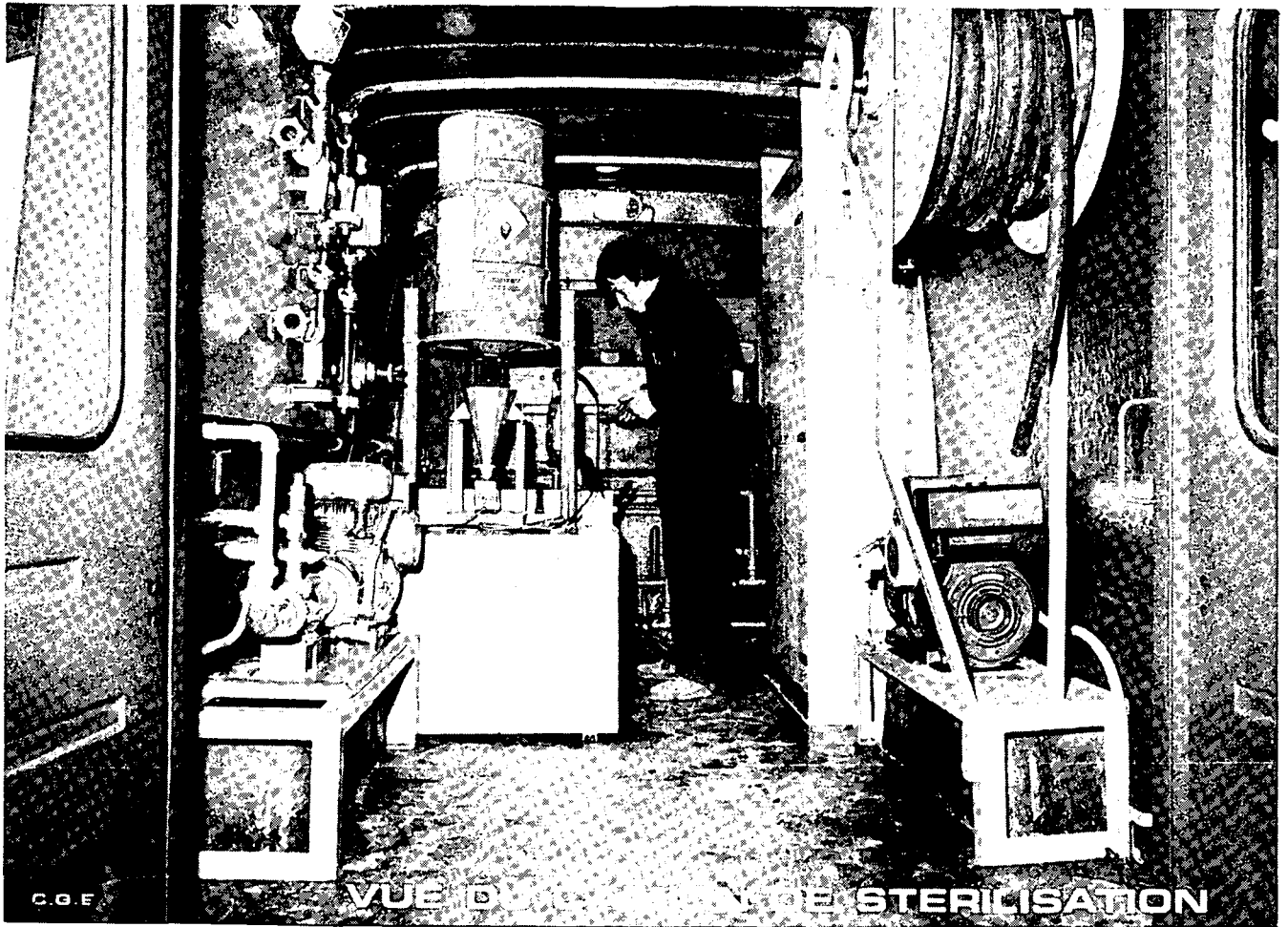


Fig. 5—Stérilisation du réseau



C.G.E.

VUE D'ENSEMBLE DE LA CHAMBRE DE STERILISATION

C.G.E.

PROCESSUS

1. Isolation du bief
2. Introduction d'air sous pression
3. Evacuation de l'eau ; rinçage
4. Nouvelle opération similaire
5. Remise en service

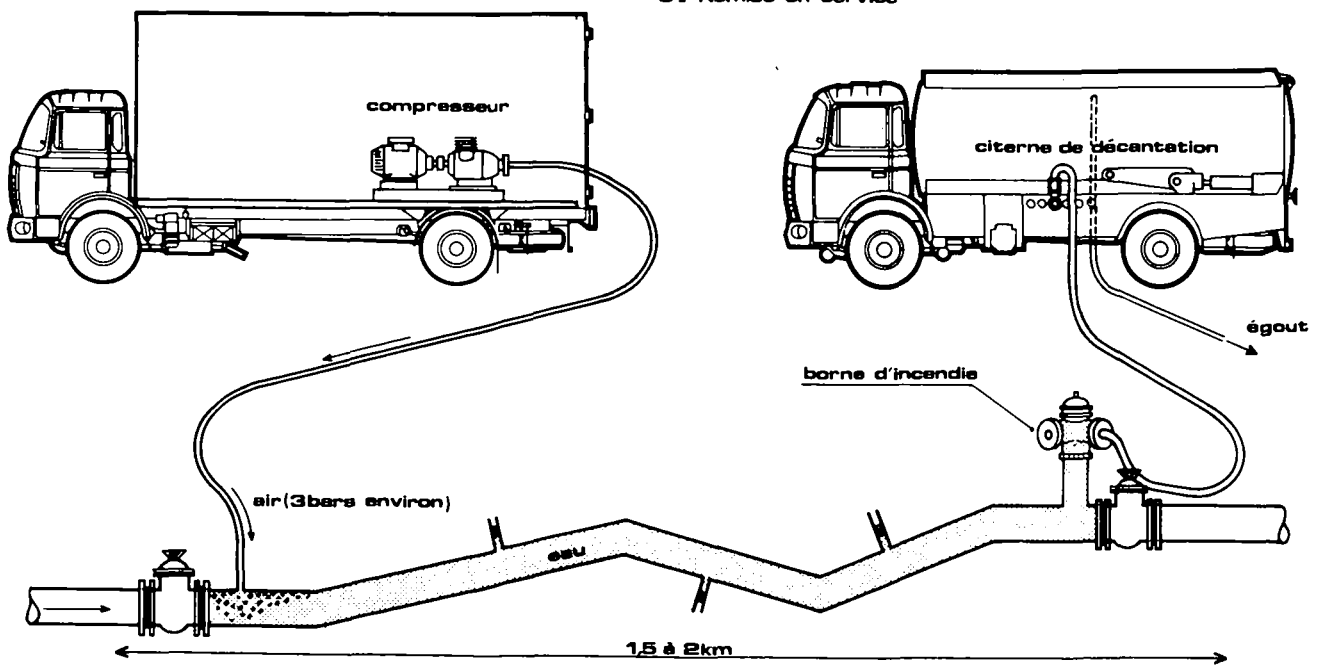


Fig. 6—Nettoyage du réseau pour diamètres inférieurs à 200 mm

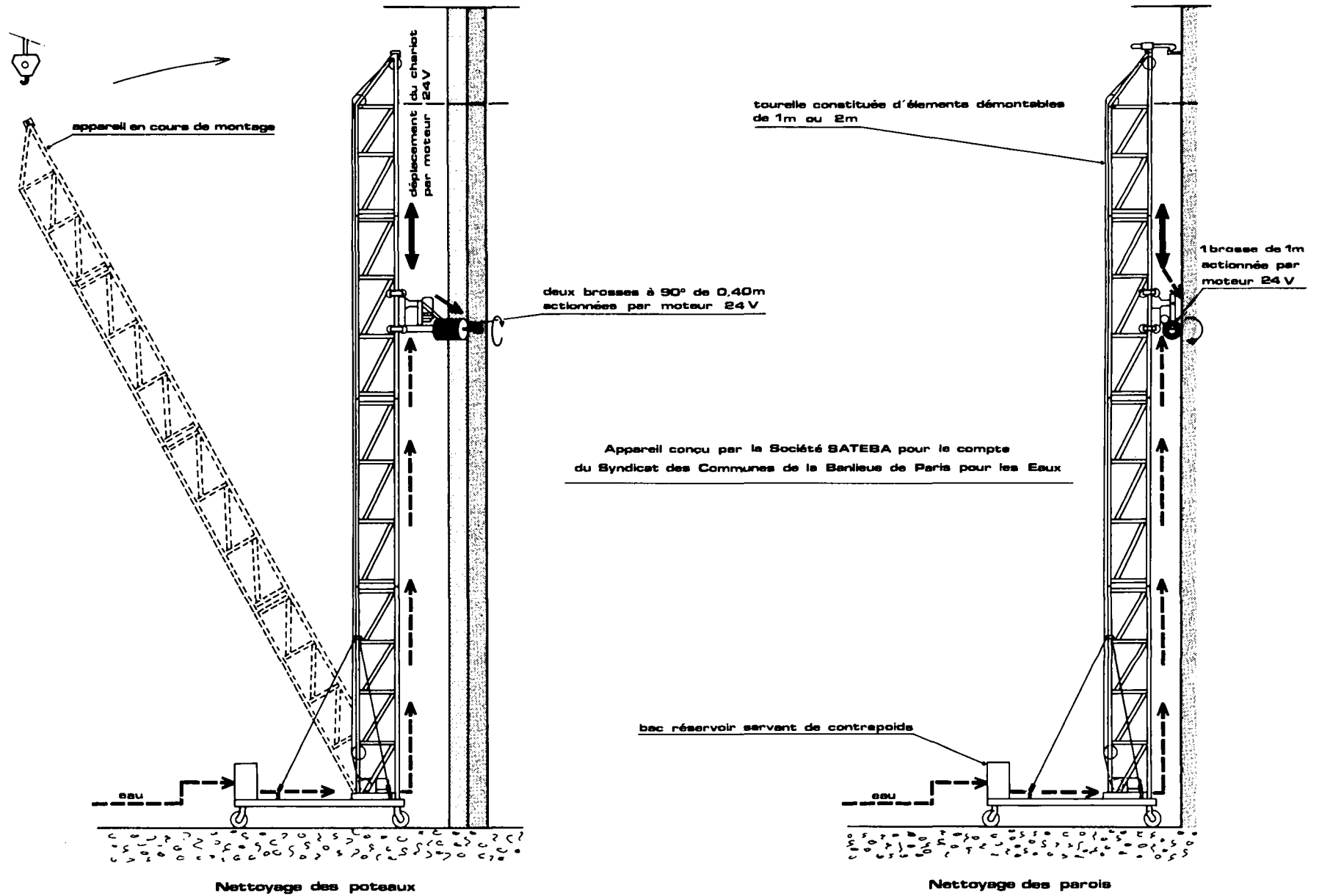


Fig. 7 — Appareil de nettoyage pour réservoirs au sol de 5 à 10 mètres de hauteur

lors de la mise en service de nouvelles canalisations ou de nouveaux branchements,
— d'autre part pour limiter la formation de dépôts qui se développent lentement au fur et à mesure de l'utilisation du réseau.

La première stérilisation du réseau peut être effectuée commodément en utilisant de l'hypochlorite de calcium, ce produit en poudre permettant la préparation locale de solution très concentrée (fig. 5 + photo).

Si les nouvelles canalisations font, lors de leur mise en service, l'objet d'un nettoyage et d'une stérilisation efficace de la part de la majorité des distributeurs d'eau, les opérations systématiques de maintenance semblent encore peu répandues.

Le nettoyage systématique du réseau peut être effectué au moyen d'accessoires mécaniques poussés par l'eau et brossant les parois. Bien que l'efficacité de cette technique soit reconnue, la lourdeur de mise en oeuvre et le coût d'exploitation en ont gêné l'extension.

Une procédure originale a récemment été développée. Elle est basée sur l'introduction simultanée d'un mélange d'air et d'eau. La présence d'air favorise le détachement des dépôts et accroît notablement l'efficacité du nettoyage (fig. 6).

Un nettoyage annuel des réservoirs est fortement recommandé. L'utilisation de procédure mécanisée permet d'accroître l'efficacité et de réduire la durée d'immobilisation de l'ouvrage (fig. 7).

3.3 Contrôle et surveillance d'un réseau

Pour éliminer dans la mesure du possible tout risque de dégradation inopinée, l'exploitant doit surveiller en permanence l'évolution de l'eau en réseau.

Tout d'abord, il est nécessaire de contrôler l'évolutivité de l'eau introduite dans le réseau. Une méthode originale basée sur une simulation en flacon a été récemment développée. Le principe utilisé consiste à conserver dans des flacons, et à l'abri de la lumière, de l'eau prélevée à l'entrée du réseau. Chaque jour une analyse bactériologique est effectuée sur un des flacons.

Ce test permet de contrôler la bonne application du traitement en vérifiant l'absence d'évolution pendant les trois à quatre premiers jours dans de bonnes conditions.

Il faut compléter ce contrôle par des analyses systématiques aux points clés du réseau de manière à détecter des risques potentiels de dégradation. Cependant, les résultats d'une action entreprise sur le réseau n'apparaissent qu'après un délai plus ou moins long, il ne faut pas se limiter au contrôle des seuls paramètres de potabilité, mais également prendre en compte des éléments sans gravité pouvant constituer des signes avant-coureur. C'est ainsi qu'une augmentation du nombre des germes banaux en réseau peut permettre d'anticiper une possibilité de développement d'*Escherichia Coli*, et de prendre rapidement les mesures qui s'imposent pour y remédier.

3.4 Surveillance des branchements

Le contrôle de la conformité des branchements au moment de la mise en service n'est pas suffisant. En effet, des modifications sont souvent apportées à l'installation pour l'adapter aux nouveaux besoins. Une vérification périodique des branchements s'avère donc nécessaire.

4 Conclusion

En conclusion, pour éviter une dégradation de la qualité de l'eau entre la sortie de l'usine de traitement et l'instant de sa consommation, il faut:

- que soient mises en oeuvre non seulement des procédures systématiques de surveillance et de nettoyage du réseau permettant de limiter l'influence des facteurs de détérioration que constituent la température élevée de l'eau distribuée, la durée de séjour, l'âge des canalisations,
- mais aussi que soient prises toutes les précautions nécessaires pour éliminer certaines causes de détérioration provenant soit d'un traitement insuffisant, soit d'une mauvaise conception ou d'un défaut de réalisation du réseau.

Water quality in distribution systems

by Mr D. van der Kooij,

Keuringsinstituut voor Waterleidingartikelen KIWA N.V., Rijswijk, The Netherlands

Mr B. C. J. Zoeteman,

Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening, RID, Voorburg, The Netherlands

1 Introduction

Drinking water is unique among other food-stuffs in its means of transport to the consumer. The complex system of mains, service pipes and internal pipework installations is an essential beneficial factor in modern society. However, the distribution system also provides conditions which favour deterioration of the water quality. Water quality can change during its stay in the distribution system because residual constituents of the treated water are converted by microorganisms or because they are temporarily accumulated due to sedimentation in areas where low flow conditions prevail. Also, various kinds of organisms will accumulate in the distribution network as many of these organisms remain strongly attached to the walls of the pipes or are too large to leave the system at the tap of the consumer. Unless remedial measures are effected, these phenomena will ultimately result in a gradual decrease in water quality, which is manifested by a reduced oxygen content and increased levels of turbidity, colour, taste and odour.

In addition to sedimentation of suspended solids and growth of organisms, water quality can be reduced as a result of the release of chemical compounds from the walls of the piping materials used. A number of these chemicals, such as cadmium and lead, may be present in tapwater in quantities which pose a potential threat to the health of the consumer.

In this paper water quality changes relating to chemical compounds will be considered first, followed by a description of the biological aspects of water quality deterioration during distribution. Finally, a number of remedial measures to overcome chemical and biological water quality problems during water transport will be discussed.

2 Chemical aspects of water quality changes during distribution

2.1 Processes causing the release of compounds from piping materials

The release of metals from piping materials is caused mainly by chemical corrosion processes. Internal corrosion is very dependent on the water composition, temperature and ability of the water to induce impermeable coatings on the pipe wall. These protective films consist of corrosion products which are formed by the reaction of metal ions with anions such as carbonates in the water resulting in the deposition of insoluble salts^{13,19}. Values of pH below 7.0, low buffering capacity and low hardness of 1 meq/l or less stimulate the

corrosion of iron, copper, lead and galvanized iron pipes. A local decrease of pH can enhance pitting corrosion of copper and cast iron pipes³¹. Pitting corrosion can sometimes result in the perforation of pipes.

An important factor in relation to the corrosion of cast iron pipes, as well as the release of asbestos fibres from asbestos cement pipes, is the saturation index of water versus calcium carbonate^{24,25}. The saturation index describes the ability of the water to dissolve or precipitate CaCO₃. With cast iron pipes a layer of CaCO₃ together with iron corrosion products (chalky rust) was found to be an efficient corrosion inhibitor under favourable conditions of pH and hardness³⁵. Other general causes of internal corrosion of metal pipes by drinking water are a high conductivity of the water, high chloride levels and elevated levels of organic compounds such as humic acids, which can act as complexing agents for metals or which cause depletion of the dissolved oxygen content during biological break down, resulting ultimately in anaerobic corrosion of metal pipes.

As the type of piping material affects the type of quality changes during transport the types of materials used will be discussed, followed by a brief description of the resulting problems.

2.2 Types of materials used for water distribution

In the early days of public water supply water mains were constructed from cast iron or steel. In order to reduce corrosion problems the mains were often lined with bitumen. Since about 1930 asbestos cement has been in use followed by an increasing use of PVC and polythene pipes since around 1950. Also concrete lined spun iron mains are used nowadays for those cases where large diameters are needed.

Until about 1940 lead was widely used for service pipes and distribution installations in houses. Since the period 1930–1945, during which the dangers of chronic lead intoxication became generally accepted, lead has been increasingly phased out and new buildings have been equipped with piping systems constructed from copper, galvanized iron or steel. Recently, PVC and polythene have also been used for this purpose.

As far as the presence of different types of piping material is concerned large differences exist locally and even on a national basis. This can be illustrated by the results presented in Table 1 of an inquiry among representatives of the nine countries of the European Communities (EEC)⁶².

This table shows that in the EEC half of the central main systems are constructed of cast iron and nearly half of the internal installations consist of galvanized iron, followed by copper (25%) and lead (20%), while plastic pipes are present in 5% of the houses.

Table 1. Estimated quantities of piping materials present in central mains and internal installations for water distribution in the European Communities

Country	Materials for central mains (% of total)					Materials for internal installations (% of total)					
	Cast iron (incl. bitumen lined)	Cast iron concrete lined	Steel	Asbestos cement	Concrete (various types) PVC/Polythene	Others	Lead	Copper	Lead and copper	Galvanized iron	PVC/Polythene
Belgium	40		13	40	7		40	40	15	5	
Denmark	50			10	40			30	70		
France	75		4	6	4	12	40	35	10	10	5
Germany Fed. Rep.	55	10	8	10	1	15	1	10	15	74	1
Irish Republic	41		3	30	2	24	40	36	12		12
Italy	2		80	15		3		3	5	85	7
Luxemburg	53		33	6		8		10		90	
Netherlands	27		4	46	1	22	10	66	20	1	3
United Kingdom	71*	10	3	7	1	6	2	37	45	4	8
Total	50	5	25	10	-	10	-	20	25	5	45

*about 45% concerns bitumen lined cast iron pipes

2.3 Effects of the release of chemicals from piping materials on water quality

The compounds which are released from piping materials are, in addition to a number of metals, asbestos fibres released by asbestos cement pipes, polynuclear aromatic hydrocarbons from bitumen coatings and water soluble compounds from plastic pipes e.g. vinyl chloride from PVC pipes.

2.3.1 Asbestos fibres

The two asbestos components of asbestos cement pipe, chrysotile and particularly crocidolite have been shown to be associated with excess development of peritoneal mesothelioma after inhalation. In particular, fibres longer than 10 μm and thinner than 3 μm are more carcinogenic than fibres of other sizes⁵³.

In drinking water, maximum concentrations up to approximately 10^6 fibres per litre have been observed⁶¹. Although there is no clear evidence yet that the use of asbestos cement pipes for water distribution poses a hazard to health, it is possible that the lag time for biological effects such as cancer may be longer than the period spanned by the widespread use of asbestos cement pipes. Therefore, the exposure of the population to asbestos fibres should be limited as much as possible.

2.3.2 Polynuclear aromatic hydrocarbons

Polynuclear aromatic hydrocarbons (PAH's), such as the carcinogenic 3,4 benzopyrene and odorous compounds like naphthalene can be released from bitumen or coal-tar coatings on pipes. In particular, recently fabricated coal-tar, produced at high temperatures, can release PAH's. Generally the level of PAH's is far below the WHO standard of 200 nanogram/litre (WHO, 1971). In exceptional cases PAH concentrations up to 0.5–1 $\mu\text{g/l}$ have been detected. Among the 6 PAH's of Borneff³ phenanthrene mostly constitutes 60% or more of the total, while 3,4 benzopyrene is generally not present above 10 nanogram/litre⁶².

2.3.3 Vinyl chloride

Residual quantities of the monomer of PVC can be released from plastic pipes into the water, together with other less toxic materials. Vinyl chloride has been recently recognized as a human carcinogen. Studies in the USA showed maximum concentrations of vinyl chloride in tapwater of 1–5 $\mu\text{g/l}$ ¹². There is no evidence that such levels would create a health hazard.

2.3.4 Metals

Iron concentration generally decreases during distribution with the occurrence of occasional peaks exceeding a level of 0.5–1 mg/l during high flow conditions. In these cases the water becomes turbid and coloured and may have a metallic taste. Copper concentrations may be increased to a level of a few mg/l during standstill of water in copper pipes. Some studies indicate a higher pick-up of copper by hard water compared to soft waters^{40,62}. Zinc can also be increased during the stay of the water in galvanized iron pipes up to the mg/l level, which can cause turbidity in certain cases. Of greater significance to health is the release of cadmium from galvanized iron pipes and from solder.

Maximum levels up to 10–25 $\mu\text{g/l}$ have been reported^{10,40,62}. Extremely high cadmium levels have been found due to corrosion of cadmium containing soldering material⁴¹. Generally, however, cadmium levels in drinking water stay below 5 $\mu\text{g/l}$ and future problems should be prevented by using materials free from cadmium impurities. Lead seems to create the largest potential problem in relation to health. Well-documented cases of high levels at the tap are found in Glasgow² and Verviers²⁰ followed recently by studies in Boston¹⁰, The Netherlands⁶² and particularly in Great Britain¹¹. Relatively large groups of national populations living in houses equipped with lead pipes (such as 10%) may consume water containing more than 50 $\mu\text{g/l}$ of lead, while the studies indicate a statistically significant relationship between water lead and blood lead levels. Each increment of 100 $\mu\text{g/l}$ of lead in water results on the average in a soft body burden from lead absorption of the order of 2–4 $\mu\text{g/l}$ 100 ml of blood⁶⁰. Remedial action such as better water conditioning e.g. increasing pH values to levels above 8.0 or a phased replacement of lead piping have to be considered.

3 Biological aspects of water quality changes during distribution

3.1 General aspects

Drinking water that meets bacteriological standards is not sterile and it always contains low concentrations of organic substances. Therefore, multiplication of microorganisms as well as animals may occur in the distribution system.

Such a situation often results in undesirable changes in water quality. In general, these changes caused by aftergrowth in water during distribution do not result in a water quality which is not in agreement with the standards regarding the absence of bacteria of faecal origin. However, it is possible for these bacteria to get into the distribution system via pollution caused by cross-connections, leakage, repairs or installation of new water mains or by open distribution reservoirs^{1,43}. The bacteriological examination of water in the distribution system by means of coliform/*E.coli* determination^{14,15,45,59} is particularly useful for the detection of these undesirable situations.

Water quality changes as noticed by increased colony counts require an entirely different approach. As a rule the development of bacteria in distributed drinking water is enhanced by an increase in substrate concentration, a rise in water temperature or an increased retention time in the distribution system. Growth of bacteria in drinking water results in the accumulation of biomass in the distribution system. This accumulation may lead to the following phenomena:

1. Growth of animals in the distribution system³⁰. The presence of these organisms does not result usually in an unacceptable water quality from a hygienic point of view, but it is aesthetically undesirable^{30,52}.
2. Local accumulation of biomass may result in anaerobic conditions. In these circumstances nitrate of sulphate-reducing bacteria and anaerobic spore forming bacilli may grow^{42,57}.
3. High local substrate concentrations due to accumulation of biomass may stimulate the growth of opportunist pathogens (i.e. *P. aeruginosa* or *Aeromonas* spp.) or microorganisms producing odours (i.e. actinomycetes and micro fungi).
4. Colloidal iron may adsorb on the bacteria which results in iron clogging of water mains³³.
5. The use of drinking water containing high numbers of bacteria as a result of aftergrowth may lead to undesirable situations as a result of pyrogenic reactions caused by substances of otherwise harmless bacteria⁵⁴.

3.2 Types of microorganisms involved in water quality deterioration

Microorganisms which may be able to multiply in distribution systems can be characterized by the type of substrate (organic or inorganic) they use as a source of energy or carbon. Table 2 gives a survey of compounds which may be present in the water as energy or carbon sources. This table gives also the major groups of bacteria which are able to transform these compounds as well as the problems arising from their growth or activity.

Table 2 shows that the aerobic, organic carbon utilizing microorganisms are those principally able to contribute to the colony count as performed by the routine technique. Information about the presence of certain groups of bacteria, for example of those which utilizing microorganisms are those principally able to only be obtained by the use of selective culture methods. Only a limited number of selective culture methods are available to count the bacteria which participate in after-growth on organic substances. As a result quantitative information about the composition of the bacterial flora of drinking water is limited.

Pseudomonas spp. and *Aeromonas* spp. which are frequently found to be present in drinking water^{8,23,26,27,34,37,44,48} contribute to only a minor part (0.1–10%) of the colony count of tap water²³. Investi-

Table 2. The organic and inorganic energy and carbon sources of some groups of bacteria in relation to problems resulting from their growth in tapwater distribution systems.

Carbon source	Energy source	Organisms involved	Contribution to the colony count	Problems in distribution systems
CO ₂ CO ₂ CO ₂ or organic-C organic-C or CO ₂	NH ₃ NO ₂ S ⁼ , S ⁰ , S ₂ O ₃ ⁼ S ⁼	Aerobic chemoautotrophic bacteria:	—	General problems: depletion of oxygen; fouling by biomass produced
		<i>Nitrosomonas</i> spp.	—	
		<i>Nitrobacter</i> spp.	—	Corrosion of iron and concrete by acid production; may attack rubber ²¹
		<i>Thiobacillus</i> spp.	—	
CO ₂ or organic-C CO ₂ (or organic-C?) CO ₂ , organic-C	Fe ⁺⁺ H ₂	<i>Beggiatoa</i> spp. <i>Thiothrix</i> spp. <i>T. ferroxidans</i> <i>Gallionella ferruginea</i> <i>Hydrogenomonas</i> spp.	(+) ^a — — (+) ^a	Brown coloured water ^{32,36} Aerobic corrosion of iron ⁵⁸
CH ₄ unidentified dissolved assimilable organic-C		Aerobic chemoheterotrophic bacteria:	—	General problems: depletion of oxygen; fouling by biomass produced
		<i>Methanomonas</i> spp. ^{39,49}	—	
		<i>Pseudomonas</i> spp. ^{8,24,50}	+	Brown coloured water by oxidation of organic iron complexes ^{8,34}
		<i>P. fluorescens</i> ^{23,37}	+	Food spoilage, slime production ^{37,44}
		<i>P. aeruginosa</i> ^{9,26,37,46,47}	+	Opportunist pathogen ^{8,46}
		<i>Aeromonas</i> spp. ^{23,27,48,50,55}	+	Opportunist pathogen; interference with coliform detection method ²⁷
		<i>Flavobacteria</i> ^{17,39,50}	+	
		<i>Achromobacter</i> spp. ⁵⁰	+	
		<i>Caulobacter</i> spp.	(+) ^a	
		<i>Arthrobacter</i> spp. ⁵⁶	(+) ^a	Discoloured water by oxidation of organic iron complexes ⁵⁶
		<i>Corynebacterium</i> spp. ¹⁸	(+) ^a	Red colour on materials in contact with water ¹⁸
		<i>Sphaerotilus</i> spp. ⁵⁵	(+) ^a	
		<i>Myxobacteria</i> ⁵⁰	(+) ^a	
		<i>Micromonospora</i> spp. ⁷	(+) ^a	
<i>Streptomyces</i> ⁵¹	(+) ^a	Taste and odour ⁵¹		
Micro-fungi ⁹	(+) ^a	Taste and odour ⁵		
Nocardia, <i>Streptomyces</i> ^{28,29}	(+) ^a	Deterioration of natural rubber ^{21,24,29}		
<i>Pseudomonas</i> spp. ²²	+	Growth in dental equipment ²²		
unidentified, assimilable organic-C lactate, pyruvate, malate ¹⁶		Anaerobic chemoheterotrophic bacteria:		
		<i>P. fluorescens</i> ; <i>P. aeruginosa</i>	+	As above
		Sporeforming bacilli ⁵⁷	—	Food spoilage
		Sulphate-reducing bacteria, incl. <i>Desulfovibrio</i> spp. ^{42,58}	—	Anaerobic corrosion of iron ^{14,42,58}

(+)^a Contribution to the colony count depending on incubation temperature and period and the medium composition.

gations performed by the author revealed that *Arthrobacter* spp., *Caulobacter* spp., *Cytophaga* spp. and actinomycetes also form small minorities of the bacterial population in tapwater. Bacteria belonging to *Flavobacterium* spp., however, often form the major part of the colony count^{17,37}. Unfortunately, it is not easy to characterize the dominating aftergrowth bacteria since the organisms are difficult to cultivate. Moreover, determination of their biochemical properties often results in a classification into groups of bacteria which are not clearly defined from the taxonomic point of view.

3.3 Assimilable organic compounds as a major cause of aftergrowth

Organic compounds present in drinking water, which can be used by the bacteria as carbon and/or energy sources, form the most important substrate in aftergrowth (Table 2). These organic compounds originate in raw water, the sediment in the mains or from pipe materials^{1,4,5,7}.

Burman⁷ proposed the introduction of a testing method in order to test plumbing materials for their ability to stimulate growth of bacteria.

In The Netherlands a method was necessary for the determination of the concentration of growth-stimulating organic compounds in water, in order to be able to quantify the aftergrowth potential of a certain type of drinking water and to measure the effect of different water treatment techniques on these compounds. At KIWA, The Netherlands Waterworks' Testing and Research Institute, an investigation was carried out by the author to develop such a method. Good results were obtained by the estimation of the growth possibilities of pure cultures of bacteria in water.

The maximum colony count of a pure culture of bacteria developing in a water sample can be expressed in the concentration of assimilable organic carbon

(AOC). For this purpose a calibration curve has been produced (Fig. 1).

The AOC is expressed in the amount of acetate-C, which, if present, would have resulted in the same growth maximum. Application of this method showed that the AOC-levels of a number of tapwater types in The Netherlands varied from 2–50 µg acetate-C per litre. At present, investigations are being carried out to find out what treatment method results in the most effective AOC-reduction.

3.4 Integrated research

The microbiological investigations at KIWA are being carried out in close cooperation with Mr C. H. J. Elzenga of the KIWA-project group on corrosion. In this respect special attention is being paid to the activity and role of sulphate reducing bacteria in the corrosion of cast iron water mains. Processes with regard to water quality deterioration are being studied by Mr Elzenga who is using in situ continuous monitoring equipment for the measurement of chemical and physical parameters of water quality in certain areas of the distribution system. The results of these measurements are related to the water quality as delivered at the pumping station, the materials used for water transport and the technical aspects of distribution. This integrated research is necessary to understand the complex processes which result in water quality deterioration in distribution systems.

Literature

1. Baylis, J. R. et al. Bacterial aftergrowths in water distribution systems. *Amer. Journ. Publ. Hth.*, **20**, 485–489, 1930.
2. Beattie, A. D. et al. Environmental lead pollution in an urban soft water area. *Brit. Med. Journ.*, **1**, 491–493, 1972.
3. Borneft, J., Kunte, H. Carcinogenic substances in water and soil. *Archiv. Hyg. Bakt.*, **153**, 220–229, 1969.
4. Botzenhart, K. und Thofern, E. Untersuchungen über mikrobielles Wachstum auf Auskleidungsmaterialien von Trinkwasserbehältern. *Zbl. Bakt. Hyg., I. Abt. Orig. A*, **227**, 81–84, 1974.
5. Burman, N. P. Taste and odour due to stagnation and local warming in long lengths of piping. *Proc. Soc. Wat. Treat. Exam.* **14**, 125–131, 1965.
6. Burman, N. P. The occurrence and significance of actinomycetes in water supply. *Soc. Appl. Bacteriol. Symp. Ser.*, **2**, 219–230, 1973.
7. Burman, N. P. and Colbourne, J. S. The effect of plumbing materials on water quality. *Plumbing, Journ. Inst. Plumb.* **3**, 1976.
8. Clark, F. M., Scott, R. M. and Bone, E. Heterotrophic iron-precipitating bacteria. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **59**, 1036–1041, 1967.
9. Culp, R. L. Disease due to "nonpathogenic" bacteria. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **61**, 157, 1969.
10. Craum, G. F., McCabe, L. Problems associated with metal in drinking water. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **67**, 593–599, 1975.
11. Department of the Environment. Lead in drinking water, a survey in Great Britain, 1975–1976. Pollution Paper No. 12, London, 1977.
12. Dressmann, R. C., McFarren, E. F. Determination of vinyl chloride migration from PVC pipe into water using improved gaschromatographic methodology. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **68**, 1976.

bacteria per ml.(colony count)

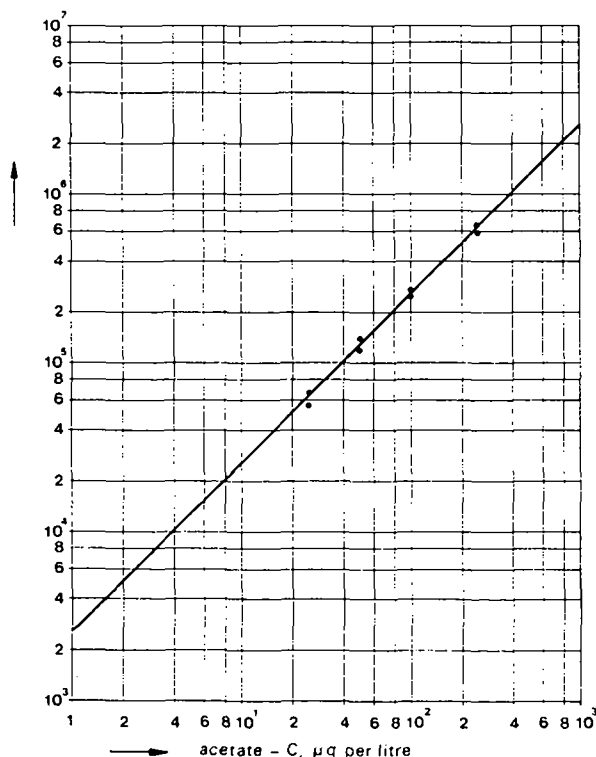


Fig. 1 Relationship between maximum colony counts of a fluorescent pseudomonad and different concentrations of Na-acetate added to tapwater.

13. Elzenga, C. H. J., Boorsma, H. J. Corrosion of copper pipes in various types of drinking water. 10th Congr. Int. Wat. Suppl. Ass. Brighton, 1974.
14. Environmental Protection Agency. Primary drinking water proposed interim standards. *Fed. Regist.*, **40**, 11990-11998, 1975.
15. European Economic Community. Proposals for a council directive relating to the quality of water for human consumption. R/2824 nl/76 ENV.132, 1976.
16. le Gall, J. The physiology of sulphate-reducing bacteria. *Adv. microbial physiol.*, **10**, 81-133, 1973.
17. Geldreich, E. E., Nash, H. D., Reasoner, D. J. and Taylor, R. H. The necessity of controlling bacterial populations in potable waters: community water supply. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **64**, 596-602, 1972.
18. Gräf, W. und Bauer, L. Roter Bakterienaufwuchs *Corynebacterium rubrum* n.spec.) in Leitungswassersystemen. *Zbl. Bakt. Hyg., I. Abt. Orig.*, **B157**, 291-303, 1973.
19. Hem, J. D., Durum, W. H. Solubility and occurrence of lead in surface water. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **65**, 562, 1973.
20. Heusgem, G., Graeve, J. de. Etude et l'importance de la contamination alimentaire par le plomb dans l'est de la Belgique. Centre Belge d'Étude et de Documentation des Eaux, 354, 204, 1973.
21. Hutchinson, M. and Ridgway, J. W. Biodeterioration of rubber in contact with water, sewage and soil. *Soc. Appl. Bacteriol Techn. Ser. 9*, 187-202, 1975.
22. Kelstrup, J., Funder-Nielsen, T. D. and Theilade, J. Microbial aggregate contamination of water lines in dental equipment and its control. *Acta path. microbiol. scand. Sect. B*, **85**, 177-183, 1977.
23. Van der Kooij, D. The occurrence of *Pseudomonas* spp. in surface water and in tap water as determined on citrate media. *Ant. v. Leeuwenh.* **43**, 187-197.
24. Langelier, W. F. The analytical control of anti-corrosion water treatment. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **28**, 1500-1521, 1936.
25. Langelier, W. F. Chemical equilibria in water treatment. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **38**, 169-178, 1946.
26. Lantos, J., Kiss, M., Lányi, B. and Völgyesi, Jo. Serological and phage typing of *Pseudomonas aeruginosa* invading a municipal water supply. *Acta. microbiol. Acad.Sci. hung.*, **16**, 333-336, 1969.
27. Leclerc, H. et Buttiaux, R. Fréquence des *Aeromonas* dans les eaux d'alimentation. *Ann. Inst. Pasteur*, **103**, 97-100, 1962.
28. Leeflang, K. W. H. Microbiological degradation of rubber. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **55**, 1523-1535, 1963.
29. Leeflang, K. W. H. Biological degradation of rubber gaskets used for sealing pipe joints. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **60**, 1070-1076, 1968.
30. Louwe Kooijmans, L. H. Occurrence, significance and control of organisms in distribution systems. *Gen. Rep. 3, Int. Wat. Suppl. Congress. Barcelona*. 1966.
31. Lucey, V. F. Lockkorrosion von Kupfer in Trinkwasser. *Werkstoffe und Korrosion*, **26**, 185-192, 1975.
32. Lueschow, L. A. and Mackenthun, K. M. Detection and enumeration of iron bacteria in municipal water supplies. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **54**, 751-956, 1962.
33. Macrae, I. C. and Edwards, J. F. Adsorption of colloidal iron by bacteria. *Appl. Microbiol.*, **24**, 819-829, 1972.
34. Macrae, I. C., Edwards, J. F. and Davis, N. Utilization of iron gallate and other organic iron complexes by bacteria from water supplies. *Appl. Microbiol.*, **25**, 991-995, 1973.
35. McClanahan, M. A., Mancy, K. H. Comparison of corrosion rate measurements on fresh and previously polarized samples. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **66**, 461, 1974.
36. McMillan, L. and Stout, R. Occurrence of *Sphaerotilus*, *Caulobacter*, and *Gallionella* in raw and treated water. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **69**, 171-173, 1977.
37. Mead, G. C. Growths on ball-valves, taps and tap fittings. *Proc. Soc. Wat. Treat. Exam.*, **14**, 132-134, 1965.
38. Mevius, W. Auftreten von Methan und methanoxidierenden Bakterien in Trinkwasseraufbereitungsanlagen. *Gas-Wasserfach*, **117**, 176-177, 1976.
39. Müller, G. Koloniezählbestimmungen im Trinkwasser. *Gas-Wasserfach*, **113**, 53-57, 1972.
40. Neri, L. C., Heuritt, D. Review and implications of ongoing and projected research outside the European Community. European Colloquium on hardness of drinking water and public health, Luxembourg, May 21-23, 1975.
41. Nielson, K. Measurements and test procedure for cadmium and lead pick-up in the water from drinking water installations. *Rep. of the Danish Corrosion Centre, Copenhagen*, 1975.
42. O'Connor, J. T., Hash, L. and Edwards, A. B. Deterioration of water quality in distribution systems. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **67**, 113-116, 1975.
43. Pluntze, J. C. Health aspects of uncovered reservoirs. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **66**, 432-437, 1974.
44. Poynter, S. F. B. and Mead, G. C. Volatile organic liquids and slime production. *Journ. Appl. Bacteriol.*, **27**, 182-195.
45. Report 71. The bacteriological examination of water supplies. Reports on public health and medical subjects, Her Majesty's Stationery Office, London, 1969.
46. Schubert, R. und Blaum, U. Zur Frage der Erweiterung der hygienischen Wasserkontrolle auf den Nachweis von *Pseudomonas aeruginosa*. *Gas-Wasserfach*, **115**, 224-226, 1974.
47. Schubert, R. und Scheiber, P. Das Vorkommen von *Pseudomonas aeruginosa* im Grundwasser, Oberflächenwasser und im Wasserversorgungsleitungen in tropischen Gebieten. *Gas-Wasserfach*, **116**, 413-415, 1975.
48. Schubert, R. Der Nachweis von Aeromonaden der "Hydrophila-Punchata-Gruppe" im Rahmen der hygienischen Trinkwasserbeurteilung. *Zbl. Bakt. Hyg., I. Abt. Orig. B*, **161**, 482-497, 1976.
49. Schweisfurth, R. und Ruf, A. Untersuchungen über das Vorkommen von methanoxidierenden Bakterien in Trinkwasserversorgungsanlagen. *Gas-Wasserfach*, **117**, 313-317, 1976.
50. Selenka, F., Meissner, R. Unterschiedliche Erfassung von Keimgruppen auf Nährböden bei der Bestimmung der Keimzahl im Wasser. *Arch. Hyg.*, **154**, 488-499, 1971.
51. Silvey, J. K. G. and Rach, A. W. Actinomycetes in the Oklahoma City water supply. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **45**, 409-416, 1953.
52. Smalls, L. C. and Greaves, G. F. A survey of animals in distribution systems. *Journ. soc. wat. treat. exam.*, **17**, 150-187, 1968.
53. Stanton, M. F. Fibre carcinogenesis: is asbestos the only hazard? *Journ. Nat. Cancer Inst.*, **52**, 633, 1974.
54. Strobel, K. Pyrogenuntersuchungen an Inhalationswässern bei intravenöser Injektion und Inhalation. *Dtsch. Ges. Wesen*, **27**, 1618-1623, 1972.
55. Veresiková, M. und Synek, M. Das Auftreten von

- Sphaerotilus* und anderen *Chlamydobacterien* im Trinkwasser der Stadt Bratislava. *Acta hydrochim. hydrobiol.*, **2**, 261-270, 1974.
56. Victoreen, H. T. Soil bacteria and colour problem in distribution systems. *Journ. Amer. Wat. Wks. Ass.*, **61**, 429-431, 1969.
 57. Willis, H. T. Anaerobic bacilli in a treated water supply. *Journ. Appl. Bacteriol.*, **20**, 61-64, 1957.
 58. Von Wolzogen Kühr, C. A. H. Aerobe en anaerobe ijzercorrosie in waterleidingbuizen. *Water*, **24**, 1951.
 59. World Health Organization. International standards for drinking-water. Third Edition, Geneva, 1971.
 60. World Health Organization. Report of an expert committee on lead and nitrate in drinking water (in press), 1978.
 61. Zielhuis, R. L. et al Public health risks of exposure to asbestos. Report to the Commission of the European Community, Contract dated 18 June 1975, Directorate of Social Affairs, Luxembourg, 1975.
 62. Zoeteman, B. C. J., Haring, B. J. A. The nature and impact of deterioration of drinking water after treatment and prior to consumption. National Institute for Water Supply, Voorburg, The Netherlands, RID-Report Nr. 76-14, 1976.

Qualité de l'eau dans les réseaux de distribution

par M. D. van der Kooij,

Keuringsinstituut voor Waterleidingartikelen KIWA N.V., Rijswijk, Pays Bas.

M. B. C. J. Zoeteman,

Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening RID, Voorburg, Pays Bas.

1 Introduction

L'eau potable est unique parmi les autres aliments par sa voie de transport aux consommateurs. Le réseau complexe de conduites principales, de conduites de branchement et de plomberie interne n'est pas seulement un facteur bénéfique essentiel de la société moderne, il fournit aussi les conditions qui favorisent la détérioration de la qualité de l'eau. La qualité de l'eau peut changer au cours du séjour dans le réseau de distribution parce que les constituants résiduels de l'eau traitée sont convertis par des microorganismes, ou parce qu'ils s'accumulent temporairement par sédimentation dans les régions où le débit est faible. De même diverses espèces d'organismes s'accumulent dans le réseau de distribution parce que beaucoup de ces organismes restent fortement attachés aux parois des conduites ou qu'ils sont trop gros pour quitter le réseau par le robinet des consommateurs. Si l'on n'y porte pas remède, ces phénomènes amèneront finalement une diminution graduelle de la qualité de l'eau, qui se manifestera par une réduction de la teneur en oxygène et par une augmentation des niveaux de turbidité, couleur, goût et odeur.

Outre la sédimentation des corps en suspension et la croissance d'organismes, la qualité de l'eau peut être réduite par la libération de produits chimiques par les parois des matériaux utilisés pour les conduites. Un certain nombre de ces produits comme le cadmium et le plomb peuvent se retrouver dans l'eau du robinet en quantités qui posent une menace potentielle pour la santé du consommateur.

Dans le présent rapport, nous considérerons d'abord les changements de qualité relatifs aux composés chimiques, puis suivra une description des aspects biologiques de la détérioration de la qualité de l'eau pendant la distribution. Finalement nous discuterons un certain nombre de remèdes pour surmonter les problèmes de qualité chimique et biologique de l'eau pendant son transport.

2 Aspects chimiques des modifications de la qualité de l'eau pendant la distribution

2.1 Processus provoquant la libération de produits des matériaux des conduites

La libération de métaux par les matériaux des conduites est principalement due à des processus de corrosion chimique. La corrosion interne dépend beaucoup de la composition de l'eau, de la température et de la capacité de l'eau à produire des revêtements imperméables sur la paroi des conduites. Ces films

protecteurs sont formés de produits de corrosion résultant de la réaction des ions métalliques avec les anions de l'eau comme les carbonates, qui amène le dépôt de sels insolubles^{13,19}. Les pH inférieurs à 7,0, une faible capacité tampon et une faible dureté de 1 meg/l ou moins stimulent la corrosion du fer, du cuivre, du plomb et de l'acier galvanisé. Une diminution locale du pH de l'eau peut favoriser la corrosion par piqûres des conduites en cuivre et en fonte³¹. La corrosion par piqûres peut parfois amener la perforation des conduites.

Un facteur important en relation avec la corrosion des conduites en fonte comme avec l'entraînement de fibres d'amiante des conduites en amiante-ciment est l'indice de saturation de l'eau vis à vis du carbonate de calcium^{24,25}. Cet indice de saturation traduit la capacité de l'eau à dissoudre ou à précipiter CaCO_3 . Avec les conduites en fonte, une couche de CaCO_3 avec les produits de corrosion du fer se trouve être un inhibiteur de corrosion efficace dans les conditions favorables de pH et de dureté³⁵. Les autres causes générales de la corrosion interne des conduites métalliques par l'eau potable sont la grande conductivité de l'eau, les fortes teneurs en chlorures et en composés organiques tels que les acides humiques qui peuvent agir comme agents complexants pour les métaux ou qui amènent une diminution de la teneur en oxygène dissous pendant leur dégradation biologique, ce qui amène finalement la corrosion anaérobie des conduites métalliques.

Comme la nature du matériau de la conduite affecte les changements de qualité pendant le transport de l'eau, nous discuterons des types de matériaux utilisés avec une brève discussion des problèmes qu'ils provoquent.

2.2 Types de matériaux utilisés pour la distribution de l'eau

Dans les premières époques des services publics de distribution d'eau, les conduites étaient faites en fonte ou en acier. Pour réduire les problèmes de corrosion, elles étaient souvent revêtues de bitume. Depuis 1930 environ en employe l'amiante-ciment et depuis 1950 de plus en plus le PCV et le polyéthylène. On emploie aussi maintenant des conduites en fonte revêtue de ciment pour les grands diamètres.

Jusqu'en 1940 environ, le plomb était largement utilisé pour la construction des branchements et des installations domestiques dans les immeubles. Pendant la période 1930-1945 au cours de laquelle on s'est rendu compte du danger de l'intoxication chronique par le plomb, le plomb a été progressivement abandonné et les nouveaux bâtiments ont été équipés de réseaux de plomberie en cuivre, fer galvanisé ou acier. Récemment également on a utilisé le PCV et le polyéthylène dans ce but.

De grandes différences existent localement ou

même nationalement entre l'emploi des différents types de matériaux de conduites. Cela est illustré par le Tableau 1 qui donne les résultats d'une enquête faite dans les neuf pays des Communautés Européennes (E.C.)⁶².

Tableau 1. Proportions estimées des matériaux utilisés pour les conduites principales et la plomberie intérieure dans les distributions d'eau des communautés Européennes.

Pays	Matériau utilisé, en pour cent du total											
	pour les réseaux de distribution					pour les plomberies						
	Fonte, y compris les conduites bituminées	Fonte revêtue de béton	Acier	Amiante ciment	Béton, types variés	PCV/Polyéthylène	Autres	Plomb	Cuivre	Plomb et cuivre	Fer galvanisé	PCV/Polyéthylène
Belgique	40	13	40	7	40	40	15	5				
Danemark	50		10		40		30	70				
France	75	4	6	4	12	40	35	10	10	5		
Allemagne Fédérale	55	10	8	10	1	15	1	10	15	74	1	
République d'Irlande	41		3	30	2	24	40	36	12			12
Italie	2		80	15		3	3	5		85	7	
Luxembourg	53		33	6		8		10		90		
Pays Bas	27		4	46	1	22	10	66	20	1	3	
Royaume Uni	71*	10	3	7	1	6	2	37	45	4	8	6
Total	50	5	25	10	-	10	-	20	25	5	45	5

*45% environ concernent des conduites en fonte bituminées.

Ce tableau montre que dans l'Europe des Neuf, la moitié des réseaux de distribution publics sont faits en fonte et près de la moitié des distributions intérieures le sont en fer galvanisé, suivi par le cuivre (25%) et le plomb (20%), des conduites en plastique existant dans 5% des immeubles.

2.3 Effets de l'émission de produits chimiques par les matériaux des conduites sur la qualité de l'eau

Les produits qui proviennent des matériaux des conduites sont, outre des métaux, des fibres d'amiante arrachées des conduites d'amiante-ciment, des hydrocarbures aromatiques polynucléaires des revêtements bitumineux et des produits hydrosolubles des conduites en plastiques comme le chlorure de vinyle des conduites en PCV.

2.3.1 Fibres d'amiante

Il a été démontré que les deux composants des conduites en amiante ciment, le chrysotile et particulièrement la crocidolite sont associés à un développement excessif du mésothélium péritonéal après inhalation. En particulier, les fibres ayant plus de 10µm ou moins de 3µm sont plus carcinogènes que les fibres d'autres tailles⁵³.

Dans l'eau potable, on a observé des concentrations jusqu'à environ 10⁶ fibres par litre⁶¹. Bien qu'il n'y ait pas encore de preuves nettes que l'emploi de conduites en amiante-ciment pour la distribution de l'eau constitue une menace pour la santé, il est possible que le temps d'incubation pour des effets biologiques comme le cancer soit plus grand que la période depuis laquelle ces

conduites sont devenues d'un emploi fréquent. Donc l'exposition de la population aux fibres d'amiante doit être limitée autant que possible.

2.3.2 Hydrocarbures aromatiques polynucléaires

Les hydrocarbures aromatiques polynucléaires (HAP) tels que le 3,4 benzopyrène carcinogène et les composés odorants tels que le naphthalène peuvent être libérés par le revêtement de bitume ou de goudron des conduites. En particulier, le goudron récemment fabriqué, produit à haute température, peut libérer des HAP. En général, la teneur en HAP est très inférieure à la norme de l'OMS de 200 nanogrammes/litre (OMS, 1971). Dans des cas exceptionnels on a détecté des teneurs en HAP atteignant 0,5 à µg/l. Parmi les 6 HAP de Borneff³, le phénanthrène représente 60% ou plus du total alors que le 3,4 benzo pyrène ne dépasse généralement pas 10 nanogramme/litre⁶².

2.3.3 Chlorure de vinyle

Des quantités résiduelles du monomère du PCV peuvent être libérées dans l'eau par les conduites en plastique, en même temps que d'autres produits moins toxiques. Le chlorure de vinyle a récemment été reconnu comme carcinogène pour l'homme. Les études américaines ont trouvé une concentration maximale de 1 à 5 µg/l de chlorure de vinyle dans l'eau de robinet¹². Il n'y a pas de preuves que de telles teneurs constituent un danger pour la santé.

2.3.4 Métaux

La teneur en fer diminue généralement au cours de la distribution et il se produit des pics exceptionnels dépassant 0,5 à 1 mg/l lorsque le débit est fort. Dans ces cas, l'eau devient trouble et colorée et peut manifester un goût métallique. La teneur en cuivre peut s'élever jusqu'à quelques mg/l pendant les périodes d'immobilité de l'eau dans des conduites en cuivre. Certaines études indiquent de plus fortes teneurs en cuivre dans l'eau dure que dans l'eau douce^{40,62}. Du zinc peut également apparaître pendant le séjour de l'eau dans des conduites en fer galvanisé, jusqu'au niveau du mg/l, ce qui en certains cas peut amener une turbidité. Plus préoccupante pour la santé est la libération de cadmium par les conduites en fer galvanisé et la soudure.

Des teneurs maximales atteignant 10 à 25 µg/l ont été signalées^{10,40,62}. Des teneurs extrêmement élevées en cadmium ont été trouvées par corrosion de soudure contenant du cadmium⁴¹. Mais généralement les teneurs en cadmium de l'eau potable restent au-dessous de 5 µg/l et on supprimera les problèmes futurs en utilisant des matériaux ne contenant pas de cadmium.

Le plomb semble représenter le plus grand problème sanitaire. Des cas bien documentés de teneurs élevées au robinet ont été signalés à Glasgow² et Verviers²⁰ et récemment par des études à Boston¹⁰, aux Pays Bas⁶² et particulièrement en Grande Bretagne¹¹. Des groupes relativement importants de populations nationales vivant dans des maisons équipées de conduites en plomb (atteignant 10%) peuvent consommer de l'eau contenant plus de 50 µg/l de plomb, et des études indiquent une relation statistiquement significative entre le plomb dans l'eau et le plomb dans le sang. Chaque incrément de 100 µg/l de plomb dans l'eau amène en moyenne dans le corps une absorption de 2 à 4 µg/l 100 ml de sang⁶⁰. Les remèdes qu'il faut envisager sont un meilleur conditionnement de l'eau, en relevant par exemple le pH à des valeurs supérieures à 8,0 ou un remplacement progressif de tuyauteries en plomb.

3 Aspects biologiques des changements de qualité de l'eau pendant la distribution

3.1 Aspects généraux

L'eau potable qui est conforme aux normes bactériologiques n'est pas stérile et contient toujours de faibles quantités de matière organique. Il peut donc se produire dans le réseau de distribution une multiplication de microorganismes aussi bien que d'animaux.

Cette situation amène souvent des modifications indésirables de la qualité de l'eau. En général ces changements dus à des post-croissances dans l'eau au cours de la distribution n'amènent pas à une qualité de l'eau non conforme aux normes relatives à l'absence de bactéries d'origine fécale. Mais il est possible que ces bactéries pénètrent dans l'eau du réseau par des interconnexions, fuites ou réparations ou installation de conduites nouvelles ou par les réservoirs à l'air libre⁴³. L'analyse bactériologique de l'eau du réseau par recherche des coliformes et *E. coli*^{14,15,45,59} est particulièrement utile pour la détection de ces situations indésirables.

Les modifications de qualité de l'eau découvertes par l'augmentation des numérations de colonies exige une approche toute différente. En général, on peut dire que le développement de bactéries dans l'eau distribuée est favorisée par une augmentation de la concentration du substrat une augmentation de la température de l'eau ou un allongement du temps de séjour dans le réseau. La croissance de bactéries dans l'eau potable amène l'accumulation de biomasses dans le réseau. Cette accumulation peut conduire aux phénomènes suivants:

1. Croissance d'animaux dans le réseau³⁰. La présence de ces organismes n'amène généralement pas une qualité d'eau inacceptable du point de vue hygiénique, mais elle est esthétiquement indésirable^{30,52}.
2. L'accumulation locale de biomasse peut amener des anaérobioses. On peut alors voir se développer des bactéries sulfato-réductrices et des anaérobies sporogènes^{42,57}.
3. Les concentrations locales élevées de substrat dues à l'accumulation de la biomasse peut favoriser la croissance de pathogènes facultatifs par ex. *P. aeruginosa* ou *Aeromonas* spp. ou d'organismes produisant des composés odorants (par ex. actinomycètes et moisissures).

Tableau 2. Energie organique et inorganique et sources de carbone de certains groupes de bactéries en relation avec les problèmes résultant de leur croissance dans les réseaux de distribution d'eau.

Source de carbone	Source d'énergie	Organismes impliqués	Contribution au N° de colonies	Problèmes dans les réseaux de distribution
CO ₂ CO ₂ CO ₂ ou C organique	NH ₃ NO ₂ S ⁼ , S ⁰ , S ₂ O ₃ ⁼	Bactéries aérobies chimiautotrophes		Problèmes généraux: diminution de l'oxygène; pollution par la biomasse produite
		<i>Nitrosomas</i> spp <i>Nitrobacter</i> spp <i>Thiobacillus</i> spp	- - -	Corrosion du fer et du béton par production d'acide; peut attaquer le caoutchouc ²¹
C organique ou CO ₂	S ⁼	<i>Beggiato</i> spp <i>Tiothrix</i> spp	(+) ^a	
CO ₂ ou C organique	Fe ⁺⁺	<i>T. ferroxidans</i> <i>Gallionella ferruginea</i>	- -	Eau colorée en brun ^{32,36}
CO ₂ (ou C organique?) CO ₂ , C organique	H ₂	<i>Hydrogenomonas</i> spp	(+) ^a	Corrosion aérobie du fer ⁵⁸
CH ₄ C organique assimilable dissous non identifié		Bactéries aérobies chimihétérotrophes		Problèmes généraux: diminution de l'oxygène; pollution par la biomasse produite
		<i>Methanomonas</i> spp ^{39,49}	-	
		<i>Pseudomonas</i> spp ^{8,34,50}	+	Eau colorée en brun par oxydation de complexes de fer organique ^{8,34}
		<i>P. fluorescens</i>	+	Nourriture gâtée, production d'enduit ^{37,44}
		<i>P. aeruginosa</i> ^{9,26,37,46,47}	+	Pathogène facultatif ^{9,46}
		<i>Aeromonas</i> spp ^{23,27,48,50,55}	+	Pathogène facultatif; interférence avec la méthode de détection des coliformes ²⁷
		<i>Flavobacteria</i> ^{17,39,50}	+	
		<i>Achromobacter</i> spp ⁵⁰	+	
		<i>Caulobacter</i> spp ³⁶	(+) ^a	
		<i>Arthrobacter</i> spp ³⁶	(+) ^a	Eau colorée par oxydation de complexes de fer organique ⁵⁶
		<i>Corynebacterium</i> spp ¹⁸	(+) ^a	Couleur rouge sur les matériaux en contact avec l'eau
		<i>Sphaerotilus</i> spp ⁵⁵	(+) ^a	
		<i>Myxobacteria</i> ⁵⁰	(+) ^a	
<i>Micromonospora</i> spp ⁷	(+) ^a			
<i>Streptomyces</i> ⁵¹	(+) ^a	Goûts et odeurs ⁵¹		
Moisissures ³	(+) ^a	Goûts et odeurs ³		
Carbone organique assimilable des matériaux		<i>Nocardia</i> , <i>Streptomyces</i> ^{28,29}	Détérioration du caoutchouc naturel ^{24,28,29}	
		<i>Pseudomonas</i> spp ²²	Croissances dans l'équipement dentaire	
C organique non identifié, assimilable Lactate, pyruvate, malate ¹⁶		Bactéries anaérobies chimihétérotrophes		Comme ci-dessus
		<i>P. fluorescens</i> ; <i>P. aeruginosa</i> Bacilles sporogènes ⁵⁷	+ -	Nourriture gâtée
		Bactéries sulfatoréductrices, y compris <i>Desulfovibrio</i> spp ^{42,58}	-	Corrosion anaérobie du fer ^{16,42,58}

(+)^a Contribution au nombre des colonies suivant la température d'incubation et sa durée et la composition du milieu.

4. Du fer colloïdal peut s'adsorber sur les bactéries, ce qui provoque l'entartrage des conduites par le fer³³.
5. L'utilisation d'eau potable contenant un grand nombre de bactéries de post-croissances peut amener des situations indésirables avec des réactions pyrogéniques causées par des substances de bactéries par ailleurs inoffensives⁵⁴.

3.2 Types de microorganismes impliqués dans la détérioration de la qualité.

Les microorganismes capables de se multiplier dans les réseaux de distribution peuvent être caractérisés par le type de substrat (organique ou inorganique) qu'ils utilisent comme source d'énergie ou de carbone. Le tableau 2 donne la liste des corps présents dans l'eau qui peuvent servir comme sources d'énergie ou de carbone. Il donne aussi les grands groupes de bactéries capable de transformer ces corps ainsi que les problèmes résultant de leur croissance ou de leur activité.

Le tableau 2 montre que ce sont surtout les organismes aérobies utilisateurs de carbone qui peuvent contribuer aux numérations de colonies de routine. On ne peut avoir d'information sur la présence de certains groupes de bactéries par ex. celles qui utilisent un corps inorganique comme source d'énergie que par des méthodes de culture sélectives. Il n'y a qu'un nombre limité de méthodes de cultures sélectives pour dénombrer les bactéries qui participent à des post-croissances sur des substances organiques. Il en résulte que les informations quantitatives sur la composition de la flore bactérienne de l'eau potable sont limitées.

Pseudomonas spp et *Aeromonas* spp que l'on trouve fréquemment dans l'eau potable^{8,23,26,27,34,44,48} ne contribuent que pour une part mineure (0,1 à 10%) dans le nombre des colonies de l'eau du robinet²³. Des

recherches effectuées par l'auteur révèlent qu'*Arthrobacter* spp, *Caulobacter* spp, *Cytophaga* spp et les actinomycètes forment également de petites minorités de la population bactérienne de l'eau du robinet. Mais des bactéries appartenant à *Flavobacterium* spp forment cependant souvent la majeure partie des colonies décomptées^{17,37}. Malheureusement il n'est pas facile de caractériser les bactéries de post-croissance dominantes car ces organismes sont difficiles à cultiver. En outre la détermination de leurs propriétés biochimiques amène souvent une classification en groupes de bactéries qui ne sont pas clairement définis du point de vue taxonomique.

3.3 Corps organiques assimilables comme cause majeure des post-croissances

Les corps organiques présents dans l'eau potable, qui peuvent être utilisés par les bactéries comme source de carbone et/ou d'énergie, forment la partie la plus importante du substrat dans la post-croissance (Tableau 2). Ils proviennent de l'eau brute, des dépôts dans les conduites et des matériaux des conduites^{1,4,5,7}.

Burman⁷ a proposé une méthode d'essai en vue de tester les matériaux de plomberie pour leur capacité à stimuler la croissance des bactéries.

Aux Pays Bas, une méthode a été nécessaire pour déterminer la teneur dans l'eau de corps organiques stimulant la croissance, afin de pouvoir quantifier le potentiel de post-croissance d'un certain type d'eau potable et de mesurer les effets de différentes techniques de traitement de l'eau sur ces corps. Au KIWA, Institut néerlandais d'étude et de recherches des distributions d'eau, des recherches ont été effectuées par l'auteur pour mettre au point une telle méthode. De bons résultats ont été obtenus par estimation des possibilités de croissance de cultures pure de bactéries dans l'eau.

Le nombre maximal de colonies d'une culture pure de bactéries se développant dans un échantillon d'eau peut être exprimé par la teneur en carbone organique assimilable (COA). Une courbe de calibrage a été établie dans ce but (Fig. 1).

La COA est exprimé comme la quantité d'acétate-C qui, si elle avait été présente, aurait donné la même croissance maximale. L'emploi de cette méthode a montré que le niveau de COA d'un certain nombre d'eaux du robinet aux Pays Bas varie de 2 à 50 µg/l d'ac-C. A présent des recherches sont effectuées pour trouver quelle méthode de traitement donn la plus efficace réduction du COA.

3.4 Recherche intégrée

Les recherches microbiologiques au KIWA sont réalisées en étroite coopération avec M. C. H. J. Elzenga, du groupe d'études KIWA sur la corrosion. On s'attache spécialement à l'activité et au rôle des bactéries sulfato-réductrices dans la corrosion des conduites en fonte. Les processus relatifs à la détérioration de la qualité de l'eau sont étudiés par M. Elzenga grâce à des équipements de mesure continue sur place des paramètres chimiques et physiques de la qualité de l'eau dans certains secteurs du réseau de distribution. Les résultats de ces mesures sont corrélés à la qualité de l'eau fournie par la station de pompage, aux matériaux utilisés pour le transport de l'eau et aux aspects techniques de la distribution. Cette recherche intégrée est nécessaire pour comprendre les processus complexes qui amènent la détérioration de la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution.

Bactéries par ml. (numération sur colonies)

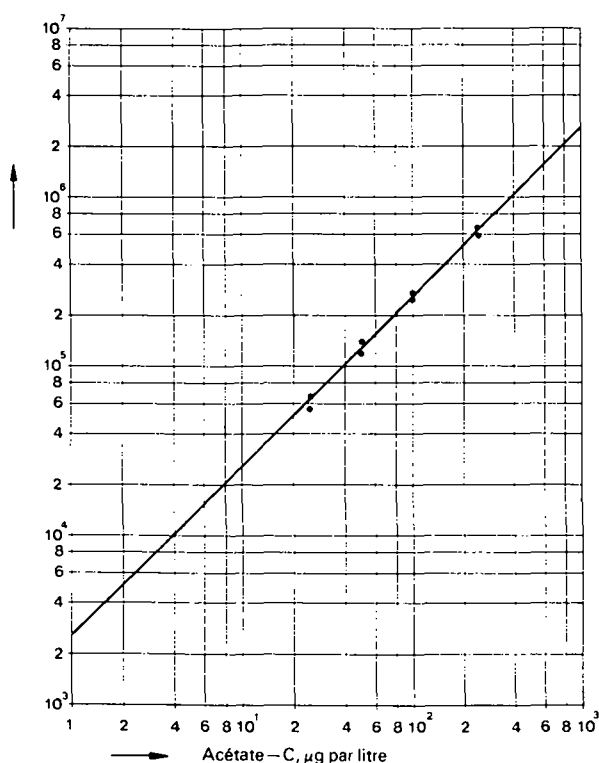


Fig. 1. Relation entre le nombre maximal des colonies d'un *Pseudomonas fluorescent* et différentes teneurs en Na-acétate ajouté à l'eau du robinet.

Special Subject 6

Reuse of water and recycling

by M. Sagoh, Professor, Science University of Tokyo

H. Aya, Associate Professor, Tokyo University

Er. M. Funaki, Mitsui Construction Co., Ltd.

Received
1978. 11. 15
1979. 1. 10

Introduction

In 1975 the total demand for potable and industrial water supplies amounted to 33 km³/a and the demand for irrigation water was 57 km³/a. For the immediate future it is estimated that by 1980 new water resources of 20 km³/a will need to be developed. Then, even though the planned development scheme may be completed, there will still be a shortage of 4-6 km³/a in fresh water supply. The local imbalance in demand and supply is predictable, and the future prospects for water supply in large cities and some of the islands is a serious problem. In fact, there are many areas where there is the need to impose restrictions on groundwater pumping to prevent subsidence. Development and supply of alternative water sources is urgently required.

Meanwhile, the construction of new reservoirs has increased in difficulty because of the scarcity of exploitable sites and the need for environmental protection. Therefore, the unit cost of water resources development is rising rapidly. In order to prevent water pollution as well as to cope with the present situation, it has now become necessary to restrain water consumption and intensify the use of recycled water.

This report serves to introduce the current situation

in Japan in direct recycling of waste water, particularly the development of separate non-potable water supply works for the use of recycled sewage.

I Outline of direct reuse of waste water

Irrigation water is used mainly for paddy fields and is reused very widely. However, industrial and stock-breeding waste water and domestic sewage are reused partially for irrigation purpose but this is not yet general.

With the rapid development of industrial water recycling, which reduces industrial waste water discharge, recent trends show a greater effect in both improvement of water quality and a saving of fresh water resources. (Fig. 1).

Some factories have achieved more than 95% in their waste water recovery rate or have even succeeded in discharging no waste water at all. The Japanese Government is now planning the establishment of local organizations to promote reasonable use of industrial water in every part of the country in order to further improve the efficiency of the industrial use of water.

The first attempt to reuse treated municipal sewage

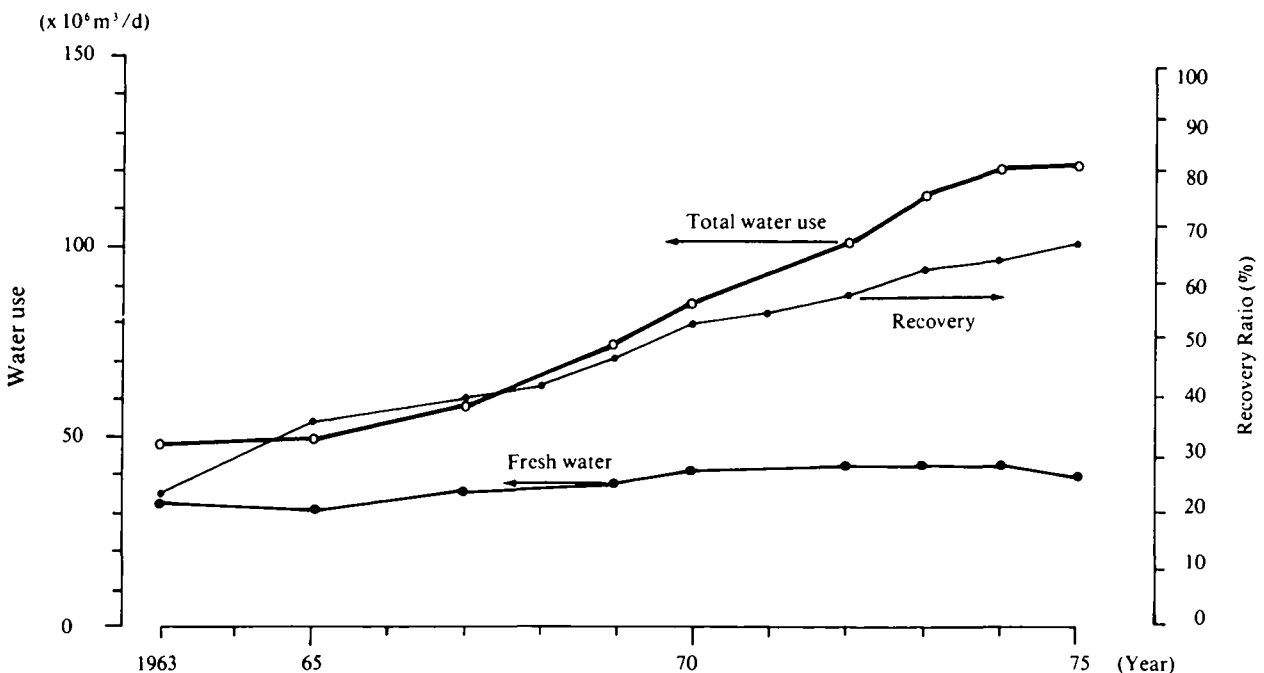


Fig. 1 Industrial Water Use

for industrial water started in 1951 when the treated effluent at Mikawa-Jima sewage plant in Tokyo was sand-filtered and supplied as a trial to a cardboard manufacturing factory. An example of an industrial waterworks developed as a full-scale project for recycled use of sewage for prevention of ground subsidence is the Kohtoh Industrial Water Supply Works in Tokyo which started operations in 1965.

Table 1 lists instances of the reuse of treated sewage effluent for industrial water supply in Japan.

The general policy in Japan is, therefore, to reduce water treatment costs to a minimum by putting recycled water to uses which avoid human contact and at the same time, to secure safety in the recycling and use of reclaimed waste water.

The authors of this paper participated in the JAWWA Committee set up by the Ministry of Health and Welfare and which proposed draft quality criteria on non-potable water supply works. Table 2 shows the quality criteria and their classification as A, B, C and D.

Table 1. Industrial Water Works Utilising Treated Municipal Sewage

Name	Place	Water source treatment plant	Year of operation	Design capacity (m ³ /d)	Nominal capacity (m ³ /d)	Remarks
Kawasaki	Tokyo	Shibaura	1962	1 000	150	Meat factory floor cleansing Cooling for 3 factories
	Kawasaki	Iriezaki	1963	30 000	Out of operation	
Katoh	Tokyo	Shibaura	1964	300	300	JNR car washing Over 300 industries
	Tokyo	Mikawashima	1965	326 000	72 300	
Nagoya	Nagoya	Shen-nen	1965	41 000	34 000	Mixed with surface water
Osaka	Osaka	Tsumori	1970	60 000	Out of operation	Never in operation
Kitakyushu	Kitakyushu	Kogozaki	1970	30 000	30 000	Petro chemical factory

Note: 1. Municipal sewage is not yet reused in the case of the Osaka Industrial Supply Works, because water demand has not reached the level originally estimated.
2. The Kawasaki Industrial Water Supply Works was taken out of service in 1977 because water demand had decreased as a result of considerable savings in industrial water consumption.

Since 1970 the plan to reduce fresh water demand by the employment of separate non-potable water supply systems using treated sewage has been the subject of discussions amongst experts. Since then a number of factories have begun to reuse their tertiary treated waste water for non-potable domestic supplies.

In the Nishikasuga Estate of Takamatsu City, Kagawa Pref., a non-potable domestic supply system was adopted for use in 1975. The same system now existing in the urban redevelopment area began operation by the Marunouchi Central Heating Co. in 1976.

A non-potable water supply system attracts public attention in that it is effective both for savings in fresh water consumption and reduction of waste water discharge, being thus able to prevent water pollution and cover lack of capacity in city water supply and sewerage facilities. In particular, recycling systems in individual buildings are tending to spread very rapidly because of ease of installation.

II Separate non-potable water supply works

Non-potable water supply systems designed to supply reclaimed domestic waste water through alternative pipelines to the potable water supply network are characterized by the following features:

- Water of inferior quality to potable water may be used. Therefore, the waste water treatment cost can be less than the cost for reusing as potable water.
- The consumer may have less feelings of resistance from the psychological viewpoint.
- Avoidance of use in direct contact with human bodies may reduce the possibility of sanitary problems arising from unknown substances in trace quantities and viruses which may not yet be known.

Table 2. JAWWA Proposed Criteria'

Water quality	Criteria value
Turbidity	A: 20, B: 10, C: 10, D: 20 (units)
Colour	A: 40, B, C, D: 30 (units)
Odour	Not unpleasant
Fc, Mn	0.5 mg/l (total)
MBAS	1 mg/l
pH	Normal effluent needs no consideration
BOD	D: 8 mg/l, if DO can be maintained, higher value will be allowed.
PMV (KMnO ₄):	60 mg/l
Total solid	B: 800 mg/l, C: 500 mg/l
Hardness (CaCO ₃)	B: 300 mg/l
Residual chlorine	Maintained to control slime except in D

'JAWWA classification of non-potable and non-body contact usage.

- Flushing of toilet
- Supplementary cooling water
- Car washing, sprinkling, fire fighting, cleansing and snow melting
- Ponds and fountains in parks

Note: Raw Water is a well treated secondary effluent of normal domestic sewage and additional treatment is provided by chemical sedimentation and rapid sand filtration.

In addition to these criteria, there are other alternatives proposed by the Japan Housing Corp. and other agencies concerned. All of them are similar.

The rate of non-body contact usage provided by the criteria is estimated at about 20% for housing and 30 to 50% for office and commercial buildings. Incidentally, water consumption per residence in Japan averages 180 to 200 l/cap.d.

Percentage of water consumption by usage is indicated in Table 3 (JAWWA) and Table 4 (Japan Housing Corp.).

Table 3. Domestic Consumption¹

Use	Percentage
Drinking, cooling	20-30%
Bathing	15-20
Washing of hands and face	5-15
Laundry	25
Flushing of toilet	20
Car washing and sprinkling	2-5
Cleansing	4-8

Table 4. Japan Housing Corp. classification²

Use	Percentage
Flushing of toilet, car washing and sprinkling	20%
Cleansing and Laundry	28
Washing of hands and bathing	32
Drinking and cooking	20

Table 5 shows the average water consumption in buildings and the shared ratio between flushing and cooling water.

Table 5. Use of Water in Buildings³

	Water-consumption by unit floor area (m ³ /m ² /d)	Flushing (%)	Cooling (%)
Office-big	4.2-35.5 ave 8.8	30-50	25
Office-small	3.3-50.7 ,, 8.5	50-80	25
Hospital	15.7-62.9 ,, 26.9	20-30	30-40
Department store	19.6-23.5 ,, 21.7	15-35	30-50
Hotel	15.4-31.1 ,, 21.1	20	—

Generally, a non-potable water supply system has different characteristics depending upon its scale and whether or not the system is within the public sewerage service area. Table 6 shows the merits or demerits of different supply systems.

As far as a wide area works is concerned, it should preferably be supplied from existing industrial water supply works because of its poor distribution efficiency and difficult construction as well as its higher cost. District wide works and individual building reuse systems within the public sewerage area have a great effect in reducing sewage discharge and are, therefore, much favoured by local municipalities which are troubled with insufficient sewerage capacity. Beyond the boundary of the public sewerage area, the water quality standards for the effluents from small sewage treatment plants become so severe that sewage should be thoroughly treated to the extent that it can be readily reused. As a matter of fact, the water rate can be reduced because of savings in the recovery cost of water and the reduced demand for fresh water.

III Treatment processes and problems with non-potable water supply works

The most commonly used processes for industrial water works are prechlorination, chemical coagulation and settling, rapid sand filtration and postchlorination of the secondary treated effluent. These processes may also be applicable to non-potable domestic water supply.

For reuse of water in an unsewered area, the standard specifications for small sewage treatment plants are covered by legislation. The specifications are classified by grades of effluent BOD, such as 120 mg/l,

Table 6. Types of Separate Non-potable Water Supply Works

	Wide area works	District-wide works		Individual building reuse	
		Public sewerage service area	Non sewerage service area	Public sewerage service area	Non sewerage service area
	Distributed for non-specific customers	Confined area recirculation; Housing estate Urban renewal district University Research Institute etc.		Individual building recirculation; Office building Hotel Department store etc.	
Water source	Public sewage treatment plant	Reclamation plant	Small sewage treatment plant	Reclamation plant	Individual sewage treatment plant
Distribution cost	High	Low	Low	None	None
Additional treatment cost for reuse	Low	High	Mean	Highest	Mean
Disposal of waste		Public sewer	Self-treatment	Public sewer	Self-treatment
Water quality criteria	Severe	Moderate		Slightly eased if so permitted by user	
Ease of construction	Difficult	Moderate		Easy	
Probability of, cross connection and misuse	High	Moderate		Small	
Feasibility	Low	Moderate		High	

60 mg/l, 30 mg/l and 20 mg/l. The standard additional processes for reuse at small treatment plants are as follows:

Table 7. Additional Processes for Small Sewage Treatment Plants

Effluent (BOD)	Process
60 mg/l	equalizing basin-biological treatment — filtration-chlorination
30 mg/l	equalizing basin-chemical settling — filtration-chlorination
20 mg/l	equalizing basin-biological treatment — chemical settling — filtration-chlorination

Typical of such additional processes, the "fixed biological bed", such as the rotating disc and submerged contact bed, is being used as the tertiary treatment stage for reuse and is arousing interest among many researchers. In fact, however, quality standards can be achieved quite simply even with conventional secondary treatment and filtration. If the process goes further into the scope of biological treatment, it tends to result in excessive design and engineering, thus causing the cost to rise.

The costly method represented by granular activated carbon treatment may be considered unnecessary for practical reuse although the quality of water treated by that method may be good.

Troubles due to slime and algal growth from nutrients can be controlled by residual chlorine and sun-light protection. It is, therefore, considered unnecessary to remove such nutrient matter. Although the NH_4 ion is believed to cause corrosion of copper there has been very little evidence to support such belief in past experience. Japan Housing Corp., which has been pushing forward development of non-potable water works, is doing research on several prototypes for tertiary treatment. Extensive studies have been made of the effects of reclaimed water on pipes, valves, meters and sanitary fittings. According to their research to date no tangible or visible problems have been experienced³. The Government conducted its own studies into the efficiency of heat exchangers for air conditioning facilities. Their conclusion is that any possible corrosion can be controlled by inhibitors, biological slime can be prevented by residual chlorine and declining of the heat exchange efficiency caused by deposits can be improved by cleansing⁸. Plumbing fittings in use for many years have been checked. However, no serious damage has been observed. The conclusion to this survey is that their time in service is still too short to draw positive conclusions.

Recently, frothing troubles have been reduced, due probably to lower concentration of MBAS in the treated sewage effluent. Removal of MBAS and colour can be achieved by ozonization and activated carbon treatment.

If domestic waste water, excluding toilet flushing drainage, is reused as raw water it will surely eliminate a number of possible hygiene problems and preserve favourable water quality through a simplified process of treatment. This system is often employed within the public sewerage service area. However, there are occasions when, in office and commercial buildings, the treated water for reuse fails to reach the required quantity, which will inevitably require making this up from the toilet flushing drainage.

From past experience there has been little evidence of hygiene problems in the use of reclaimed sewage. Japan Housing Corp. prefers ozonization treatment because of its ability to control viruses and considers that activated carbon treatment should be used as a back-up process².

In order to facilitate water reuse, the costs and the space for installation and operation of the treatment plant must be kept to a minimum. Therefore, compactness in the size of equipment and easy maintenance are required.

Fewer steps in a treatment unit may result in easier operation and lower construction cost. The process by which raw sewage can be connected into the tertiary treatment grade effluent directly has great potential. A number of projects are being undertaken currently at the Water Reuse Promotion Centre, where experimental studies are being conducted on such treatment processes as injection of powdered activated carbon in small quantities (30 mg/l) into activated sludge, the PCT method, the membrane process with simple pre-treatment or without^{5,6} and the high-solid concentration activated sludge process⁷. Also, ease in handling the excess sludge is a matter of vital importance.

Desalination of waste effluent requires rather troublesome handling and high cost. It sometimes produces waste liquid of such dense concentration as may be difficult to dispose of. In Japan, raw water of low saline concentration is cheaper to deal with than waste effluent of high concentration.

To ensure safety, cross connections and misuse must be carefully avoided.

For instance, in the Shin-Aoyama Building (300 m³/d recirculation, 101 500 m²), now under construction, all the plumbing work for non-potable water supply is made of stainless steel so as to avoid any possible cross connection and corrosion.

The ministry in charge of construction is planning to revise the existing plumbing code and a new Water Works Law was implemented in 1977 to improve building sanitation.

IV Current activities in direct waste water reuse

1 Kohtoh Industrial Water Works

Kohtoh Industrial Water Works exists to supply treated sewage effluent for use in industries or factories as an alternative to pumped ground water which had been causing ground subsidence in the eastern part of Tokyo Metropolitan area. Since the ban on pumping, the ground which suffered from subsidence at an average rate of 14 cm per year in 1961, finally stopped sinking in 1975.

<i>Treatment plant;</i>	
Minamisenju,	Nominal capacity, 138 000 m ³ /d In operation since 1964.
Minamisunamachi,	Nominal capacity, 188 000 m ³ /d In partial operation since 1975.
<i>Contracted demand;</i>	Max. 142 148 m ³ /d, 1967 117 719 ,, 1975 95 814 ,, 1976
<i>Supply average;</i>	Max. 143 000 ,, 1967 83 900 ,, 1975 72 300 ,, 1976

Treatment process:

Raw water (secondary treatment effluent) → pre-chlorination → chemical sedimentation rapid sand filtration → post-chlorination.

Distribution pipes; diameter—100 to 1350 mm; total length—138 900 m.

Table 8. Kohtoh Industrial Water Works

Water rate:			
Within contracted amount			¥10/m ³
Surcharge			¥18/m ³
Residential use for toilet flushing			¥30/family/month
Actual supply cost (without capital cost)			¥45.8/m ³
Ave. supplied water quality:			
Turbidity	2.3°	TDS	321mg/l
Colour	15°	MBAS	0.7mg/l
pH	6.9	COD (KMnO ₄)	9.6mg/l
Alkalinity	76mg/l	BOD	12.2mg/l
Cl ⁻	64mg/l	PO ₄ ⁻⁴	1.9mg/l
Elec. cond.	494Ω/cm	N-NH ₄	12.3mg/l
Resid. chlorine	0.9mg/l	Plate count	254/ml
Fe	0.2mg/l	e. col.	ND
Hardness (CaCO ₃)	198mg/l		

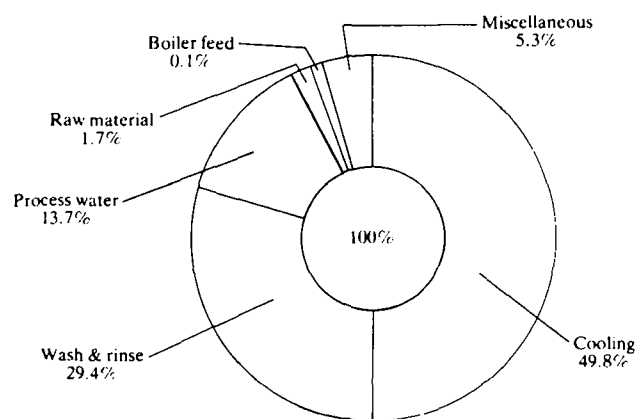
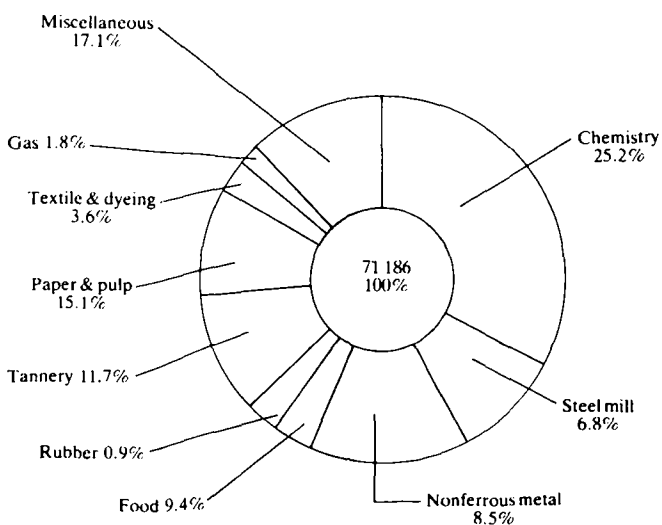


Fig. 2 Usage of water supplied by Kohtoh Industrial Water Works Customers: 376

Note: The fact that the water supplied is less than its total capacity is because of rationalized use of industrial water at each factory, the impact of the sewerage rate increase and removal of plants to suburbs.

Fig. 3 Industries supplied by Kohtoh Industrial Water Works (1975). (The figure of 71 186 is the supply in m³/d)



The Kohtoh Industrial Water Works received unfavourable publicity in its initial operation because of high TDS caused by inflow of saline water into the sewage and a lot of corrosion and frothing. However, after a changeover of the raw water to a sewerage system protected from the inflow of industrial waste water and saline water, almost none of these problems have arisen and the plant's performance has been satisfactory.

In recent years, efforts have been concentrated on the generalization of water reuse for customer's other than industrial users. At present, water is being supplied to 31 customers at the rate of 7,640 m³/d, including residential use (flushing of toilet) for 600 apartments in two estates and for car-washing use (750 m³/d) at 13 garages for buses and taxi-cabs.

At present a granular activated carbon treatment plant is under construction at Kohya-cho with a capacity of 50 000 m³ per day making best use of the surplus supply capacity of Kohtoh Industrial Water Works. The project is intended to replace the Johhoku Industrial Water Works now supplying river water. Its opening is scheduled for 1978.

2 Individual building reuse in Tokyo

The Metropolitan Government of Tokyo provides administrative guidance for the reuse of sewage in large newly constructed buildings, in order to meet an ever-increasing water demand and make up for shortage of capacity in the outdated sewerage system. Reuse of water will be adopted in 10 buildings of 1 431 870 m² total floor area now under construction and 10 buildings of 753 000 m² total floor area presently being planned for construction. Out of the projected sewage discharge of 19 460 m³/d, 6370 m³/d will be reused with a resulting reduction of sewage discharge of 33%.

3 Reuse in a housing estate

The Nishikasuga Estate in Takamatsu City, began to supply reclaimed sewage for toilet flushing and sprinkling in April 1976. Families—300; population—1200; Treatment capacity—300 m³/d; water rate—¥1500/month including potable water.

Treatment process: influent → grit chamber → screening → equalizing basin → extended aeration → contact aeration → chemical sedimentation → filtration → fixed bed activated carbon treatment → chlorination → supply.

Contact aeration tank detention time: 24 hr.

This process looks like slight overdesign, but its performance is satisfactory. Sprinkling valves are keyed to prevent misuse. Actual quantity of non-potable supply still remains unknown.

Japan Housing Corp. applied the results of its study on non-potable water works to the development of the Shibayama Estate, Chiba pref. The Estate was constructed in May 1977 to accommodate 333 families and 3220 in total population, for which water is supplied at the planned capacity of 161 m³ per day at maximum.

4 Universities and Research Institutes

The most striking example of non-discharge reuse is at Jichi Medical University. Sewage is treated by activated sludge and filtration then supplied to toilets and a cooling tower. Surplus waste water is used for sprinkling over lawns. Only a small amount of effluent is allowed to be discharged.

Planned fresh water supply: 2100 m³/d, toilet flushing: 500 m³/d.

Some universities and research institutes plan to recover laboratory waste water for reuse.

5 Urban Renewal Districts

Marunouchi Central Heating Co. began to supply reclaimed water to three buildings in September 1976. The raw water consists of blow-down effluent from the cooling tower and waste water, including toilet drainage and restaurant waste water, at the planned supply capacity of 476 m³/d.

6 Industrial Building Reuse (Public sewerage service area)

Mitsubishi Rayon Co. (Tokyo) is now reusing 30 m³/d sewage, out of the total 60 m³/d sewage discharge, for toilet flushing. The treatment process was developed by the Company itself. It is designed for ultra-filtration of raw sewage after being filtered through a vibrating screen. This system eliminates such unstabilities as may arise at the biological treatment stage due to a lack of raw sewage influent at holiday periods. Besides that, attention is being focussed on this system because of the easy discharge of rejected waste water into the public sewer and its low cost.

Kubota Iron Works (Osaka) is trying to cut down by 20% its total water consumption with a 100 m³/d reclamation plant installed for this purpose. The treatment process includes contact aeration and moving bed filtration. In Kansai District water recycling is used at commercial distribution bases, hospitals and city halls.

7 Individual Building Reuse (unsewered area)

Apart from reuse for sprinkling, Nasu Highland Service Area of the Japan Highway Corp. is recorded as the first case in individual building reuse. It was completed in April 1975 with an average capacity of 400 m³/d and a maximum capacity of 800 m³ per day for reuse of reclaimed water for toilet flushing. The treatment process is equalizing basin → activated sludge treatment → nitrification → filtration → chlorination → supply.

About ten reuse cases are now in operation, e.g. middle school, department store, local government office, etc.

8 Development Scheme of Wide Area Works

The Port Island in Kobe proposes to construct wharves and other cargo handling systems, residences for 12 000 persons and parks on off-shore reclaimed land. The total land area is 436.4 ha. with a daytime population of 38 100 persons. A non-potable water supply works will be constructed for 9800 m³/d reuse of sewage in the total estimated water consumption of 12 000 m³/d.

V Cost

Reuse works are still small in total scale. It is therefore evident that there is less economy of scale for treatment. The service cost at a housing estate is estimated at ¥400–¥500/m³. Individual building reuse costs depend on the actual treatment process, ranging from ¥2000/m³ (10 m³/d) to ¥800/m³ (300 m³/d), even to ¥510–¥220/m³ (50–300 m³/d). In a non sewerage service area, the treatment cost can be reduced considerably because only the filtration process is necessary. Real costs still remain unknown.

However, research and development into treatment methods exclusively applicable to water reuse and recycling are progressing so rapidly that there is a real

possibility of a declining trend in treatment costs. For this reason, the individual building reuse system is more feasible than the wide area works which would require expensive distribution pipelines. Furthermore, because it would cost so much to change existing systems in old-type buildings over to dual water supply systems, as well as being technically difficult to do so, it is anticipated that there may be limited opportunities of making wide area works feasible.

A recent tendency has been for both city water rates and sewage charges to increase greatly for large consumers. In large cities, total charges can amount to more than ¥300/m³. For this reason, the argument for waste water reuse becomes very persuasive notwithstanding the fact that the cost of reuse has also increased.

VI Future prospects for Waste Water Reuse

The Japanese Government is considering legislation and financial support for the promotion of waste water reuse. Some local governments have achieved fruitful results from administrative guidance provided for waste water reuse. In the near future both water rates and sewage charges will probably rise. Therefore, waste water reuse may be an attractive development for the future although high costs may be involved to some extent. In order to solve the fresh water shortage problem, to cover insufficient capacity in water and sewerage works and to protect water from pollution, development of new technology for waste water reuse is absolutely essential. Reuse of waste water through individual building circulation systems will be one of the most promising easy methods for the saving of water consumption because it does not require a distribution network. It will certainly be the most commonly applied method in some parts in the immediate future. If there is a technical breakthrough in compactness of treatment plant, manpower savings and reduced costs, the concept of waste water reuse may become dominant among the general public.

Reuse of water does not necessarily mean that particularly serious consideration should be given only to the search for the highest degree of treatment of waste water but it does mean that such waste water should be reused after conversion into suitable quality of water for a particular use. Thus, energy consumption and costs can be reduced to the absolute minimum.

Acknowledgement:

The authors would like to acknowledge the willing cooperation of the Japanese Government, Department of Industrial Water Works of Tokyo Metropolitan Water Works and the Water Reuse Promotion Center in the preparation of this paper.

References:

1. Non-potable water works manual, JAWWA, 1977
2. Non-potable water works manual, Japan Housing Corp., 1977
3. Research on individual building reuse. Japan Residential Utility System Association, Apr. 1977
4. Progress report on the application of powdered activated carbon for reclamation of waste water: Water Re-use Promotion Center, 1977
5. Proc. of Int. Congr. on Desalination & Water Reuse, p183, 1977
6. Proc. of Int. Congr. on Desalination & Water Reuse, p77, 1977
7. Research into the effects on heat exchangers of reclaimed waste water: Tokyo Metropolitan Gov. 1975

Réutilisation et recyclage de l'eau

Par M. Sagoh, Professeur, Université des sciences de Tokyo

M. H. Aya, Professeur associé, Université de Tokyo

M. M. Funaki, Mitsui Construction Ltd.

Introduction

En 1975, la demande totale en eau au Japon pour l'eau potable et l'eau industrielle s'élevait $33 \text{ Gm}^3/\text{an}$ et pour l'eau d'irrigation à $57 \text{ Gm}^3/\text{an}$. Pour l'avenir immédiat, on estime que d'ici à 1980, il faudra rendre disponibles 20 Gm^3 de ressources nouvelles. Même alors, si les plans de développement prévus sont réalisés, il manquera encore 4 à 6 Gm^3 de ressources en eau douce. Des déséquilibres locaux entre demandes et ressources sont prévisibles et l'avenir des l'alimentation en eau des grandes villes et des îles isolées est sérieusement instable. En fait on constate qu'en de nombreuses régions, il est nécessaire d'imposer des restrictions au pompage de l'eau souterraine pour éviter des affaissements de terrain. Il est urgent de rendre disponible et de distribuer de l'eau de substitution.

Par ailleurs, la construction de nouveaux réservoirs devient de plus en plus difficile en raison de la rareté des sites disponibles et des exigences de la protection de l'environnement. Dans cette situation, le coût unitaire de la mise en valeur des ressources en eau augmente rapidement. Pour prévenir la pollution de l'eau aussi bien que pour parer à la situation actuelle, le temps est venu de restreindre la consommation en eau et d'intensifier le recyclage de l'eau.

Le présent rapport vise à faire connaître la situation actuelle du recyclage direct des eaux usées au Japon, et en particulier le développement des réseaux séparés d'eau non potable pour utiliser les eaux d'égout recyclées.

I Aperçu sur la réutilisation directe des eaux usées

L'eau d'irrigation est surtout utilisée pour les champs de riz et est largement réutilisée. Mais les eaux usées industrielles, celles de l'élevage du bétail et les eaux d'égout domestiques ne sont réutilisées que très partiellement pour l'irrigation.

Avec le développement rapide du recyclage des eaux industrielles, qui réduit les déversements d'eaux usées industrielles, la tendance récente montre un résultat sensible à la fois sur la qualité de l'eau et sur l'économie des ressources en eau douce. (Fig. 1).

Certains établissements ont atteint un taux de récupération supérieur à 95% et arrivent même à ne plus déverser du tout d'eaux usées. Le Gouvernement Japonais envisage la création dans toutes les régions d'organisations locales pour l'usage raisonnable de l'eau

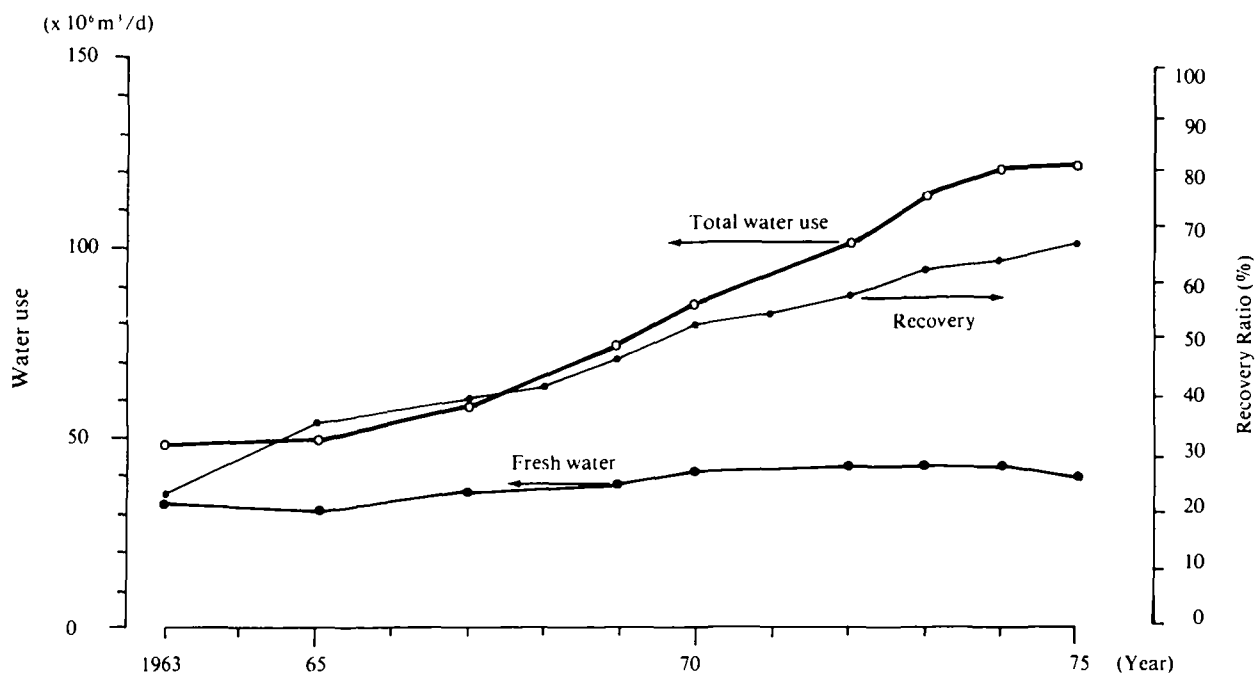


Fig. 1. Réutilisation de l'eau industrielle

industrielle, en vue d'améliorer l'efficacité des utilisations industrielles.

Le premier essai de réutilisation d'eau d'égout municipale traitée comme eau industrielle remonte à 1951 quand l'effluent traité de la station de traitement de Mikawa-Jima à Tokyo fut filtré sur sable et fourni à titre d'essai à une fabrique de carton. Un réseau d'eau industrielle à grande échelle utilisant de l'eau d'égout recyclée en vue de prévenir la subsidence du sol est celui de Kohtoh à Tokyo qui a démarré en 1965.

Le tableau 1 donne les cas actuels de réutilisation d'eau d'égout pour la fourniture d'eau industrielle au Japon.

Tableau 1. Distributions d'eau industrielle par réutilisation directe d'eau d'égouts urbains

Nom	Ville	Station de traitement origine de l'eau	Année de mise en service	Capacité nominale (m ³ /j)	Capacité réelle (m ³ /j)	Remarques
Kawasaki	Tokyo	Shibaura	1962	1 000	150	Lavage des sols d'une conserverie de viande
	Kawasaki	Iriezaki	1963	30 000	Hors Service	Refroidissement pour trois usines
Katoh	Tokyo	Shibaura	1964	300	300	Lavage de Wagons
	Tokyo	Mikawashima	1965	326 000	72 300	Plus de 300 industries
Nagoya	Nagoya	Shen-nen	1965	41 000	34 000	Mélangée à l'eau de surface
	Osaka	Tsumori	1970	60 000	Hors service	Jamais en service
Kitakyushu	Kitakyushu	Kogozaki	1970	30 000	30 000	Pétrochimie

Note: 1. L'eau d'égouts urbains n'est pas encore réutilisée à la distribution d'eau industrielle d'Osaka parce que la demande en eau n'a pas atteint le niveau estimé à l'origine.

2. De même dans le cas de la distribution d'eau industrielle de Kawasaki, elle a été mise hors service depuis 1977 car la demande en eau a diminué en raison des fortes économies sur la consommation d'eau.

Depuis 1970 environ, un plan spécifique pour réduire la demande en eau douce en créant des réseaux séparés d'alimentation en eau non-potable distribuant de l'eau d'égout traitée est discuté par les responsables. Depuis cette époque, certaines usines ont commencé à réutiliser leurs eaux usées après traitement tertiaire pour les usages domestiques non-potables.

Dans le lotissement de Nishikasuga de la ville de Takamatsu, il y a depuis 1975 un réseau de distribution d'eau domestique non-potable. Le même système fonctionne depuis 1976 dans la région de développement urbain grâce à la Cie de chauffage central Marunouchi.

La distribution d'eau non-potable attire l'attention publique parce qu'il réalise à la fois des économies de consommation en eau potable et une réduction des déversements d'eaux usées, ce qui réduit la pollution de l'eau et utilise au mieux les réseaux de distribution d'eau et d'assainissement insuffisants de la ville. En particulier, le recyclage dans les immeubles individuels tend à se répandre très rapidement en raison de ses facilités d'installation.

II Réseaux séparés de distribution en eau non-potable

Les réseaux de distribution d'eau non-potable fournissant de l'eau d'égout domestique traitée par l'intermédiaire de conduites différentes des conduites d'eau potable peuvent être caractérisés de la façon suivante:

(a) On peut utiliser de l'eau de qualité inférieure à n'impliquant pas le contact direct avec le corps humain

celle de l'eau potable. Donc le coût de traitement de l'eau d'égout peut être inférieur à celui de coût de l'eau qui doit être réutilisée comme eau potable.

- (b) La résistance psychologique du consommateur peut être moins grande.
- (c) En évitant le contact direct avec le corps humain, on peut réduire les problèmes sanitaires résultant des substances traces inconnues et des virus, qui sont encore peu clairs.

Notre politique générale en cette matière est donc de réduire le coût du traitement de l'eau au minimum possible en limitant l'eau de réutilisation aux usages qui

et, en même temps d'assurer la sécurité du recyclage de l'eau usée de récupération.

Les auteurs ont participé au Comité de l'Association Japonaise des distributions d'eau (JAWWA) chargé par le Ministère de la Santé et du Bien-être de proposer des critères de qualité pour les réseaux de distribution d'eau non-potable. Le tableau 2 donne les critères de qualité et la classification en quatre catégories.

Tableau 2. Critères proposés par la JAWWA'

Qualité de l'eau	Valeur du critère
Turbidité	A: 20, B: 10, C: 10, D: 20 (unités)
Couleur	A: 40, B, C et D: 30 (unités)
Odeur	Non désagréable
Fe Mn	0,5 mg/l
MBAS	1 mg/l
pH	Pas de remarque pour les effluents normaux
DBO	D: 8 mg/l; s'il reste de l'oxygène dissous, on peut admettre une valeur plus élevée
KMnO ₄	60 mg/l
Solides totaux	B: 800 mg/l, C: 500 mg/l
Dureté CaCO ₃	B: 300 mg/l
Chlore résiduel	Maintenu pour prévenir les enduits visqueux

'Classification de la JAWWA pour les utilisations non-potables et sans contact avec le corps.

- A: chasses d'eau dans les toilettes.
- B: préparation d'eau de refroidissement.
- C: lavage de voitures, arrosage, lutte contre l'incendie, nettoyage et fonte de la neige.
- D: bassins et fontaines des parcs.

Outre les critères ci-dessus, il y a diverses alternatives proposées par les Offices Japonais du Logement et autres organismes concernés. Elles présentent toutes des ressemblances.

Le taux d'utilisation sans contact corporel tel que prévu par ces critères est estimé à environ 20% pour le logement et à 30 à 50% pour les bâtiments de bureaux et commerciaux. Incidemment, la consommation en eau domestique au Japon est estimée à 180 à 200 l/hab.j en moyenne.

Les tableaux 3 (JAWWA) et 4 (Offices Japonais du Logement) indiquent la répartition des consommations par utilisations.

Tableau 3. Répartition des usages domestiques¹

Usage	Pour cent
Boisson, climatisation	20 à 30
Bains	15 à 20
Lavage des mains et de la figure	5 à 15
Blanchissage	25
Chasse d'eau dans les toilettes	20
Lavage de voitures et arrosage	2 à 5
Nettoisement	4 à 8

Tableau 4. Répartition suivant les Offices Japonais du Logement²

Usage	Pour cent
Chasses d'eau, lavage de voitures et arrosage	20
Nettoisement et blanchissage	28
Lavage des mains et bains	32
Boisson et cuisine	20

Le tableau 5 montre la consommation moyenne dans les bâtiments administratifs et commerciaux et sa répartition entre les chasses d'eau et la climatisation.

Tableau 5. Utilisation de l'eau dans les bâtiments administratifs et commerciaux

	Consommation en eau par unité de surface de plancher m ³ /m ² .j	Chasses d'eau %	Climatisation %
Bureaux – petits	4,2 à 35,5 moyenne 8,8	30 à 50	25
Bureaux – grands	3,3 à 50,7 „ 8,5	50 à 80	25
Hôpitaux	15,7 à 62,9 „ 26,9	20 à 30	30 à 40
Grands magasins	19,6 à 23,5 „ 21,7	15 à 35	30 à 50
Hôtels	15,4 à 31,1	20	—

Généralement, le réseau d'alimentation en eau non-potable présente différentes caractéristiques suivant sa taille et suivant qu'il existe ou non à l'intérieur du réseau public d'assainissement.

Tableau 6. Types de réseaux d'alimentation en eau non-potable séparés

	Réseau pour surface importante	Réseau de district		Réutilisation en immeuble individuel	
		Zone comportant un réseau d'assainissement	Zone ne comportant pas de réseau d'assainissement	Zone comportant un réseau d'assainissement	Zone ne comportant pas de réseau d'assainissement
	Distribue à des consommateurs non définis	Recirculation sur une surface restreinte; lotissement, district de rénovation urbaine, université, institut de recherches, etc. . .		Recirculation dans un immeuble individuel; immeuble de bureaux, hôtel, grand magasin, etc. . .	
Ressource en eau	Station d'épuration d'eau d'égout publique	Station de récupération	Petite station d'épuration	Station de récupération	Station d'épuration individuelle
Coût de la distribution	Elevé	Bas	Bas	Nul	Nul
Coût de traitement additionnel pour la réutilisation	Bas	Elevé	Moyen	Très élevé	Moyen
Rejet des eaux usées		Egout public	Traitement autonome	Egout public	Traitement autonome
Critères de qualité de l'eau	Sévères	Modérés		Légèrement abaissés, si l'utilisateur est d'accord	
Facilité de construction	Difficile	Modérée		Facile	
Danger d'inter-connections et d'abus d'utilisation	Elevé	Modéré		Faible	
Faisabilité	Faible	Modérée		Elevée	

Les réseaux couvrant une surface importante doivent être de préférence alimentés à partir des ouvrages de distribution d'eau industrielle existants en raison de leur faible rendement de distribution, de leur difficulté de construction et de leur coût élevé. Les ouvrages régionaux importants et les réseaux individuels de réutilisation d'immeuble existant à l'intérieur d'un réseau d'assainissement public ont un effet important en réduisant les déversements d'eaux usées et sont donc vus favorablement par les municipalités qui ont une capacité d'assainissement insuffisante. Au-delà des limites de la région assainie, les normes de qualité pour les effluents des petites stations de traitement d'eaux d'égout deviennent si sévères que les eaux doivent être traitées d'une façon telle qu'elles peuvent facilement être réutilisées. En fait, le prix de l'eau peut être réduit du coût économisé de la récupération de l'eau et de la réduction de la demande en eau potable.

III Procédés de traitement et difficultés des réseaux de distribution d'eau non-potable

Les procédés les plus couramment utilisés pour les distributions d'eau industrielle sont la préchloration, la coagulation chimique avec décantation, la filtration rapide sur sable et la post-chloration de l'effluent secondaire du traitement. Ces procédés sont aussi applicables aux alimentations en eau domestique non-potable.

Pour la réutilisation de l'eau dans les régions non-assainies, les normes de traitement à appliquer dans les petites installations de traitement sont fixées par la loi, en degré de DBO tels que 120 mg/l, 60 mg/l, 30 mg/l et 20 mg/l. Les procédés applicables dans les petites stations de traitement que l'on peut proposer pour la réutilisation de l'eau sont donnés au tableau 7.

Tableau 7. Procédés additionnels pour les petites stations de traitement d'eaux usées

Efficiencia (en DBO)	Procédé
60 mg/l	Bassin d'égalisation, traitement biologique, filtration, chloration
30 mg/l	Bassin d'égalisation, décantation chimique, filtration, chloration
20 mg/l	Filtration, chloration

Comme modèle typique de tels procédés additionnels, le "lit biologique fixé" tel que le disque rotatif ou le lit de contact submergé, est employé comme traitement tertiaire en vue de la réutilisation, ce qui attire l'intérêt de nombreux chercheurs. Mais en fait, cependant, les critères proposés peuvent être atteints même avec un traitement secondaire classique et une filtration. Si l'on va plus loin dans le traitement biologique, on tend à un suréquipement qui amène un relèvement des dépenses.

Le coûteux traitement par le charbon actif peut être considéré comme inutile pour la réutilisation pratique, bien que la qualité de l'eau traitée par cette méthode puisse être satisfaisante.

Les troubles dus aux dépôts visqueux et aux croissances provoqués par les nutriments peuvent être contrôlés par du chlore résiduel et la protection contre la lumière. On n'estime donc pas nécessaire d'éliminer ces nutriments. On croit que l'ion NH_4 provoque la corrosion du cuivre, mais peu de preuves pratiques appuient cette opinion. L'Office Japonais du Logement, qui encourage

la réalisation de réseaux de distribution non-potables, a pris en charge les recherches sur plusieurs prototypes de traitement tertiaire. Des études importantes ont été faites sur l'effet de l'eau de réutilisation sur les conduites, les vannes, les conduites et les appareils sanitaires. D'après les résultats obtenus jusqu'à présent, on n'a pas encore constaté de problèmes tangibles ou visibles³. Le Gouvernement a conduit ses propres études sur le rendement des échangeurs de chaleur pour la conditionnement de l'air. Les observations ont montré que toute corrosion possible peut être combattue par des inhibiteurs, la formation de dépôts visqueux biologiques empêchée par du chlore résiduel et que la baisse de rendement de l'échange de chaleur peut être améliorée par des nettoyages⁸. Des installations intérieures en service depuis de nombreuses années ont été inspectées. Mais on n'a observé aucun dommage. La réponse définitive à cette enquête est que le temps de service est encore trop court pour clarifier la situation.

Récemment les troubles dus aux mousses ont diminué, en raison sans doute de la plus faible concentration en MBAS dans l'effluent traité. L'enlèvement du MBAS et de la couleur peuvent être obtenus par ozonation et traitement au charbon actif.

Si l'on utilise comme eau brute les eaux usées domestiques à l'exclusion des chasses d'eau des toilettes, on élimine certainement certains problèmes d'hygiène et l'on conserve une qualité d'eau favorable par un procédé de traitement simplifié. Mais il peut arriver dans les immeubles de bureaux et commerciaux que la quantité d'eau traitée réutilisable est insuffisante, ce qui entraîne inévitablement le recours au traitement de l'eau des chasses d'eau.

L'expérience passée a montré qu'il y a rarement eu de signes de troubles hygiéniques résultant de la réutilisation des eaux d'égout. L'Office Japonais du Logement préfère l'ozonation en raison de sa capacité à détruire les virus et considère que le traitement au charbon actif est un procédé de soutien².

Pour faciliter la réutilisation de l'eau, les coûts et l'espace pour l'installation et l'exploitation de la station de traitement doivent être restreints au minimum. On exige donc la compacité en taille de l'équipement et sa facilité d'entretien.

La réduction du nombre des étapes de traitement facilite l'exploitation et réduit le prix de construction. Le procédé par lequel l'influent brut peut être amené dans l'effluent du traitement tertiaire a de grandes potentialités futures. Des projets dans ce sens sont actuellement étudiés au Centre de Promotion de la Réutilisation de l'eau où l'on étudie l'injection de charbon actif en poudre en faible quantité (30 mg/l) dans les boues activées, la méthode PCT, le procédé par membrane avec ou sans simple prétraitement^{5,6} et les boues activées à forte teneur en solides⁷. De même, la facilité d'élimination de la boue en excès est une question d'intérêt vital.

Le dessalement des effluents exige un traitement compliqué et coûteux. Il produit quelquefois un liquide résiduaire si concentré qu'il est difficile à rejeter. Au Japon, l'eau brute à faible teneur en sel est plutôt moins chère que les effluents d'eaux usées à forte concentration.

Pour assurer la sécurité, il faut éviter les interconnexions et les usages abusifs.

Par exemple, dans l'immeuble Shin-Aoyama (300 m³/j de recirculation, 101 500 m²) en cours de construction, toutes les conduites d'eau non-potable sont faites en acier inox pour éviter les interconnexions et la corrosion.

Le Ministère de la Construction étudie la révision du Code de la plomberie. La nouvelle loi sur les distributions d'eau a été mise en vigueur en 1977 pour renforcer l'assainissement des immeubles.

IV Applications actuelles de réutilisation directe d'eaux usées

1 Distribution d'eau industrielle de Kohtoh

La distribution d'eau industrielle de Kohtoh a été créée pour alimenter en eau usée récupérée des usines et industries, à la place d'eau souterraine, pour éviter l'affaissement du sol dans la partie Est de la Région de Tokyo. Lorsque l'on a interdit le pompage de l'eau souterraine, le sol qui s'effaissait à l'allure moyenne de 14 cm/an depuis 1961 a cessé de s'affaisser en 1975.

Stations de traitement:

Minamisenju	Capacité nominale 138 000 m ³ /j. En service depuis 1964.
Minamisunamachi	Capacité nominale 188 000 m ³ /j. En service partiel depuis 1975.

Demande contractuelle:

Max. 142 148 m ³ /j	en 1967
117 719	„ en 1975
95 814	„ en 1976

Livraisons moyennes: Max. 143 000	„ en 1967
83 000	„ en 1975
72 300	„ en 1976

Procédé de traitement:

Eau brute (effluent de traitement secondaire), pré-chloration, décantation chimique, filtration rapide, postchloration.

Conduites de distribution: diamètre 100 à 1350 mm, longueur totale 138 900 m.

Tableau 8. Distribution d'eau industrielle de Kohtoh

Tarif:	
pour un volume contractuel	10 ¥/m ³
suppléments	18 ¥/m ³
usage domestique pour les toilettes	30 ¥/famille.mois
Prix de revient réel (sans les charges en capital)	45,8 ¥/m ³

Qualité moyenne de l'eau distribuée:

Turbidité	2,3 degrés	Solides totaux	321 mg/l
Couleur	15 degrés	MBAS	0,7 mg/l
pH	6,9	DCO (KMnO ₄)	9,6 mg/l
Alcalinité	76 mg/l	DBO	12,2 mg/l
CL ⁻	64 mg/l	PO ₄ ⁻	1,9 mg/l
Conductivité	484 Ω/cm	N-NH ₄	12,3 mg/l
Cl résiduel	0,9 mg/l	Colonies sur plaque	254/ml
Fe	0,2 mg/l	E. coli	N.D.
Dureté CaCO ₃	198 mg/l		

La distribution d'eau industrielle de Kohtoh a reçu à l'origine un accueil défavorable en raison de la teneur élevée en solides dissous due à l'intrusion d'eau salée dans l'eau d'égout et des nombreux cas de corrosion et de mousses. Mais après un changement de l'eau brute remplacée par celle d'un réseau d'égout protégé contre l'arrivée d'eaux usées industrielles et d'eau salée, ces problèmes ont à peu près disparu et les résultats d'exploitation sont satisfaisants.

Au cours des dernières années, les efforts ont été concentrés vers la généralisation de la réutilisation de l'eau par des consommateurs autres que les industriels. Actuellement, 31 utilisateurs reçoivent 7640 m³/j, y compris l'usage résidentiel (chasse d'eau) pour 600 appartements en deux lotissements et des lavages de voitures utilisant 750 m³/j dans deux garages de bus et de taxis.

Actuellement, une station de traitement au charbon actif est en cours de construction à Kohya-cho pour

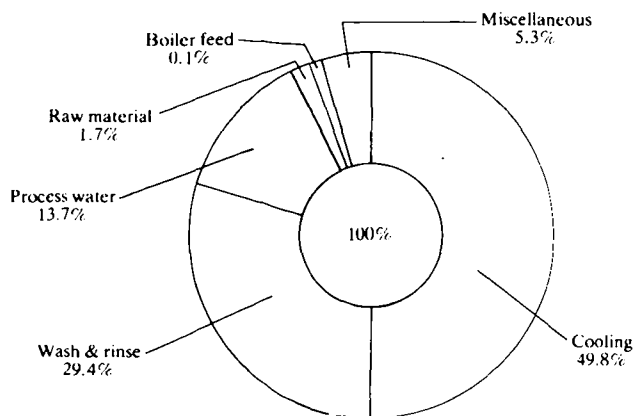
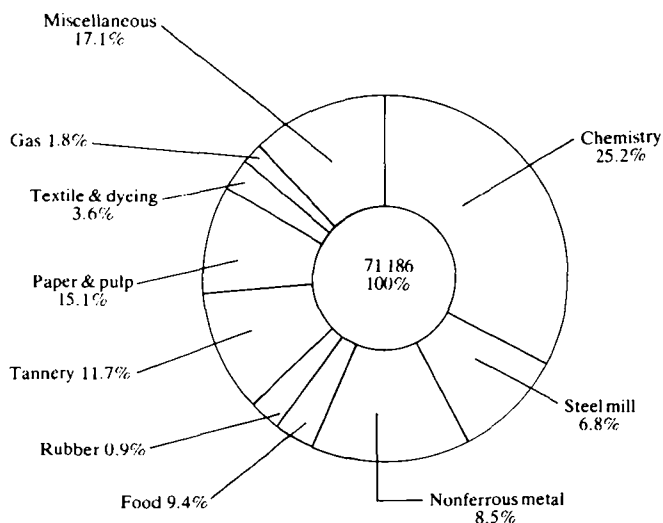


Fig. 2 Répartition de l'eau fournie par le service de distribution d'eau industrielle de Kohtoh. Consommateurs: 376.

Note: Le fait que les fournitures d'eau sont inférieures à la capacité vient de la rationalisation de l'emploi de l'eau par chaque usine, de l'impact de l'augmentation de la taxe d'assainissement et du départ de certaines usines vers la banlieue.

Fig. 3 Répartition par industrie de l'eau fournie par le service de distribution d'eau industrielle de Kohtoh (1975). Au centre: m³/j.



une capacité de 50 000 m³/j, ce qui assurera le meilleur emploi du surplus de capacité de la distribution d'eau industrielle de Kohtoh. Quand de projet sera achevé, il remplacera la distribution d'eau industrielle de Johhoku qui fournit actuellement de l'eau de rivière. Le démarrage est prévu pour 1978.

2 Réutilisation individuelle dans des immeubles à Tokyo

La Municipalité de Tokyo donne son appui administratif pour la réutilisation des eaux d'égout dans les immeubles de grande hauteur nouveaux, en vue de lutter contre l'augmentation continue de la demande en eau et de pallier le manque de capacité d'un réseau d'égouts insuffisant. La réutilisation de l'eau sera pratiquée dans dix immeubles de 1 431 870 m² de surface de plancher au total actuellement en construction et dans 10 immeubles de 753 000 m² de surface de plancher en projet. Sur une production de 19 460 m³/j d'eau d'égout, 6370 seront réutilisés, ce qui réduira les déversements de 33%.

3 Réutilisation dans des lotissements

Le Domaine de Nishikagusa de la ville de Takamatsu a commencé en avril 1976 à distribuer de l'eau d'égout recyclée pour les chasses d'eau et l'arrosage. Familles: 300; population: 1200; capacité de traitement: 300 m³/j; prix: 1500 ¥/mois y compris l'eau potable.

Procédé de traitement: deesablage, grille, bassin d'égalisation, aération prolongée, lit bactérien, décanation chimique, filtration, filtration sur charbon actif, chloration.

Durée de séjour sur le lit bactérien: 24 h.

Ce procédé semble un peu suréquipé, mais les résultats sont bons. Les vannes d'arrosage sont pourvues de clefs pour éviter les usages abusifs. Le volume réel d'eau non-potable distribué n'est pas connu.

L'Office Japonais du Logement a apporté ses conseils pour la réalisation de la distribution d'eau non-potable au Domaine de Shibayama, Préfecture de Chiba. Ce lotissement a été réalisé en mai 1977 pour loger 333 familles soit 3220 personnes au total. Il est prévu de distribuer au maximum 161 m³/j d'eau.

4 Université et instituts de recherche

L'exemple le plus remarquable de réutilisation sans rejet est l'Université de médecine de Jichi. Les eaux d'égout y sont traitées par boues activées et filtration, puis distribuées aux toilettes et à la tour de refroidissement. Le reste des eaux usées est utilisé pour l'arrosage des pelouses. Un faible volume seulement est envoyé à l'égout.

Débit d'eau potable prévu: 2100 m³/j; chasses d'eau des toilettes: 500 m³/j.

Certaines universités et des institut de recherche envisagent de réutiliser les eaux usées de leurs laboratoires..

5 District de rénovation urbaine

La Cie de chauffage central Marunouchi alimente depuis septembre 1976 trois immeubles en eau de récupération. L'eau brute est formée par l'eau de refroidissement de la climatisation et les eaux usées à l'exception des eaux des toilettes et de celles du restaurant; la capacité théorique est de 476 m³/j.

6 Réutilisation en bâtiment industriel (en zone pourvue d'un réseau d'égouts)

La Cie de rayonne Mitsubishi (Tokyo) réutilise actuellement 30 m³/j d'eau d'égout sur les 60 qui sont produites, en vue d'alimenter les toilettes. Le mode de traitement a été mis au point par la Compagnie elle-même. Il consiste en une ultrafiltration des eaux usées brutes après filtration sur tamis vibrant. Ce procédé élimine l'instabilité qui peut résulter du traitement biologique en raison de l'absence de production d'eau usée pendant les fins de semaine. En outre ce procédé est intéressant non seulement par la facilité de rejeter à l'égout le résidu des eaux traitées, mais aussi par son bas prix.

L'aciérie Kubota (Osaka) essaye de réduire de 20% sa consommation en eau grâce à une station de récupération de 100 m³/j installée à cette fin. Le traitement comporte une aération par contact et une filtration sur lit mobile. Dans le district de Kansai, on prévoit la distribution d'eau de récupération à des centres commerciaux, des hôpitaux et des mairies.

7 Réutilisation en bâtiments individuels (en zone non assainie)

En dehors des emplois pour l'arrosage, l'aire de service de Nasu de la Sté Japonaise des grandes routes est le premier cas connu de réutilisation en bâtiment individuel. Il a été mis en service en avril 1975. Sa capacité moyenne est de 400 m³/j, maximale de 800 m³/j, et l'eau récupérée est utilisée pour les toilettes. Le traitement comporte un bassin d'égalisation et des boues activées.

8 Projet de développement à grande échelle

Le Port de Kobé envisage la construction de quais et autres dispositifs de manipulation des marchandises, des résidences pour 12 000 personnes et des parcs sur des terrains gagnés sur la mer. La surface totale intéressée couvre 436,4 ha, la population pendant le jour sera de 38 100 personnes. Le réseau de distribution d'eau non-potable réutilisera 9800 m³/j d'eau d'égout pour une consommation d'eau totale estimée à 12 000 m³/j.

V Prix de revient

Les ouvrages de réutilisation sont encore à petite échelle. Il est donc évident qu'ils ne bénéficient pas de l'économie d'échelle. Le coût du service dans un lotissement est estimé à 400 à 500 ¥/m³. Le coût pour réutilisation en bâtiment individuel dépend du procédé de traitement retenu et varie de 2000 ¥/m³ (10 m³/j) à 800 ¥/m³ (300 m³/j) ou même de 510 ¥/m³ à 220 (50 à 300 m³/j). Dans les régions non-assainies, le coût du traitement peut être considérablement réduit car il suffit alors d'une filtration. Le prix de revient réel demeure inconnu.

Mais les recherches sur des méthodes de traitement exclusivement applicables à la réutilisation et au recyclage de l'eau progressent si rapidement que l'on peut prévoir une tendance à la diminution des prix de revient. Pour cette raison, la réutilisation par immeuble individuel a de plus grandes possibilités que les distributions de grande surface qui exigent un réseau étendu de conduites. En outre, comme il serait plus coûteux et techniquement difficile de changer les conduites existantes dans les bâtiments du type ancien pour réaliser un double réseau de distribution, on prévoit qu'il y aura peu d'occasions de réaliser des réseaux de distribution étendus.

La tendance récente montre que dans les villes le prix de l'eau et les taxes d'assainissement augmentent rapidement et sont très élevés pour les consommateurs importants. Dans les grandes villes, le total atteint et dépasse 300 ¥/m³. Pour cette raison, la possibilité de réutiliser les eaux usées devient très intéressante malgré l'augmentation du coût du traitement.

VI L'avenir de la réutilisation des eaux usées

Le Gouvernement Japonais envisage de réglementer la réutilisation des eaux usées et de subventionner leur promotion. Certaines municipalités ont obtenu des résultats fructueux grâce aux directives administratives relative à cette réutilisation. Dans l'avenir immédiat, le prix de l'eau et les taxes d'assainissement semblent devoir augmenter. On peut donc encourager la réutilisation des eaux usées bien que le coût puisse en être encore parfois élevé. Pour résoudre le problème du manque d'eau potable, pour compenser l'insuffisante capacité des réseaux et des

ouvrages de traitement et comme protection contre la pollution de l'eau, il est absolument nécessaire de mettre au point une nouvelle technologie pour la réutilisation des eaux usées. La réutilisation dans les immeubles individuels est l'une des méthodes les plus prometteuses pour réduire le plus facilement la consommation en eau car elle n'exige pas de réseau de conduites spécial. Ce sera dans l'avenir immédiat la méthode la plus facilement applicable en certains endroits. Si une percée technique permet d'obtenir compacité des ouvrages de traitement, économie de main d'oeuvre et coût réduit, le concept de réutilisation de l'eau usée pourra prévaloir dans le grand public intéressé.

La réutilisation de l'eau ne signifie pas nécessairement que l'on doive rechercher seulement le traitement le plus poussé de l'eau usée, mais simplement que cette eau usée soit réutilisée après conversion en une eau de qualité convenable pour l'usage envisagé. Ainsi la consommation d'énergie et le prix de revient seront réduits au *minimum possible*.

Remerciements

Nous adressons nos plus vifs remerciements pour leur coopération à la préparation de ce rapport au

Gouvernement Japonais, au Département Distribution d'eau industrielle du Service des eaux métropolitain de Tokyo et au Centre de promotion pour la réutilisation de l'eau.

Bibliographie

1. Manuel de la distribution de l'eau non-potable. JAWWA, 1977.
2. Manuel de la distribution de l'eau non-potable. Office Japonais du logement, 1977.
3. Recherche sur la récupération en bâtiment individuel. Association Japonaise des réseaux publics résidentiels, avril 1977.
4. Rapport provisoire sur l'emploi du charbon actif en poudre pour la réutilisation des eaux usées. Centre de promotion pour la réutilisation d'eau, 1977.
5. Comptes rendus du Congrès international sur le dessalement et la réutilisation de l'eau, p.183, 1977.
6. Idem, p.77, 1977.
7. Recherches sur les effets de l'eau usée récupérée sur les échangeurs de chaleur. Municipalité de Tokyo, 1975.

Water losses and leakage control

by E. Shaw Cole

(USA)

Library
International Association of
Water Engineers and
Societies

The subject "Water losses and leakage control" is one of the oldest in the water business and must have been of great interest and importance to the early water engineers in Egypt, Mesopotamia, Greece and Rome. In fact we have the book of Sextus Julius Frontinus entitled "The water supply of the city of Rome" as translated by Clemens Hershel who found a Latin manuscript of the book in the Monastery of Monte Cassino in 1897. Frontinus was appointed water commissioner of Rome in 97 AD and must have been an able and conscientious administrator. He described in detail the water supply systems and the distribution systems as well as the operating problems. These problems sound very familiar for they had to do with shortage of supply and lack of pressure.

A network of lead pipes ranging in size from 19 mm to 610 mm in diameter extended throughout the city. Illegal connections were a great source of waste and the aqueducts were a continual source of leakage.

Before Rome we know of the water systems in Greece and its colonies. The restored Temple of Knossos in Crete is interesting because of the piping that was used for its baths. Much has also been written about the water system in ancient Egypt.

So we are discussing a very old subject and one that has not had many startling break-throughs, other than the development of metering devices and the application of modern science such as electronics to the development of listening instruments and the use of tracers for leak detection and location.

In recent times there have been two basic publications in English on this subject. These should be reviewed in detail because together they include the experience of the past 90 years or so and during this period we have seen the tremendous growth of metropolitan water systems and the introduction of many modern techniques, materials and instruments.

In 1957 the American Water Works Association published a Committee Report on the subject "Revenue-producing versus unaccounted-for water". The purpose of this was to help the water works industry to evaluate and improve its water conservation practices. The committee members were an outstanding group of managers, operators and engineers from various parts of the country and from investor owned as well as public utilities. At that time most of the utilities were fully metered and it was thought by some that the most significant index of good conservation was the ratio of metered sales to metered delivery to the distribution system. This is also known as "metered ratio".

Delivery and sales

Total metered delivery to the distribution system preferably should be determined by a master meter installed on the mains supplying the system with potable water. This should not include use or waste at the filter plant, pump station, or supply works.

Total metered sales should be determined for the shortest period that is economically feasible, usually from 1 to 6 months, depending on the size of the system,

dial capacity of meters, and billing procedures. The three principal types of sales are: (1) industrial and commercial, including water for irrigation; (2) domestic or residential; and (3) public use.

Industrial and commercial meters should be read monthly, whereas meters recording domestic or residential consumption should be read as often as feasible, and if not monthly, the readings should be adjusted to allow for seasonal variations in consumption, so that reasonably accurate comparisons can be made.

All public use should be metered, and readings made periodically whether or not charge is made for the water used. This includes such items as use in schools and other publicly owned buildings, hospitals, and charitable institutions. Also included is use by public works agencies such as water, sewer, and street departments for construction and operating programs, as well as fire department use and waste and park department use and waste.

If actual metered use is not feasible, as in fire fighting, the amount used should be estimated, based on the number and size of hose streams, pressure, and length of time used. Accurate records should be kept of all such use. Street department watering trucks, if not metered, should record the capacity of each tank and the number of tank loads used each day. If it is not possible to secure this information, no amount should be included in the metered sales. The omission can be indicated by a footnote when making reports, and for comparative purposes the amount of such unmetered use should not be estimated in excess of 1% of the total metered delivery.

Metered ratio

Determination of the metered ratio is the first step in evaluating performance. Good performance is generally indicated by a metered ratio of 85-90%, where the use of water is between 378 and 472 litres per capita per day. Where large industrial use causes a higher per capita use, the ratio may approach 100%. The difference between the metered ratio and 100% is unaccounted-for water. This may vary from 10 to 15% in a well operated system where consumption is between 378 and 472 l/cap d.

The metered ratio will vary, depending on the type of system and other factors. The effect of these is usually obvious, and although much has been written about each one, they are described briefly below:

Age of system and ground conditions. In determining whether or not the metered ratio is satisfactory, the age of the system and ground conditions must be considered. In an old system a large amount of unavoidable leakage must be expected, that is, the leakage which it would cost more to locate and repair than to permit to exist. The ground conditions should not influence the conclusion as to whether or not the plant is operating efficiently, but if there are conditions that will permit water to escape easily, such as presence of rock, gravel, or sand, the possibility of hidden underground losses is much greater, and when the

unaccounted-for loss is too high, steps should immediately be taken to locate these losses.

Unavoidable leakage. This item can be described in general as the amount of underground losses in mains and services of the distribution system that would cost more to locate and repair than to permit to exist. The amount will vary but experience has shown that the value may range from 2 350 to 7 050 litres per day per kilometre of pipe, depending on the age of the system, ground conditions, type of pipe services, type of community, pressures and source of supply.

Pressures and source of supply. Pressures have a definite effect on the metered ratio, since the higher the pressure the greater the amount of avoidable and unavoidable waste. For example, outlets will discharge approximately 40% more water under a pressure of 7.03 kgf/m² than under that of 3.52 kgf/m². High pressures also have a tendency to create more leaks by forcing calking in pipe joints and causing more rapid wear in the moving parts of water facilities. Therefore, a larger unaccounted-for figure is permissible where high pressures exist than under low pressure conditions.

Whether the supply is by gravity or pumped effects the necessity of reducing the unaccounted-for figure to a minimum. Obviously, if the supply is by gravity and plentiful, there is little or no production cost, except water treatment, and if the supply is ample, the incentive to take expensive means to maintain a high metered ratio is not great. If the supply is limited, however, everything possible should be done to conserve the available supply and put off the expense of building new reservoirs and laying pipelines for as long as possible. When the supply is pumped there is every incentive to reduce the unaccounted-for water to a minimum, as water then becomes a costly product and the daily operating cost can be reduced by the elimination of waste. Also, the need for plant expansion can be postponed.

Quality of materials and workmanship. These items have a decided effect on the metered ratio, usually depending on whether or not the mains are laid by contract or by employees of the water department or company, and also the quality of the specifications used and the inspection provided.

The proper type and weight of pipe should be used to meet local conditions, and valves, hydrants, and other special items should be of the best possible design and manufacture.

Use per capita and per kilometre of main. The per capita consumption is not conclusive evidence of the waste conditions in a system, and does not necessarily determine whether the metered ratio is satisfactory. In order to have any significance, the metered consumption should be divided among domestic, commercial, and industrial use. In developing a per capita figure, industrial use should be omitted, and if the remaining figure is higher than the average for comparable systems, the unaccounted-for water should be investigated even though the metered ratio seems to be reasonably high. The accuracy of per capita figures that are usually obtained once every 10 years, and figures for the intervening years may be greatly in error. The average use per customer or service can be computed more accurately at any time, and this method is recommended for use in the future for comparative purposes.

The use per kilometre of main is also an inconclusive figure, and should be analyzed carefully before being applied to the situation at hand. In industrial and thickly populated apartment house areas, the consumption per kilometre of main can be legitimately high, while in purely residential sections, the use per kilometre of main should be correspondingly low. In a residential community the allowable unavail-

able leakage will constitute a substantial percentage of the unaccounted-for water, and, consequently, a comparatively low metered ratio is allowable. The converse is true in a system predominantly industrial and commercial.

Amount of industrial and commercial use. The amount of industrial and commercial use is probably the most important factor in determining whether or not the metered ratio is satisfactory. The type of city may vary from a purely residential community to a heavily industrialized city where the use through meters of 50 mm and larger in diameter may amount to as much as 75% of the total consumption. In the former case, a metered ratio of 80% may be satisfactory because of the low consumption per kilometre of main, and in the latter case even with a metered ratio of 90% there may be much avoidable waste. The only dependable method of securing a metered ratio from which definitive conclusions can be drawn is to eliminate the industrial and large commercial use from all consideration.

Amount of underregistration and the unauthorized use. The actual underregistration of domestic meters in a system can vary from 2% to as high as 15% depending on the local meter maintenance program. The majority of state public service commissions require investor owned water companies and, in some states, municipal water departments, to remove domestic meters for replacement or repair at least once every ten years. The optimum frequency of meter repairs is dependent on local conditions that may vary widely but an overall allowance for underregistration of 3% should be economically feasible. Industrial meters should be tested in place under operating conditions, if possible, at least once a year, and with exceptionally large consumers a monthly test is desirable.

The unauthorized use of water sometimes proves to be an important factor in the case of a low-metered ratio. The most likely cause of unauthorized use is through an unmetered fire line, or, in rare cases, the deliberate bypassing of an industrial meter. One method of controlling unauthorized use through fire lines is by the installation of detector type meters, but this is not advisable if the service is used for both industrial and fire protection. The best practice is to separate the fire line from the industrial service with the proper type of meter on the industrial service and a detector device on the fire line.

Per capita loss

A second index of performance is the difference between the metered delivery and metered sales expressed as litres per capita served per day, otherwise known as the per capita loss. Where the total delivery to the system is less than 303 l/cap d the per capita loss may have no more significance. A loss of 37-45 l/cap d may be satisfactory even though the metered ratio is lower than 85%. In a similar way, the significance of losses per customer should also be studied and evaluated. If, after making allowances for the applicable variables in a table of unaccounted-for water, the ratio is not satisfactory, underground leakage or underregistration of meters is indicated.

Unmetered systems

For unmetered systems the methods of evaluating conservation practices cannot be so accurate. As in the case of the metered system, the amount of water supplied to the distribution system should be measured by master meters. Also the amount of water used by industrial and commercial accounts should be metered. In many unmetered systems some domestic accounts are

metered either at the request of the consumer or in accordance with a policy of selective metering, whereby wasteful accounts are metered.

A table of accounted-for water can be prepared on the basis of the metered accounts and allowances for underregistration of meters, and for public uses as previously described. The domestic unmetered use can be estimated by using a figure of 227 l/cap d, of which 189 litres are for actual use and 38 litres for uncontrolled leakage in plumbing fixtures. A figure of 7 050 l/d per kilometre can be used for unavoidable leakage. The amount of unaccounted-for water can then be determined by the use of these factors, and will be valuable for purposes of comparing the efficiency of local operations from time to time. Other valuable standards are per capita consumption, consumption per customer or per service, consumption per kilometre of main, and minimum night rate of consumption.

The amount of each of these may vary widely, and local conditions should be carefully considered when interpreting them or making comparisons with other systems.

Survey form

To implement the Committee Report and facilitate an audit by a water system a form was prepared and published in June 1970 AWWA Journal. This form which follows includes the most significant items in numbers 1 through 4. The remaining items may be useful but if everyone used the same method for computing "Metered ratio" there would be an excellent basis for comparison and evaluation of performance.

Survey form for evaluating water utility operations

.....	Public.....	Private.....
Water works (designation)			Date prepared
.....		
(Location)	Approving official (name & title)	
1. Water received by utility			
a. Ground water self supplied	m ³	
b. Ground water purchased	m ³	
c. Surface water self supplied	m ³	
d. Surface water purchased	m ³	
	Annual total	m ³
2. Water delivered to distribution system for retail service			
a. Average day delivery	m ³	
b. Maximum day delivery	m ³	
	Annual total	m ³ (A)
3. Metered water			
a. Residential use	m ³	
b. Commercial use	m ³	
c. Industrial use	m ³	
d. Other metered use (including water for which no charge is made and water for resale)	m ³	
	Annual total	m ³ (B)
4. Metered ratio $\frac{B}{A} \times 100$			
	%	
5. Flat-rate use (estimated)			
	m ³ (C)	
6. Total accounted-for water (B+C)			
	m ³	
Percentage accounted for $\frac{B+C}{A} \times 100$			
	%	
7. Average population served on a retail basis			
	(D)	
8. Amount of water sold for resale			
	(E)	
9. Average per capita delivery per day			
	l/cap d	
	$\frac{A-E}{D \times 365}$		

10. Average number of active services
 - a. Metered
 - b. Flat rate
11. Average delivery per service per dayl/d
 $\frac{A-E}{F \times 365}$ (F)
12. Amount of water served without chargem³ (G)
13. Quantity of water sold (B+C-G)m³
14. Total cost of operation, maintenance and administrative expense \$.....
15. Miles of main distribution system at end of yearkm

Leak detection

If the "metered ratio" index indicates there are substantial losses, these may be due to underground leakage, unmetered waste, underregistration of meters or unauthorized use. This brings us to the second basic paper referred to earlier, the "Symposium on waste control" sponsored by the Institution of Water Engineers in 1974. This presents various papers and discussions on "waste detection" as it is called in England and Wales, including work done by the Water Research Association in England. Much of the symposium is concerned with what is sometimes called House Waste and water losses due to wasteful practice rather than underground leak detection.

In both England and the US the use of "waste meters" is considered an important first step in leak detection and waste control because they provide factual flow data on the existence and general location of losses including underground leakage.

The "waste meter" is the English term used for any type of flow meter that can be used to measure the flow and preferably the rate of flow into sections of a water distribution system. With this type of flow monitoring equipment it is possible to identify the presence of leaks, their general location and size. By measuring flows throughout the system at night as well as by day, it is possible to conduct the most efficient and thorough investigation of leakage. Once the size and general location is known the leak can be pinpointed by various types of sound intensifiers. But if no leakage is indicated in an area, the time and expense of further investigation can be avoided.

The various types of "waste meters" can be described as "rate of flow meters" or "differential meters". Some of these can be permanently installed in a distribution system and activated when needed. The rate of flow meter commonly depends on the flow to position a disk which marks a moving chart, or a weighted gate which is deflected from the vertical. This type of meter can be mounted on a trailer and transported. Variations of these meters can be adapted for rate of flow measurements.

The most common type of differential meter is the pitot tube which is a portable instrument that may be inserted into a pipe to measure the flow wherever desired. Other differential types such as venturi meters, orifice plates or flow nozzles, are commonly used as master meters for measuring the input to a system. These can be adapted for use as "waste meters" but cost and size have generally dictated the use of other instruments. All of these can be provided with reading devices and charts.

As mentioned above, all these "waste meters" are useful in obtaining important data about the consumption throughout a system and in determining where leakage or waste exists and in what amounts. With these data, the next step is to actually locate or pinpoint leakage and waste so that it may be repaired or stopped.

There are many different techniques and instruments for doing this.

Leak detection equipment and techniques

The Symposium on Waste Control lists various types of equipment and describes in some detail some of the work invented or perfected by the Water Research Association. In the preamble it says "The water industry generally uses acoustic methods to pinpoint the location of leaks using such equipment as 'listening sticks', stethoscopes, electronic amplifiers, etc." These are all aids to the wonderful human ear and with experience and ingenuity remarkable skills can be developed so that leaks can be pinpointed with great accuracy.

The sound of a leak depends on variables that must be evaluated in the process of pinpointing by acoustical methods, and it is because of these that pinpointing is an art as well as a science. Some of these variables are size, material and depth of pipe, size and type of leak, type of soil or rock in which pipe is laid, presence of voids, type and thickness of pavement or cover, proximity of other utilities, water pressure in system, outside noises and vibrations caused by traffic, machinery, weather conditions, electric transformers, proximity of other leaks, etc. Each of these could be discussed at length such as the technique of pinpointing a leak on a sub-aqueous pipe line.

Most leaks have a low frequency of about 600 cycles and electronic instruments use filters to eliminate most of the other frequencies. The frequency as well as volume of sound varies with the same factors referred to and it is difficult to estimate the size of the leak from its sound.

Other techniques have been developed and are sometimes used for difficult problems in water lines but in general these are most applicable for detecting leaks in oil, gas, or chemical pipelines.

Tracers have been used with varying success. These may be a gas such as nitrous oxide, a chemical such as salt, a vegetable dye, or radioactive material. There are over 17 US patents describing some of these and their use.

Conclusion

This paper has discussed the various types of water loss and criteria for evaluating the amount of such losses. It has also discussed the instruments generally used for leakage control.

The most efficient method of leakage control is based on flow measurements supplemented by the use of sound intensifying instruments. An audit or survey based on flow measurements is a positive approach to leakage control because it provides data on: the amount of leakage and waste and its general location; as well as normal use and demand.

By a process of dividing a distribution system into districts and subdistricts detailed investigation can be directed to those areas where a known amount of leakage exists and continued until the leakage is located. This is an engineering operation and details of such surveys have been published in the literature many times.

Surveys of this type have been conducted throughout the world and local engineers trained to conduct them. When conducted scientifically and periodically these surveys continue to be the most effective and efficient method of controlling leakage.

Pertes en eau et contrôle des fuites.

par E. Shaw Cole

USA

Le sujet "Pertes en eau et contrôle des fuites" est l'un des plus anciens dans la distribution de l'eau; il a dû être d'un grand intérêt et d'importance pour les premiers ingénieurs de l'eau en Egypte, en Mésopotamie, en Grèce et à Rome. En fait, nous avons le livre de Sextius Julius Frontinus intitulé "l'alimentation en eau de la Ville de Rome" traduit par Clemens Hershel qui avait trouvé un manuscrit de ce livre au Monastère du Mont Cassin en 1897. Frontin avait été un administrateur capable et compétent. Il a décrit en détail les ouvrages d'adduction et de distribution d'eau ainsi que les problèmes de l'exploitation. Ces problèmes nous semblent très familiers car ils se rapportent à la précarité des ressources et au manque de pression.

Un réseau de conduites en plomb de diamètres allant de 19 à 610 mm couvrait la ville. Les branchements étaient une importante cause de pertes et les aqueducs présentaient des fuites continues.

Avant Rome, nous connaissons les réseaux de distribution de la Grèce et de ses colonies. La restauration du temple de Cnossos en Crète est intéressante en raison des tuyaux utilisés pour les bains. Beaucoup a été écrit sur l'alimentation en eau de l'ancienne Egypte.

Nous discutons donc un très vieux sujet, qui n'a jamais fait l'objet d'innovations marquantes en dehors de la mise au point d'appareils de mesure et des applications de la science moderne comme l'électronique appliquée aux appareils d'écoute et l'emploi de traceurs pour la détection des fuites.

Il y a en récemment deux publications de base en Anglais sur ce sujet. Elles doivent être revues en détail parce qu'elles incorporent l'expérience de quelque 90 ans au cours desquels on a vu l'extension des réseaux métropolitains et l'introduction de nombreux instruments, matériels et techniques.

En 1957, l'American Water Works Association a publié un rapport de commission sur le sujet "Production de revenu contre eau non comptabilisée". Le but de ce rapport était d'aider l'industrie des distributions d'eau à évaluer et à améliorer ses méthodes de conservation de l'eau. Les membres de la commission étaient des directeurs, exploitants et ingénieurs éminents de diverses régions et de réseaux concédés aussi bien que de régies. A cette époque la plupart des réseaux comportaient des compteurs pour la totalité des branchements et certains admettaient que l'indice le plus significatif d'une bonne gestion était le ratio des ventes mesurées aux volumes introduits dans le réseau. C'est ce que l'on appelle aussi le "ratio mesuré".

Livraisons et ventes

Le total des livraisons au réseau de distribution doit de préférence être déterminé par un compteur maître installé sur les conduites qui alimentent le réseau en eau potable. Il ne faut pas y inclure l'eau utilisée ou perdue aux stations de traitement ou de pompage et aux captages.

Le total des ventes mesurées doit être déterminé

pour la plus courte période économiquement réalisable, habituellement entre 1 et 6 mois, suivant la taille du réseau, la capacité d'enregistrement des compteurs et les procédures de facturation. Les trois types principaux de ventes sont: (1) industriels et commercial, y compris l'irrigation; (2) domestique ou résidentiel; et (3) usages publics.

Les compteurs industriels et commerciaux doivent être lus chaque mois, tandis que les compteurs domestiques ou résidentiels doivent être lus aussi souvent que possible et, s'ils ne le sont pas chaque mois, les lectures doivent être ajustées pour tenir compte des variations saisonnières de consommation, de façon à pouvoir faire des comparaisons raisonnablement précises.

Tous les usages publics doivent être mesurés et des lectures faites périodiquement, que ces consommations soient ou non facturées. Elles comprennent notamment les consommations des écoles et autres bâtiments publics, les hôpitaux et institutions charitables. Il faut y comprendre aussi les utilisations par les services de travaux publics comme l'eau, l'assainissement et la voirie pour leurs départements de construction et d'exploitation, ainsi que l'emploi par le service d'incendie et par les espaces verts, y compris les pertes.

S'il n'est pas possible de mesurer les utilisations, comme dans la lutte contre les incendies, il faut estimer les volumes utilisés, en se basant le nombre et la taille des lances, la pression et la durée de l'intervention. Il faut tenir un compte exact de toutes ces utilisations. Les véhicules d'arrosage des rues, s'ils n'ont pas de compteurs, doivent noter la capacité de chaque réservoir et le nombre de remplissages journaliers. S'il n'est pas possible d'avoir cette information, il ne fait rien porter dans les ventes mesurées, mais l'omission peut être indiquée dans une note lors de la rédaction du compte-rendu, et en vue des comparaisons, le volume de ces livraisons non mesurées ne doit pas être estimé à plus d'un pour cent des livraisons mesurées.

Ratio mesuré

La détermination du ratio mesuré est la première chose à faire pour évaluer le rendement. Un bon rendement est généralement indiqué par un ratio mesuré de 85-90%, où l'utilisation de l'eau est comprise entre 378 et 472 l/hab.j. Lorsque les usages industriels importants amènent une utilisation par hab.j plus importante, le ratio peut approcher 100%. La différence entre le ratio mesuré et 100% est l'eau non comptabilisée. Elle peut varier de 10 à 15% dans un réseau bien géré où la consommation est comprise entre 378 et 472 l/hab.j.

Le ratio mesuré variera suivant le type du réseau et d'autres facteurs. Les effets de ces facteurs sont généralement évidents et, bien que l'on ait beaucoup écrit à propos de chacun d'eux, nous les résumerons ci-dessous:

Age du réseau et condition du sol. Pour déterminer si le ratio mesuré est ou non satisfaisant, il faut con-

sidérer l'âge du réseau et la condition du sol. Dans un vieux réseau, il faut s'attendre à un grand nombre de fuites inévitables, c'est à dire de fuites qui coûteraient plus à localiser et à réparer qu'à laisser couler. La condition du sol ne doit pas influencer les conclusions en ce qui concerne le bon ou mauvais rendement du service, mais si les conditions sont telles que l'eau puisse s'échapper facilement, comme la présence de rocher, gravier ou sable, la possibilité de fuites cachées est beaucoup plus grande et, quand les pertes non comptabilisées sont trop grandes, il faut prendre immédiatement des mesures pour les localiser.

Pertes inévitables. On peut dire d'une façon générale que c'est le volume des pertes souterraines dans les conduites et branchements qui coûteraient plus à localiser et à réparer qu'à laisser couler. Ce volume est variable, mais l'expérience montre qu'il peut aller de 2 350 à 7 050 litres par jour par kilomètre de conduite, suivant l'âge du réseau, la condition du sol, le type de conduites et de branchements, le type de collectivité, la pression et l'origine de l'eau.

Pression et origine de l'eau. Les pressions ont une influence nette sur le ratio mesuré car plus la pression est forte, plus grand est le volume des pertes évitables et inévitables. Par ex., un orifice débitera à peu près 40% de plus à une pression de 7,03 kgf/m² qu'à 3,52 kgf/m². Les hautes pressions ont aussi une tendance à créer plus de fuites en chassant le bourrage des joints et en amenant une usure plus rapide dans les parties mobiles des appareils. On peut donc admettre une valeur plus grande d'eau non comptabilisée lorsque la pression est élevée que lorsqu'elle est basse.

La nécessité de réduire au minimum le volume d'eau non comptabilisée varie suivant que l'adduction se fait par gravité ou par pompage. Il est évident que si l'adduction se fait par gravité et est abondante, il y a peu ou pas du tout de frais de production sauf le traitement de l'eau et l'incitation à prendre des mesures coûteuses pour maintenir un ratio mesuré élevé n'est pas grande. Mais si la ressource est limitée, tout doit être fait pour utiliser au mieux le débit disponible et pour retarder aussi longtemps que possible la dépense de construction de nouveaux réservoirs et de pose de nouvelles conduites. Quand l'eau amenée est pompée, il y a toutes les raisons pour réduire l'eau non comptabilisée au minimum, car l'eau devient alors un produit coûteux et l'on peut réduire les frais d'exploitation journaliers en éliminant les pertes. On peut ainsi également retarder la nécessité d'agrandir l'usine.

Qualité des matériaux et de la main d'oeuvre. Ces facteurs ont une influence nette sur le ratio mesuré; ils dépendent habituellement du fait que la pose des conduites est ou non assurée par contrat ou par les employés du service d'eau, et aussi de la qualité des spécifications et de l'inspection.

Il faut utiliser le type et le poids de tuyaux en fonction des conditions locales; les vannes, bouches d'incendie et autres accessoires doivent être de la conception et de la fabrication les meilleures possibles.

Consommation par tête et par kilomètre de conduite. La consommation par tête n'est pas une preuve évidente des pertes dans un réseau et ne prouve pas nécessairement que le ratio mesuré est satisfaisant. Pour avoir une signification, la consommation mesurée doit être répartie entre les utilisations domestique, commerciale et industrielle. Dans le calcul de la consommation par tête, il faut omettre les utilisations industrielles et, si le chiffre obtenu est plus élevé que la moyenne pour des réseaux comparables, il faut rechercher l'eau non comptabilisée même si le ratio mesuré semble raisonnablement élevé. L'exactitude des chiffres calculés une fois tous les dix ans comme il est usuel et des chiffres admis pour les années intermédiaires peut être très discutable. On peut calculer avec plus d'exactitude à

tout moment la consommation par abonné ou par branchement et cette méthode est recommandable à l'avenir en vue des comparaisons.

La consommation par kilomètre de conduite est également un chiffre non concluant, qui doit être analysé soigneusement avant d'être appliqué à la situation de fait. Dans les régions industrielles ou à immeubles d'appartements très peuplées, la consommation par kilomètre de conduite peut être légitimement élevée, alors que dans les régions purement résidentielles, la consommation par kilomètre de conduite peut être basse en conséquence. Dans un quartier résidentiel, les fuites inévitables admissibles constitueront un pourcentage substantiel de l'eau non comptabilisée et, en conséquence, on peut admettre un ratio non mesuré relativement faible. L'inverse est vrai dans un réseau essentiellement industriel et commercial.

Importance des consommations industrielles et commerciales. L'importance des consommations industrielles et commerciales est probablement le facteur le plus important pour déterminer si le ratio mesuré est ou non satisfaisant. Le type de ville peut varier d'une communauté purement résidentielle à une cité très industrialisée où les consommations enregistrées par des compteurs de 50 mm et plus de diamètre peuvent représenter jusqu'à 75% du total. Dans le premier cas, un ratio mesuré de 80% peut être satisfaisant en raison de la faible consommation par kilomètre de conduite, et dans le second même un ratio de 90% peut comporter des pertes évitables. La seule méthode sûre de calculer un ratio mesuré dont on puisse tirer des conclusions définitives est d'éliminer de toute considération les consommations industrielles et commerciales importantes.

Importance des sous-comptages et des utilisations illégales. Le sous-comptage réel des compteurs domestiques dans un réseau peut aller de 2% jusqu'à 15% suivant le programme local d'entretien des compteurs. La majorité des commissions d'Etat de services publics exigent que les services d'eau concédés et, dans certains Etats, les services d'eau en régie municipales enlèvent les compteurs domestiques pour remplacement ou réparation au moins une fois tous les dix ans. La fréquence optimale de réparation des compteurs dépend des conditions locales qui peuvent varier considérablement, mais une marge générale de 3% de sous-comptage doit être économiquement réalisable. Les compteurs industriels doivent être testés en place dans les conditions de fonctionnement, si possible, au moins une fois par an et, pour les consommateurs exceptionnellement importants, une vérification mensuelle est désirable.

Les utilisations illégales de l'eau sont quelquefois un facteur important de faible ratio mesuré. La cause la plus courante d'utilisation illégale vient de l'utilisation d'un branchement d'incendie sans compteur ou, dans de rares cas, le by-passage délibéré d'un compteur industriel. Une méthode de contrôler les utilisations illégales de branchements d'incendie est l'installation de compteurs du type détecteur; mais cela n'est pas recommandable si le branchement est utilisé à la fois pour les besoins industriels et pour l'incendie. Le mieux est de séparer le branchement d'incendie du branchement industriel avec un compteur du type convenable sur le branchement industriel et un appareil détecteur sur le branchement d'incendie.

Perte par habitant

Un deuxième indice de rendement est la différence entre les livraisons mesurées et les ventes mesurées exprimée en litres par habitant desservi par jour, autrement dit la perte par habitant. Là où les livraisons totales au réseau sont inférieures à 303 l/hab.j, la perte

par habitant peut ne plus avoir de signification. Une perte de 37 à 45 l/hab.j peut être satisfaisante même si le ratio mesuré est inférieur à 85%. De la même façon, la signification des pertes par abonné doit être étudiée et appréciée. Si, après avoir tenu compte des variables applicables dans un tableau des volumes non comptabilisés, le ratio n'est pas satisfaisant, il indique des fuites souterraines ou un sous-comptage des compteurs.

Réseaux sans compteurs

Dans les réseaux sans compteurs, les méthodes pour juger du résultat des procédures de conservation ne peuvent pas être aussi précises. Comme pour les réseaux avec compteurs, les volumes d'eau livrée au réseau doivent être mesurés par des compteurs maîtres. De même les consommations industrielles et commerciales doivent être mesurées. Dans beaucoup de réseaux sans compteurs, certaines consommations domestiques sont mesurées, soit à la demande du consommateur, soit en application d'une politique de mesures sélectives d'après laquelle les abonnements où il y a des gaspillages sont mesurés.

Un tableau des volumes non comptabilisés peut être dressé d'après les abonnements mesurés et les valeurs admises pour le sous-comptage des compteurs et les usages publics décrits ci-dessus. On peut estimer les utilisations domestiques non mesurées en prenant le chiffre de 227 l/hab.j, dont 189 litres sont pour les utilisations effectives et 33 litres pour les fuites non contrôlées dans les appareils de plomberie. On peut admettre 7 050 l/km.j pour les fuites inévitables. Le volume de l'eau non comptabilisé se déduit alors de ces facteurs, et il sera valable pour comparer de temps en temps l'efficacité de l'exploitation locale. Les autres normes utilisables sont la consommation par habitant, la consommation par abonné ou par branchement, la consommation par kilomètre de conduite et le taux minimum de la consommation de nuit.

La valeur de chacun de ces facteurs peut être très variable, et il faut soigneusement prendre en considération les conditions locales quand on les interprète ou quand on fait des comparaisons avec d'autres réseaux.

Formulaire statistique

Pour mettre en oeuvre le Rapport du Comité et pour faciliter la vérification des comptes d'un réseau, un formulaire a été préparé et publié en juin 1970 dans le JAWWA. Dans ce formulaire, ci-dessous, les chiffres les plus importants sont ceux des numéros 1 à 4. Les autres renseignements peuvent être utiles, mais si chacun utilisait la même méthode pour calculer le "ratio mesuré", cela serait une excellente base pour les comparaisons et l'estimation des rendements.

Formulaire statistique pour estimer l'exploitation d'un réseau

..... Concédé En régie

Désignation du service d'eau Date d'établissement

.....

(Emplacement) Nom et titre du signataire

1. Eau reçue par le service

a. Eau souterraine captée m³

b. Eau souterraine achetée m³

c. Eau de surface captée m³

d. Eau de surface achetée m³

Total annuelm³

2. Eau livrée au réseau pour vente au détail
 - a. Livraisons journalières moyennesm³
 - b. Livraisons journalières maximalesm³
 Total annuelm³ (A)
3. Eau mesurée au compteur
 - a. Usages domestiquesm³
 - b. Usages commerciauxm³
 - c. Usages industrielsm³
 - d. Autres usages mesurés au compteurm³
 (y compris l'eau non facturée et les ventes en gros
Total annuelm³ (B)
4. Ratio mesuré $\frac{A}{B}$ %
5. Fournitures au forfait (Estimées)m³ (C)
6. Total des fournitures comptabilisées (B+C)m³
- Pourcentage comptabilisé $\frac{B+C}{A} \times 100$ %
7. Population moyenne desservie au détail (D)
8. Volume d'eau vendu en gros (E)
9. Consommation moyenne par habitant/jour $\frac{A-E}{D \times 365}$ l/hab.j
10. Nombre moyen de branchements en service
 - a. Avec compteurs
 - b. Au forfait Total annuel (F)
11. Consommation moyenne par branchement/jour $\frac{A-E}{F \times 365}$ l/j
12. Volume d'eau livré gratuitementm³ (G)
13. Volume d'eau vendu (B+C-G)m³
14. Total des dépenses d'exploitation, entretien et administration\$
15. Longueur du réseau de distribution à la fin de l'annéekm

Détection des fuites

Si le "ratio mesuré" indique qu'il y a des pertes importantes, celles-ci peuvent être dues à des fuites souterraines, à des gaspillages non enregistrés, à un sous-comptage des compteurs ou à des utilisations illégales. Cela nous amène au second rapport mentionné ci-dessus, le "Symposium sur la lutte contre les pertes" patronné par l'Institution of Water Engineers en 1974. On y trouve divers rapports et discussions sur ce que l'on appelle en Angleterre "la détection des pertes", et le travail fait par la Water Research Association. La plus grande partie du Symposium concerne ce que nous appelons quelquefois les fuites domestiques et les pertes d'eau dues à des gaspillages plutôt qu'à la recherche des fuites souterraines.

En Angleterre comme aux Etats-Unis, l'emploi de "compteurs de fuites" est considéré comme un premier pas important dans la recherche des fuites et la lutte contre les pertes car ils fournissent des données de débit réelles sur l'existence et l'emplacement général des pertes, y compris les fuites souterraines.

"Compteur de fuites" est la terme anglais général utilisé pour tout type de débitmètre qui peut être utilisé pour mesurer l'écoulement et de préférence le débit dans un réseau de distribution d'eau. Grâce à ce type d'équipement de surveillance, il est possible de reconnaître l'existence de fuites, leur emplacement général et leur importance. En mesurant les débits dans tout le réseau de nuit comme de jour, il est possible de conduire une recherche efficace des fuites. Une fois que l'on connaît son emplacement approximatif et son

importance, la fuite peut être repérée par différents modèles de détecteurs acoustiques. Mais si l'on enregistre pas de fuites dans cette région, on s'évite le temps et la dépense de recherches ultérieures.

Les divers types de "compteurs de fuite" peuvent être décrits comme "enregistreurs de débit" ou "compteurs différentiels". Certains peuvent être installés en permanence sur le réseau et mis en action quand cela est nécessaire. Le principe habituel des enregistreurs de débit est que le passage de l'eau positionne un disque ou une vanne à contrepoids, avec enregistrement sur un graphique. Ce type de compteurs peut être monté sur une remorque et amené sur place.

Le type le plus commun de compteurs différentiels est le tube de Pitot, qui est un instrument portatif pouvant être inséré dans une conduite pour mesurer un débit là où c'est nécessaire. D'autres types différentiels comme les venturis, les plaques percées ou les ajutages sont couramment utilisés comme compteurs maîtres pour mesurer l'eau livrée à un réseau. Ils peuvent être adaptés à l'emploi comme "compteurs de fuites" mais leur coût et leur taille leur font généralement préférer d'autres instruments. Tous peuvent être munis de dispositifs de lecture et d'enregistrement.

Comme indiqué ci-dessus, tous ces "compteurs de fuites" permettent d'obtenir des renseignements importants sur les consommations dans un réseau et de déterminer là où se trouvent des fuites et leur importance. Avec ces renseignements, l'étape suivante est de déterminer l'emplacement précis de la fuite ou du gaspillage pour pouvoir la réparer ou le stopper. Il y a divers instruments et techniques pour ce faire.

Equipements et techniques de détection des fuites

Le Symposium sur la lutte contre les pertes donne une liste des divers types d'équipement et quelques détails sur certains procédés inventés ou perfectionnés par la Water Research Association. Dans le préambule, il est dit: "L'industrie de l'eau utilise généralement des méthodes acoustiques pour repérer l'emplacement des fuites à l'aide d'instruments tels que les cannes d'écoute, stéthoscopes, amplificateurs électroniques, etc. . . ." Tous sont des aides pour la merveilleuse oreille humaine et avec de l'expérience et de l'intelligence, on peut atteindre une habileté remarquable pour repérer les fuites avec une grande exactitude.

Le bruit d'une fuite dépend de variables qui doivent être estimées lors du processus de repérage par méthode acoustique et c'est pour cela que ce repérage est un art aussi bien qu'une science. Ces variables sont la taille, le

matériau et la profondeur de la conduite, la taille et le type de la fuite, le type de sol ou de roc dans lequel la conduite est posée, la présence de vides, le type et l'épaisseur de revêtement ou de la couverture, la proximité d'autres réseaux, la pression de l'eau dans le réseau, les bruits et vibrations extérieurs causés par le trafic, les machines, le temps qu'il fait, les transformateurs électriques, la proximité d'autres fuites, etc... Chacune de ces variables pourrait être longuement discutée, comme la technique de repérer une fuite sur une conduite immergée.

La plupart des fuites ont une fréquence basse d'environ 600 cycles et les appareils électroniques utilisent des filtres pour éliminer la plupart des autres fréquences. La fréquence comme le volume du son varient avec les facteurs déjà cités et il est difficile d'estimer l'importance d'une fuite d'après son bruit.

D'autres techniques ont été mises au point et sont quelquefois appliquées pour des problèmes difficiles pour des conduites d'eau, mais en général elle s'appliquent surtout à la recherche des fuites sur les conduites de pétrole, de gaz ou de produits chimiques.

On a utilisé des traceurs avec un succès variable. Ce peut être un gaz comme l'oxyde nitreux, un sel comme le sel marin, un colorant végétal ou un corps radioactif. Il y a plus de 17 brevets américains décrivant certains de ces procédés et leur utilisation.

Conclusion

Le présent rapport a discuté les divers types de pertes d'eau et les critères pour en évaluer le montant. Il a également discuté des instruments généralement utilisés pour lutter contre les pertes.

La méthode la plus efficace de lutte contre les fuites est basée sur des mesures de débit complétées par l'emploi d'appareils intensifiant les sons. Un formulaire statistique basé sur les mesures de débit est une approche positive de la lutte contre les fuites par ce qu'il renseigne sur le montant des fuites et pertes et leur emplacement général aussi bien que sur les utilisations et demandes normales.

En divisant un réseau en districts et sous districts, on peut orienter les recherches vers les régions où l'on sait qu'existe un certain volume de fuites et les continuer jusqu'à ce que les fuites soient repérées. Cela est du travail d'ingénieur et le détail de ces recherches a été maintes fois publié dans les revues.

Des enquêtes de ce genre ont été réalisées dans le monde entier et les ingénieurs locaux savent les réaliser. Lorsqu'elle sont conduites scientifiquement et périodiquement, c'est le moyen le plus efficace de lutte contre les fuites.

Special Subject 8

Recent advances in design and manufacture of reinforced concrete pipes

Rapporteur: **Vincente Sánchez-Gálvez** (Spain)

Authors: Rafael Muñoz
 Manuel Olaya
 Miguel Oliver
 Manuel Elices
 Jesús Arcenegui

LIBRARY
 International Reference Centre
 for Community Water Supply

Introduction

This report summarizes the results of four research projects on large diameter pipelines carried out in Spain during the period 1975-77. This research effort was made possible through cooperation between pressure pipe manufacturers, water suppliers, administration research centres and prestressing steel manufacturers. The author is indebted to them all for their help in preparing this report.

The research work was concerned exclusively with large diameter pipelines of reinforced or prestressed concrete; other materials were not studied. Two main lines of research were followed; on the one hand the development of calculation, design and test criteria, and on the other hand the study of the problem of stress corrosion of prestressing steel and its possible solutions with investigations of coating permeability, protection by synthetic resins and a study of prestressing steel for pipelines.

Criteria for design and test of pipes

A notable omission in many countries is the lack of a calculation method in the standards on reinforced or prestressed concrete pressure pipelines. A further remarkable fact in the standards of many countries is the criterion adopted for the testing of pipes, i.e. subjecting them to a pressure which is a multiple of the maximum working pressure. This, as will be seen below, is inappropriate.

For these reasons research has been carried out to unify the calculation and design criteria and to establish a test method in which the working loads to which the pipe is subjected would be better reflected than by the simple increase of the maximum working pressure.

The current, widely used system of pipe testing is to subject test pipes at the factory to an internal pressure which is a multiple of the maximum working pressure, checking that no cracks appear and that there is no water loss. The completed pipeline is often tested too, being subjected to a pressure higher than the maximum working pressure at the lowest section, checking that the pressure fall is not excessive. Since the pipeline may be partially backfilled, it is difficult to check for the appearance of cracks. This test is, therefore, useful only for checking joints, anchorages, etc., whilst pipe quality is determined mainly by tests at the factory.

The pipe in service will be subjected to stress produced by the internal pressure together with bending stresses due to external loads, so that the ratio of the test pressure to the maximum working pressure is not a

factor of safety but an indirect means of taking into account these additional loads. But since the stresses produced by external loads are independent of the pressure value, this method may be excessive in some cases and unsafe in others.

This deficiency has led to the devising of a different testing method in which each pipe will be subjected at the factory to the "equivalent pressure", defined as that internal pressure which produces at the most highly stressed point of the pipe the same maximum stress as in service under the most unfavourable combination of loads.

The most unfavourable combination of loads for any section of a pipe is that which produces the highest strain at the section during the life of the pipeline.

The determination of maximum stress and, consequently, of the equivalent pressure leads to a unification of calculation and design criteria.

For the purposes of systematisation, the following division has been adopted:

- Continuous longitudinal and transverse support of:
 - (a) 90° on granular bedding
 - (b) 90° and 120° on concrete bedding.
- Location:
 - (a) Trench
 - (b) Embankment
 - (c) Backfilled Trench
- Pipe material:
 - (a) Reinforced concrete
 - (i) with cylindrical steel reinforcement
 - (ii) noncylindrical reinforcement
 - (b) Prestressed concrete
 - (i) with cylindrical steel reinforcement
 - (ii) noncylindrical reinforcement

With regard to loads, the fill was studied according to Marston's theories applied to an idealized soil with the characteristics of the most frequently encountered soil in the location; secondly that the moving loads would produce a truncated pyramid form of stress distribution with depth; thirdly that lateral force would be considered as active; lastly there was the overall assumption of a well compacted fill.

From the loads enunciated above and the support reactions, bending moments and axial forces are derived. To make this calculation simpler tables have been constructed which give these constraints for each load at the crown, haunches and bottom as a function of the type of support. These tables have been produced for the most frequent thickness/diameter ratios met in practice (1/7, 1/8 . . . 1/14).

Reinforced concrete pipes are designed in such a way that, under the most unfavourable combination of loads, with the safety coefficients indicated in the Project, the limit states of breaking and cracking will not be exceeded. In the case of pipes with cylindrical steel reinforcement the maximum crack opening is limited, whilst for pipes without cylindrical reinforcement the tensile stress in the concrete is limited.

The criterion for the design of prestressed concrete pipes is based on the establishment of a maximum value of the tensile stress in the coating, a minimum value of the compression stress in the pipe core and such that the residual stress in the steel after losses would not be greater than a pre-determined percentage of its ultimate tensile strength.

The design procedure consists of the calculation for the pipe of different values of the prestressing steel quantity. For each one, from the geometrical and material characteristics of the pipe, the admissible working pressure is obtained. It is then possible to draw the curve "admissible pressure vs. steel quantity" and finally from the required working pressure to find the necessary steel section.

As examples of the results of calculations, in Figure 1 the equivalent pressure/maximum working pressure ratios have been plotted as a function of the working pressure for different types of pipes, depth of fill and bedding.

Stress corrosion—protection systems

One of the most serious problems which can arise in a prestressed concrete pipeline is stress corrosion of the prestressing steel. This problem consists of the brittle fracture of the steel at a stress lower than the theoretical strength of the material when it is placed in an aggressive environment. As an aggressive environment, the presence of distilled water is sufficient. Stress corrosion is therefore particularly dangerous in the case of hydraulic structures such as pressure pipelines.

On the other hand the failure of a pressure pipeline by stress corrosion of the prestressing steel may result in serious damage from flooding, and may also necessitate leaving the whole line out of service until a repair is accomplished. Furthermore, it may happen suddenly and without warning.

In Spain, as well as in other countries, fractures of large diameter prestressed concrete pipelines have been reported². All this has led to interest in studying the problem and possible solutions.

Since corrosion failure of the steel requires the existence of water in contact with the steel surface, the best way to avoid stress corrosion is to avoid the presence of water in contact with the steel, either by making a waterproof mortar coating or protecting the steel or the pipe by synthetic resins. The third study was directed towards the problem of determining the optimum properties of a prestressing steel for use in pipelines.

Study of the permeability of concrete pipes

The simplest and cheapest way to avoid stress corrosion of the steel of prestressed concrete pipes is to provide an excellent waterproof mortar coating. One of the purposes of the research has, therefore, been to study the permeability of concrete pipes, trying to establish a test method to control future concrete pipe

construction. The details of the whole work have been published elsewhere³. This paper refers to the most important results obtained.

The first goal of this research project was the design of a permeability meter adequate to measure the permeability of pipes. Previous designs, such as that of the "Société des Tuyaux Bonna" and "Rocla Concrete Pipes Limited", required the surface to be horizontal and it was difficult to use them directly in all cases. A new design, based on the model by Bonna, has been made and this problem has been solved. Following this, tests on concrete specimens were carried out for the purpose of checking the reproducibility of measurements, checking that the test would not affect the mechanical properties of the concrete and studying the isotropy of concrete to permeability. These tests have shown that the measurements are reproducible, that the concrete is isotropic and that the mechanical properties of the concrete are not affected except in cold weather when the water introduced may freeze. In laboratory conditions the water evaporates in less than 30 days after testing.

The second step was the study of the permeability of concrete specimens with a similar quality to the concrete used in pipes. All were subjected to 0.1, 0.2, 0.3 and 0.4 MPa of pressure, obtaining the water absorption as a function of time. All specimens were more than 60 days old. An increase of the permeability with the water/cement ratio was observed, in agreement with the results obtained previously by other workers⁴.

Finally, permeability measurements on pipes were carried out, both on new pipes at the factory and on pipes in service. Permeability has been measured on 31 pipes of different diameters, ages, and manufacture. Measurements have been made at four, five or six points on the upper fibre. The water pressure was fixed at 0.3 MPa, and the test duration at three hours. Pipes stored at the factory were previously watered for one hour.

The results of the several tests carried out can be summarized as follows:

- The mean values of water absorption between the second and the third hours, taken as representative, vary from 0.04 to 1.14 cm³/cm² for newly cast pipes, from 0.12 to 2.25 cm³/cm² for new centrifugally spun pipes, from 0.04 to 0.30 cm³/cm² for used pipes returned to the factory for any defect and from 0.02 to 0.48 cm³/cm² for pipes in service, either in trench or in tunnel.
- There exists a significant scatter in the measurements of water absorption for the same pipe at different points, in some cases obtaining values five or six times greater from one point to another.

From the test results the following conclusion can be derived: the permeability values of pipes are much higher than those obtained from specimens. This shows that the mortar coating is microcracked, due to curing or storage faults. The high scattering in the measurements at different points on the same pipe confirms this conclusion.

The permeability of concrete pipes used or in service is much lower than on new ones, which seems to indicate that the microcracks will be filled with time. It is considered that the permeability test method developed can become a quality control test for prestressed concrete pipe makers, because it detects the existence of microcracks, even when, although they cannot be seen, they permit penetration of water to the steel wires. However, there is still the difficult problem to solve of the determination of a critical value of permeability, e.g. to establish a criterion for pipe rejection. One can speak qualitatively of better or worse coatings but it is impossible at the moment to define quantitatively a good or bad coating.

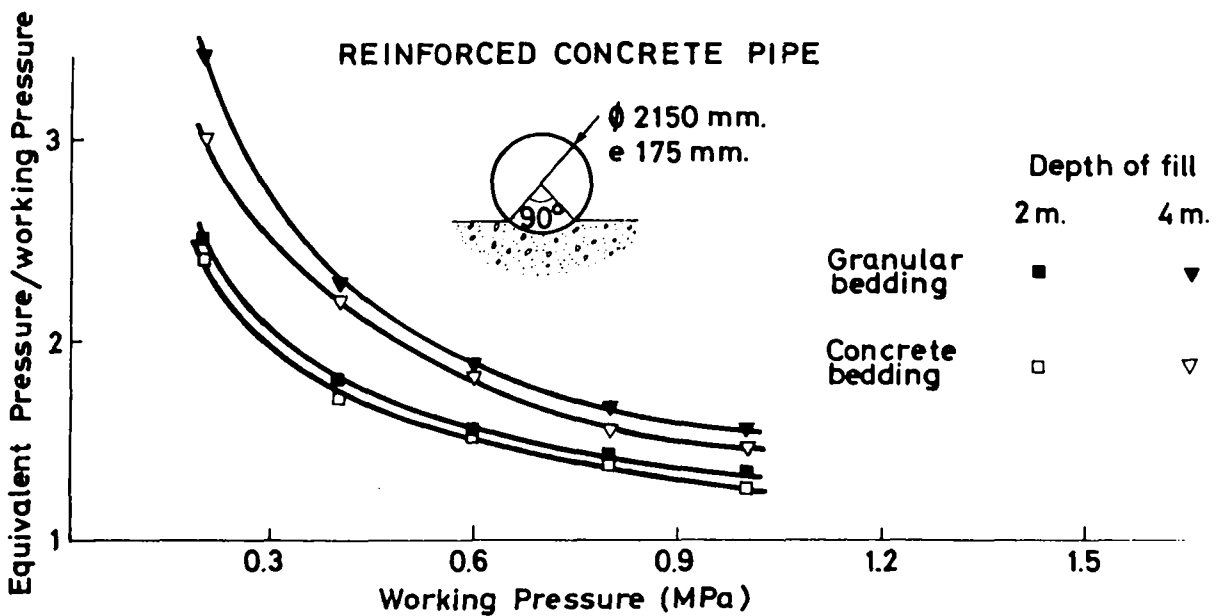
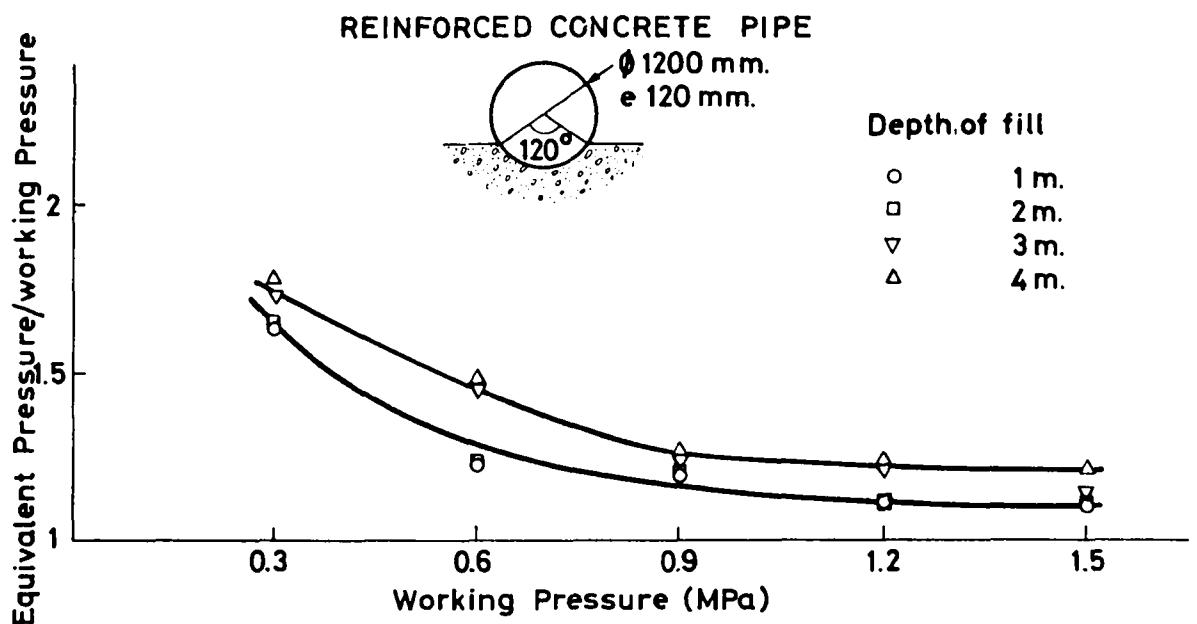
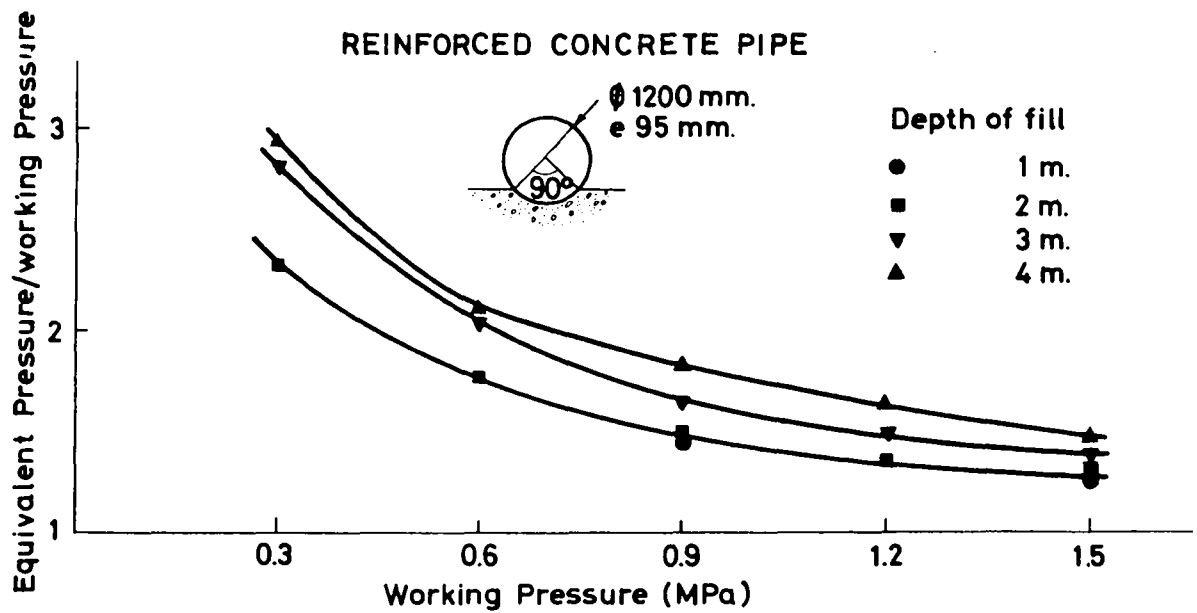


Fig. 1.

Study of pipe protection by synthetic resins

Since there is experience in Spain of a prestressed concrete pipeline, 24 km long, 1600 mm diameter and externally protected by a polyurethane resin liner which has given no service problems, it was thought that a good procedure to avoid stress corrosion in prestressed concrete pipelines could be to protect them by synthetic resins. A technical and economic study has been carried out to ascertain the viability of this protection and to determine the type of resin and application system most suitable.

Two types of resins were studied: epoxy resin IR-50035 and polyurethane resin IR-3360. Three application systems were examined: external protection of pipes as finished, inter-medium protection of the pipe with resin constructing over it the final mortar coating and direct protection of the wire before winding it on the pipe core.

To study the mechanical properties of the lining, pull-out, abrasion impact and fissuration tests were carried out. The pull-out test results produced a pull out stress at the resin-concrete interface of 2.30 to 2.55 MPa when there was no reinforcement steel and 1.18 to 1.57 MPa where there was. No significant differences between the two types of resin were observed. In the abrasion tests, the coating disappeared after 85 to 110 metres run with no significant differences in the behaviour of each type of resin.

Impact tests results were positive in all cases studied, the concrete being cracked with no damage to the coating.

Finally, in fissuration tests cracks of 1.5 mm were attained in the concrete without cracking the polyurethane resin coating, whilst the epoxy resin coating was cracked when the concrete crack opening was 0.12 to 0.20 mm. Although both types of resin are acceptable, the polyurethane is better adapted to the required behaviour than the epoxy tested.

To study the protecting effect of the resin coating, 15 prestressed concrete pipes were cast. Three of them were without any protection, six were protected by polyurethane resin and six protected by epoxy resin. Half of the protected pipes were externally protected and on the others the resin coating was placed before making the final mortar coating. These pipes have been immersed in three types of aggressive solution: a saturated water solution of gypsum, artificial sea water in accordance with ASTM D 1141 and distilled water. They have remained inside these baths from the beginning of 1976 without any failure.

To study the effect of direct protection of the wire, seven prestressing steel wires were subjected to the ammonium rhodanide test, three of them unprotected the others protected by a resin coating of epoxy IR 50035 partially scraped to simulate the possible damage of the protective coating by manipulation of the wire during fabrication. The three specimens not protected broke with a mean time of 34.5 hours, while only one of the protected ones broke at 379 hours, the other tests being stopped after more than 300 hours without rupture. Although not perfect, the protection of the wire was therefore effective.

Finally, an economic study of the different possibilities has been carried out which has shown that inter-medium protection would increase the price of the pipe by a considerable amount. External protection of the pipe is adequate if it is carried out after the pipes have been laid and jointed. Finally, the cheapest method seems to be direct protection of the wire before winding it on the pipe. Since this has given promising results it is presently the subject of further research, mainly to find

the most appropriate process of placing the resin film on the surface of the steel under tension.

Steel for prestressed concrete pipes

The objective of this research topic was to study and determine the mechanical properties of prestressing steel wires to be used in prestressed concrete pipes. In principle, the mechanical properties of the steel have to be similar to those required for every type of prestressed structure. The danger of stress corrosion is however more pronounced in the case of prestressed concrete pipelines because they are hydraulic structures. The research was centred, therefore, on a study of the stress corrosion of prestressing steel and those mechanical properties which afford a higher resistance of these steels to stress corrosion.

A steel immune to stress corrosion has not been found hitherto. Thus the objective of the research was limited to the study of those properties which improve the steel's resistance.

Previous experience has shown that quenched and tempered steels exhibit worse behaviour than cold drawn steels⁶, so that their use is forbidden in many standards. The study was thus limited to cold drawn steels and different treatments, stress-relieving and stabilising.

In the first stage of research possible correlations were looked for between the stress corrosion susceptibility and other mechanical properties, mainly ductility as measured by the elongation under maximum loads, the number of alternate bends and the number of alternate torsions.

As a representative stress corrosion test the hydrogen embrittlement test with ammonium rhodanide was adopted. The steel is usually stressed at 80% of the ultimate tensile strength and the temperature held constant at 35°C.

Three types of cold drawn steel were subjected to different heat treatments, varying the time of treatment to obtain different steel characteristics. As shown in Figure 2⁷ no correlation is observable between the hydrogen embrittlement susceptibility and the number of alternate bends or the number of alternate torsions.

A good correlation was obtained between the number of torsions and elongations under maximum load but a contrary correlation with the number of bends. Thus it is meaningless to require a higher number of alternate bends to the steel for pipelines than required for every other prestressed concrete structure.

Another important consequence stemming from this first stage is the influence of the treatment of stress-relieving. Stress relieved steel may show greater or less susceptibility than drawn steels, depending on the heating duration. There seems to exist an optimum duration above which the steel becomes more susceptible.

In the second stage the influence of the reduction of area during drawing and consequently of the strength of the steel in its susceptibility to hydrogen embrittlement was studied. Four steels from the same batch, with the same chemical composition and stress relieving treatment but with different degrees of drawing, were tested with NH_4SCN at 50°C and at a stress of 80% of the u.t.s. Steel 1, which was drawn from 13 to 7 mm, showed a strength of 1800 MPa and a life of 68 hours. Steel 2, drawn from 12 to 7 mm, showed a strength of 1720 MPa and a life of 119 hours. Steel 3 drawn from 11 to 7 mm, showed a strength of 1640 MPa and a life of 155 hours. Steel 4, drawn from 10 to 7 mm, showed a strength of 1600 MPa and a life of 534 hours. The strength is

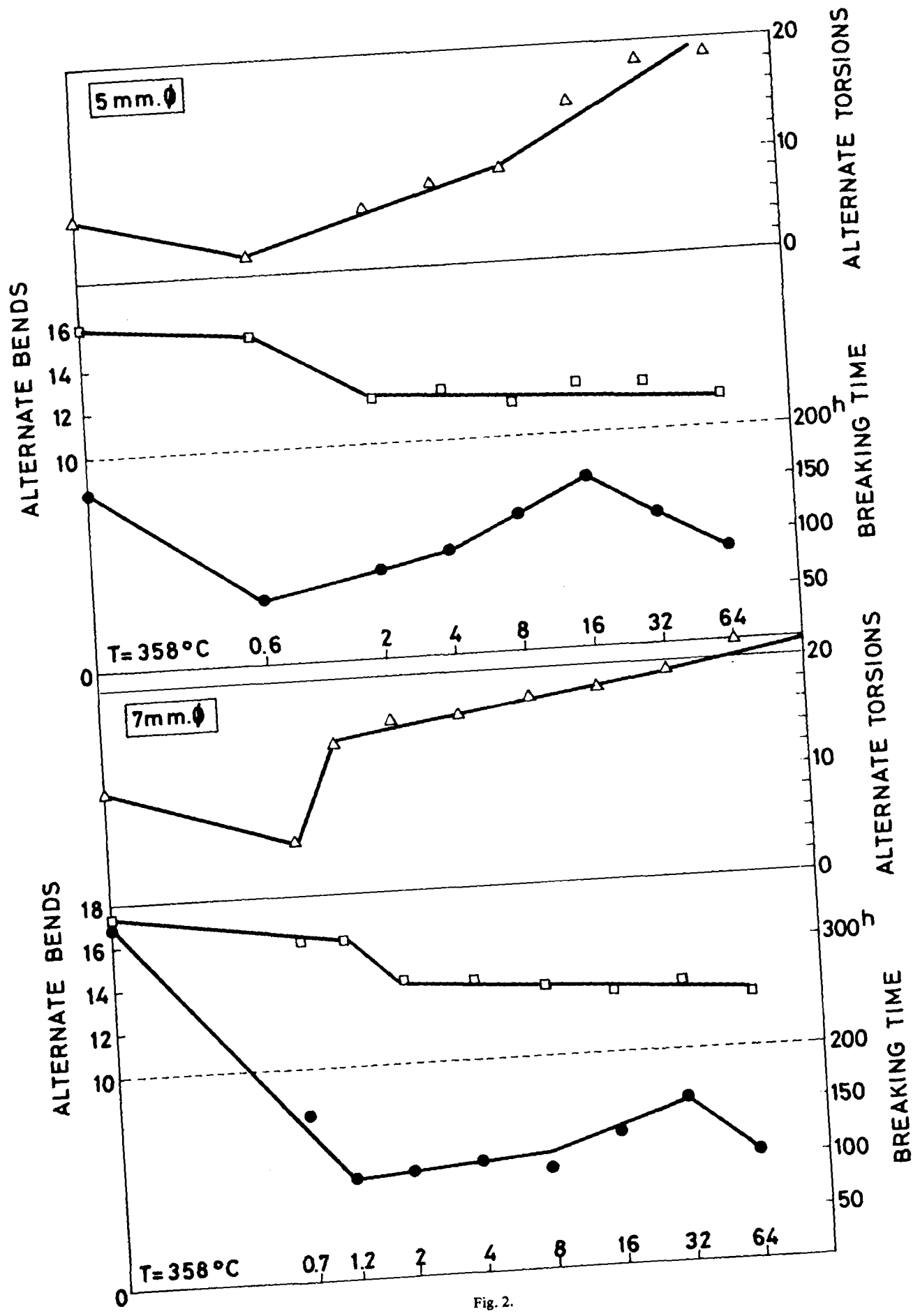


Fig. 2.

therefore well correlated with susceptibility to hydrogen embrittlement.

This relationship is however reversed when all steels are tested under the same stress. For instance, stressed to 1380 MPa, e.g. 80% of the u.t.s. of steel 2, steel 1 showed a life of 186 hours, steel 2 119 hours as was stated above, steel 3 157 hours and steel 4 110 hours. The longest life was achieved by the strongest steel subjected to a stress which is a lower percentage of its strength. An important practical consequence is then derived, that it is better to use higher strength steels stressed at low percentages of their strength.

In addition, the influence on the susceptibility to stress corrosion of the treatment of stabilizing was studied. A steel batch was divided into four lots. The first one was stress-relieved and the other three were stabilised with different treatments, varying the stress applied during the treatment. Tests performed showed a slight improvement in the stabilized steels, since the mean life was 119 hours for the stress-relieved steel and 186.5 hours for the stabilized ones. No significant differences in the three treatments were however detected.

Finally, the influence of surface defects has been studied. All steels from the first stage of the research were submitted to attack by an aggressive alkaline solution which produced differential pitting of the surface.

An excellent correlation was found between the number of pits and susceptibility to hydrogen embrittlement. It was then thought interesting to take this further. In the second stage tests were made on special steel rods with surface defects acquired through storage for a long time in the open air.

These steels showed a very short stress corrosion life, from 12 to 19 hours, even when they fulfilled perfectly all the requirements of the standards. Microscope observations of cross sections of the wires showed axial defects of about 60 microns, whilst steels with lives of more than 500 hours showed surface defects shorter than 10 microns.

Surface condition has, therefore, a decisive influence on the susceptibility of steel to hydrogen embrittlement. It is, nevertheless, undetected by any of the tests required in the standards. The conclusion is, therefore, that a hydrogen embrittlement test ought to be included in the standards for prestressed concrete pipes at once and that it is necessary to control meticulously the surface condition of steels to be used in prestressed concrete pipes.

Conclusions

The most important conclusions obtained from the research are as follows:

- A criterion has been established for the design and calculation of reinforced and prestressed concrete pipes.
- A testing method for pipes has been proposed which

uses the equivalent pressure concept, which is considered more adequate than the simple increase of the maximum working pressure widely used at present.

- A method for permeability measurement in concrete pipes has been proposed for which an appropriate permeability meter has been designed. It can be useful as a control system for pipe microfissuration.
- The protection of the pipe by synthetic resins has been shown to be effective, although it seems it may not be widely used for economic reasons. The cheapest method seems to be direct protection of the wire before winding it on to the pipe core and this is the approach being studied now.
- No correlation has been found between the susceptibility of prestressing steel to stress corrosion and the number of alternate bends or the number of alternate torsions. A good correlation with the degree of drawing has been observed; steels drawn more and consequently stronger are more susceptible. It has been found, however, that it is better to use stronger steels stressed at low percentages of their strength.
- A good correlation has been found between the number and size of surface defects and the susceptibility of the steel to stress corrosion. Although steels with surface defects fulfill all the requirements of the standards, they show a very short life in a hydrogen embrittlement test. This means that the surface condition has a decisive influence on the stress corrosion of prestressing steels, so that the existence of surface defects ought to be meticulously controlled in steels to be used in prestressed concrete pipes.

References

1. Elices, M., Climent, J., "Un ensayo con agua destilada para determinar la susceptibilidad de los aceros a la corrosión fisurante bajo tensión", *Materiales de Construcción, Ultimos avances* 150-151, 1973.
2. Elices, M. "Damage of prestressed concrete pipes", 1st Symposium on Stress Corrosion Cracking, FIP Arhem, 1972.
3. Vivo, S., Muñoz, R., "Permeabilidad al agua de los tubos de hormigón", *Monografía del Instituto Eduardo Torroja*, N° 344, Sept. 1977.
4. Bonzel, J., "Der Einfluss des Zements, des w/Z— Wertes, des Alters und der Lagerung auf die Wasser undurchlässigkeit des Betons", *Beton* N° 9, 1966.
5. Soria, F., Olaya, M., "Tratamiento de protección para tuberías de hormigón pretensado a base de resinas sintéticas (epoxi-poliuretano)", *Informes de la Construcción*, N° 296, Dic. 1977.
6. Elices, M., Climent, J., "Stress corrosion failures of prestressed concrete pipes", 2nd Symposium on Stress Corrosion Cracking, FIP Arhem, 1974.
7. Elices, M., Sanchez-Galvez, V., "Relaciones entre corrosión bajo tensión, doblados y torsiones alternas", *Hormigón y Acero*, N° 121, 1976.

Progrès récents dans le conception et la fabrication des conduites en béton armé

Rapporteur: **Vincente Sánchez-Gálvez** (Espagne)

Auteurs: **Rafael Muñoz**
Manuel Olaya
Miguel Oliver
Manuel Elices
Jesús Arcenegui

Introduction

Le présent rapport résume les résultats de quatre thèmes de recherches sur les conduites de grand diamètre réalisées en Espagne pendant la période 1975–1977. Cet effort a été rendu possible par la coopération des fabricants de conduites à pression, des fournisseurs d'eau, des centres de recherche administratifs et des fabricants de fils à précontrainte. Le rapporteur leur est reconnaissant de l'aide reçue pour la préparation de cette étude.

Les recherches sont concentrées exclusivement sur les conduites de grand diamètre en béton armé ou précontraint; les autres matériaux n'ont pas été étudiés. Deux lignes de recherches principales ont été suivies, d'un côté le développement de critères de calcul, d'étude et d'essai, de l'autre le problème de la corrosion sous tension de l'acier à précontrainte et ses solutions possibles: perméabilité du revêtement, protection par résines synthétiques et étude de l'acier à précontrainte pour conduites.

Critères d'étude et d'essai des conduites

Une lacune sensible en beaucoup de pays est le manque de méthode de calcul dans les normes relatives aux conduites en béton armé ou précontraint. Un autre fait remarquable dans les normes de beaucoup de pays est le critère adopté pour l'essai des tuyaux en les soumettant à une pression multiple de la pression de service maximale, ce qui, comme nous le verrons ci-dessous, est inapproprié.

Pour ces deux raisons, des recherches ont été effectuées pour unifier les critères de calcul et d'étude et pour établir une méthode d'essai dans laquelle les charges réelles affectant la conduite seraient mieux reflétées que par une simple augmentation de la pression de service maximale.

Le système couramment utilisé pour tester les tuyaux est jusqu'à présent de les soumettre en usine à une pression interne multiple de la pression de service maximale en vérifiant qu'il n'apparaît pas de fissures et qu'il n'y a pas de perte d'eau. La conduite en place est souvent testée elle aussi; on la soumet à une pression supérieure à la pression maximale au point le plus bas et on vérifie que la chute de pression n'est pas excessive. Comme la conduite peut être partiellement couverte, il est difficile de constater l'apparition de fissures. Ce test est donc utile pour vérifier les joints, les ancrages, etc... tandis que la qualité des tuyaux est principalement déterminée par les essais réalisés en usine.

En fait, les conduites en service seront sujettes aux

contraintes résultant de la pression interne en même temps qu'aux contraintes de flexion dues aux charges, de sorte que le coefficient d'augmentation de la pression d'essai par rapport à la pression de service maximale n'est pas un coefficient de sécurité, mais un moyen indirect de prendre en compte ces charges additionnelles. Mais comme les contraintes de flexion produites par les charges sont indépendantes de la valeur de la pression, cette méthode peut être excessive en certains cas et peu sûre dans d'autres.

Cette déficience nous a amenés à proposer une méthode d'essais différente, dans laquelle chaque tuyau sera soumis en usine à une pression équivalente définie comme étant la pression hydrostatique interne qui produit au point le plus contraint du tuyau la même contrainte rencontrée en service sous la combinaison la plus défavorable de charges.

La combinaison la plus défavorable de charges est, pour chaque section de la conduite, celle qui produit la contrainte de flexion la plus élevée dans la section pendant la vie de la conduite.

La détermination de la contrainte maximale et par conséquent la connaissance de la pression équivalente conduit à l'unification des critères de calcul et d'étude.

Pour rationaliser l'étude, on a retenu la division suivante:

- Appui continu longitudinal et transversal de
 - (a) 90° pour un lit granulaire,
 - (b) 90° et 120° pour un lit de béton.
- Placement
 - (a) tranchée
 - (b) remblai
 - (c) tranchée remblayée.
- Matériau de conduite
 - (a) béton armé
 - (i) avec cylindre en acier
 - (ii) sans cylindre.
 - (b) précontraint
 - (i) avec cylindre en acier
 - (ii) sans cylindre.

Les charges de remblai ont été étudiées suivant les théories de Marston appliquées à un sol idéal ayant les caractéristiques des sols les plus fréquents à cet endroit, que les charges roulantes ont été considérées avec comme critère une répartition des contraintes suivant une pyramide tronquée en profondeur et que la force latérale a été considérée comme active, dans l'hypothèse d'un remblai bien compacté.

Les moments de flexion et les réactions du support sont dérivés des charges énumérées ci-dessus. Pour simplifier les calculs, on a dressé pour chacune des charges divers tableaux qui donnent ces contraintes dans les sections de la couronne aux flancs et à la base en

fonction du type d'appui. Ces tableaux ont été particularisés pour les rapports les plus fréquemment rencontrés en pratique épaisseur/diamètre (1/7, 1/8, ... 14).

Les tuyaux en béton armé sont calculés de façon telle que, avec les combinaisons les plus défavorables de charges, avec les coefficients de sécurité indiqués au projet, les états limites de rupture et de fissuration ne seront pas dépassés. Pour les tuyaux à cylindre d'acier, l'ouverture maximale des fissures est limitée, tandis que pour les tuyaux sans cylindre, on limite la contrainte maximale de tension dans le béton.

Le critère pour l'étude des tuyaux en béton précontraint est basé sur l'établissement d'une valeur maximale de la tension dans le revêtement, d'une valeur minimale de la compression dans la paroi du tuyau telle que la contrainte résiduelle dans l'acier après relaxation ne soit pas plus grande qu'un pourcentage déterminé de sa résistance maximum à la rupture.

Le procédé d'étude consiste à calculer le tuyau pour différentes valeurs de la quantité d'acier de précontrainte. Pour chacune d'elle, connaissant les caractéristiques géométriques et matérielles du tuyau, on obtient la pression de travail admissible. Il est alors possible de tracer la courbe des pressions admissibles en fonction de la quantité d'acier et finalement, à partir de la pression de service nécessaire, de trouver la section d'acier requise.

Comme exemple de résultats de calculs, la Fig. 1 donne les ratios pression équivalente/pression de service maximale en fonction de la pression de service pour différents types de tuyaux, d'épaisseur de recouvrement et d'appui.

Corrosion de contrainte. Systèmes de protection

L'un des problèmes les plus importants qui puissent survenir dans une conduite en béton précontraint est la corrosion sous tension de l'acier de précontrainte. Il s'agit d'une rupture par fragilité de l'acier sous une tension inférieure à la résistance théorique du matériau, quand celui-ci est placé dans un milieu agressif. Comme milieu agressif, la présence d'eau distillée est suffisante¹; la corrosion sous tension est donc particulièrement dangereuse dans le cas des ouvrages hydrauliques comme les conduites sous pression.

D'autre part, la rupture d'une canalisation sous pression par corrosion sous tension de l'acier de précontrainte peut amener des dommages importants par inondation, et peut obliger à mettre hors service toute la conduite pour les réparations. En outre, elle peut survenir brusquement, sans avertissement.

Des ruptures de conduites en béton précontraint de grand diamètre ont été signalées en Espagne comme dans d'autres pays². Elles ont amené à étudier le problème et à rechercher les solutions possibles.

Etant donné que la rupture de l'acier suppose le contact de l'eau avec l'acier, la meilleure façon d'éviter cette corrosion sous tension est d'éviter que l'eau vienne au contact de l'acier, soit en réalisant un revêtement de mortier imperméable, soit en protégeant l'acier ou la conduite par des résines synthétiques. La troisième étude est dirigée vers la recherche des meilleures propriétés que doit présenter un acier de précontrainte pour pouvoir être utilisé dans une conduite.

Etude de la perméabilité des conduites en béton

La méthode la plus simple et la plus économique pour éviter la corrosion de contrainte des conduites en béton précontraint est d'exécuter un excellent mortier

de revêtement imperméable. L'un des buts de la recherche a donc été d'étudier la perméabilité de ces bétons, en établissant une méthode d'essai en vue de contrôler les tuyaux en béton dans l'avenir. Le détail de l'assemblage de ce travail a été publié³. Nous ne mentionnerons que les plus importants résultats atteints.

Le premier objectif de la recherche a été de concevoir un enregistreur de perméabilité convenant pour la mesure de la perméabilité des tuyaux. Les appareils précédents sont ceux de la Société des Tuyaux Bonna et de Rocla Pipes Ltd. Tous deux exigent que la surface soit horizontale, ce qui les rend difficiles à utiliser dans tous les cas. Un nouvel enregistreur basé sur le modèle de Bonna a donc été conçu, qui résout ce problème. Ensuite des tests préliminaires ont été faits en vue de vérifier la reproductibilité des mesures et de vérifier aussi que l'essai n'affecte pas les propriétés mécaniques du béton et d'étudier enfin l'anisotropie du béton à l'imperméabilité. Ces tests ont montré que les mesures sont reproductibles, que le béton est isotrope et que les propriétés du béton ne sont pas affectées sauf par temps froid quand l'eau introduite peut geler. Au laboratoire, l'eau s'évapore en moins de 30 jours après l'essai.

La deuxième étape a été d'étudier la perméabilité d'échantillons de béton d'une qualité semblable à celle utilisée pour les tuyaux. Tous ont été soumis à 0,1; 0,2; 0,3 et 0,4 MPa de pression, en notant l'absorption de l'eau en fonction du temps. Tous les échantillons avaient plus de 60 jours d'âge. On a observé une augmentation de la perméabilité avec le rapport eau/ciment, en accord avec les résultats obtenus précédemment par d'autres chercheurs⁴.

Finalement on a réalisé des mesures de perméabilité sur tuyaux, à la fois sur tuyaux neufs en usine et sur conduites en service. La perméabilité a été mesurée sur 31 tuyaux de différents diamètres, âges et procédés de fabrication. Les mesures ont été faites en quatre, cinq ou six points de la fibre supérieure. La pression d'eau était de 0,3 MPa et la durée de l'essai de trois heures. Les tuyaux en stock à l'usine étaient préalablement humidifiés pendant une heure.

Les résultats des divers essais peuvent être ainsi résumés:

— Les valeurs moyennes de l'absorption d'eau pendant la seconde et la troisième heure, prises comme représentatives, ont varié de 0,04 à 1,14 cm³/cm² pour des tuyaux moulés neufs, de 0,12 à 2,25 pour des tuyaux fabriqués par vis vibrante neufs, de 0,04 à 0,30 pour des tuyaux retournés à l'usine pour défauts et de 0,02 à 0,48 pour des tuyaux en service, en tranchée ou en tunnel.

— Il existe de grandes différences entre les mesures d'absorption de l'eau pour le même tuyau en différents points, certaines valeurs étant cinq à six fois plus grandes pour un point que pour un autre.

Les résultats de ces essais permettent de conclure que les valeurs de perméabilité mesurées sur les tuyaux sont bien plus élevées que celles obtenues sur échantillons. Cela montre que le revêtement de mortier est microcraqué pendant le séchage ou la conservation. La grande dispersion des mesures pour différents points d'un même tuyau confirme cette conclusion.

La perméabilité des conduites anciennes ou en service est bien plus basse que celle des tuyaux neufs, ce qui semble montrer que les microfissures se colmatent avec le temps. Nous pensons donc que le test de perméabilité mis au point peut devenir un test de contrôle de qualité pour les fabricants de tuyaux en béton précontraint, car il détecte l'existence de microfissures, même si l'on ne peut pas les voir, qui peuvent être une dangereuse voie de pénétration de l'eau vers les fils d'acier. Cependant il reste encore un problème difficile à résoudre, celui de la fixation de la valeur

dangereuse de la perméabilité, qui implique le rejet du tuyau. On peut parler qualitativement de revêtements meilleurs ou plus mauvais, mais il est pour le moment impossible de dire quand un revêtement est bon ou mauvais.

Etude de la protection des tuyaux par résines synthétiques

Nous avons l'expérience en Espagne d'une conduite en béton précontraint de 24 km de long, 1600 mm de diamètre, protégée extérieurement par une couche de résine polyuréthane, qui n'a donné aucun problème en service. On a donc pensé qu'un bon moyen d'éviter la corrosion de contrainte dans les conduites en béton précontraint serait de les protéger par des résines synthétiques. Une étude technique et économique a été réalisée pour vérifier la valeur de cette protection et déterminer le type de résine et le mode d'application préférables.

Deux types de résines ont été étudiées: la résine époxy IR-50035 et le polyuréthane 3360, ainsi que trois modes d'application:—externe, protection du tuyau fini—intermédiaire, avant la mise en place de l'enduit de mortier—directe, protection du fil avant son enroulement sur le noyau du tuyau.

Pour étudier les propriétés mécaniques du revêtement, on a réalisé des essais d'arrachement, d'abrasion, d'impact et de fissuration. Les essais d'arrachement ont montré que la force d'arrachement à l'interface résine-béton est de 2,30 à 2,55 MPa lorsqu'il n'y a pas de fil d'armature et de 1,18 à 1,57 MPa quand il y en a. On n'a pas trouvé de différences significatives entre les deux types de résines. Dans les essais d'abrasion, le revêtement disparaissait après 85 à 110 m de parcours, sans différences de comportement significatives entre les deux types de résines.

Les résultats des tests d'impact ont été positifs dans tous les cas, le béton étant fissuré sans dommage au revêtement. Finalement, dans les essais de fissuration, on a atteint 1,5 mm d'ouverture de fissure dans le béton sans rupture du revêtement de polyuréthane, mais pour l'époxy, le revêtement s'est brisé pour une fissure du béton de 0,12 à 0,20 mm. Bien que les deux types de résines soient acceptables, le polyuréthane est donc mieux adapté au comportement souhaité que l'époxy essayé.

Pour étudier l'effet protecteur du revêtement de résine, on a fabriqué 15 tuyaux en béton précontraint. Trois d'entre eux ont été laissés sans aucune protection, six protégés au polyuréthane et six à l'époxy. La moitié des tuyaux protégés l'ont été à l'extérieur et pour l'autre moitié, la couche de résine a été posée avant mise en place du revêtement final de mortier. Ces tuyaux ont été plongés dans trois types différents de solution agressive: solution de sulfate de calcium saturée, eau de mer artificielle suivant la norme ASTM D 1141, et eau distillée. Ils se trouvent dans ces bains depuis le début de 1976 sans aucun dommage.

Pour étudier l'effet de la protection directe du fil d'acier, on a soumis sept échantillons de ce fil au test du sulfocyanure d'ammonium. Trois d'entre eux n'étaient pas protégés, et les quatre autres protégés par une couche d'époxy IR 50035 partiellement arraché pour simuler les dommages possibles à la protection pendant les manipulations du fil au cours de la fabrication. Les trois échantillons non protégés se sont rompus après un temps moyen de 34,5 heures alors qu'un seul des fils protégés s'est rompu après 379 heures, les autres essais étant arrêtés après plus de 300 heures sans rupture. Bien que non parfaite, la protection des fils était donc efficace.

Finalement on a réalisé une étude économique des

différentes possibilités, qui a montré que la protection intermédiaire augmenterait considérablement le prix des tuyaux. La protection externe des tuyaux est adéquate si elle est réalisée après leur mise en place et l'exécution des joints. Finalement, le moyen le plus économique semble la protection directe du fil avant enroulement sur le tuyau; comme elle a donné des résultats prometteurs, elle est maintenant soumise à de nouvelles recherches, principalement pour trouver le procédé le plus approprié pour déposer un film de résine à la surface du fil d'acier sous tension.

L'acier pour les conduites en béton précontraint

L'objectif de cette recherche est d'étudier et de préciser les propriétés mécaniques des fils d'acier de précontrainte à utiliser. En principe, les propriétés mécaniques de l'acier doivent être semblables à celle requises pour n'importe quel type de structure précontrainte. Mais le danger de corrosion sous tension est plus prononcé dans le cas des conduites en béton précontraint parce que ce sont des structures hydrauliques. La recherche a donc été centrée sur l'étude de la corrosion sous tension de l'acier et sur les propriétés mécaniques qui donnent une plus grande résistance à cet acier vis à vis de la corrosion sous tension.

On n'a pas encore trouvé d'acier insensible à la corrosion sous tension. L'objectif de la recherche a donc été limitée à l'étude des propriétés qui augmentent la résistance de l'acier.

L'expérience antérieure montre que l'acier trempé a un comportement plus mauvais que les aciers étirés à froid⁶, de sorte que son emploi est interdit par de nombreuses normes. L'étude s'est donc limitée aux aciers étirés à froid et aux différents traitements de détention et de stabilisation.

En première étape, on a recherché les corrélations possibles entre la susceptibilité à la corrosion sous tension et les autres propriétés mécaniques, principalement la ductilité mesurée par l'élongation sous charge maximale, le nombre de pliures alternées et le nombre de torsions alternées.

Comme essai représentatif de la corrosion de sous tension, on a adopté le test de fragilisation à l'hydrogène avec le sulfocyanure d'ammonium. L'acier est généralement tendu à 80% de la tension de rupture et la température maintenue constante à 35°C.

Trois types d'acier étiré à froid ont été soumis à différents traitements de chauffage, en variant le temps de traitement pour obtenir diverses caractéristiques de l'acier. Comme on peut le voir sur la Fig. 2⁷ on n'observe pas de corrélations entre la susceptibilité de fragilisation à l'hydrogène et le nombre de pliure ou de torsions alternées.

On a obtenu une bonne corrélation entre le nombre de torsions et l'élongation sous charge maximale, mais une corrélation inverse avec le nombre de pliures; il est donc sans objet d'exiger un plus grand nombre de pliures alternées que pour toute autre structure en béton précontraint.

Une autre conséquence importante obtenue de cette première étape est l'influence du traitement de revenu; l'acier recuit peut montrer une susceptibilité meilleure ou pire que les aciers étirés suivant la durée du chauffage. Il semble qu'il y ait une durée optimale au-delà de laquelle l'acier devient plus susceptible.

En seconde étape, on a étudié l'influence de la réduction de section pendant l'étréage et par conséquent de la force de l'acier sur sa susceptibilité à la fragilisation à l'hydrogène. Quatre aciers de la même coulée, ayant la même composition chimique et ayant reçu le même traitement de revenu, mais des degrés différents

d'étirage, ont été testés NH_4SCN à 50°C et une tension de 80% de la tension de rupture. L'acier 1, étiré de 13 à 7 mm, a accusé une résistance de 1800 MPa et une durée de 68 heures. L'acier 2, étiré de 12 à 7 mm a accusé une résistance de 1720 MPa et une vie de 119 h. L'acier 3, étiré de 11 à 7 mm, a montré une résistance de 1640 MPa et une vie de 155 h. L'acier 4, étiré de 10 à 7 mm, a montré une résistance de 1600 MPa et une vie de 534 h. La résistance est donc bien corrélée avec la susceptibilité à la fragilisation par l'hydrogène.

Mais cette corrélation est inversée quand les aciers sont testés sous la même tension. Par exemple, testé à 1380 MPa, ce qui est 80% de l'e.t.u. de l'acier 2, l'acier 1 a montré une vie de 186 h, l'acier 2 de 119 h comme indiqué ci-dessus, l'acier 3 de 157 h et l'acier 4 de 110 h. La vie la plus longue a été réalisée par l'acier le plus résistant soumis à une tension qui était un pourcentage plus faible de sa résistance. On en déduit une importante conséquence pratique: il vaut mieux utiliser des aciers à plus forte résistance à la traction mise en place à une tension à un faible % de cette résistance.

De même on a étudié l'influence du traitement de revenu sur la susceptibilité à la corrosion de contrainte. Une coulée d'acier a été divisée en quatre lots. Le premier a été recuit et les trois autres ont été stabilisés par différents traitements en faisant varier la tension appliquée pendant le traitement. Les tests réalisés ont montré une légère amélioration pour les aciers stabilisés. Mais on n'a pas trouvé de différence significative entre les trois traitements.

Finalement, on a étudié l'influence des défauts de surface. Tous les aciers de la première étape de la recherche ont été attaqués par une solution alcaline agressive qui produit des piqûres différentielles de la surface.

Une excellente corrélation entre le nombre de piqûres obtenues et la susceptibilité à la fragilisation à l'hydrogène a été trouvée. On a alors pensé intéressant de poursuivre dans cette voie; en seconde étape, on a préparé des défauts de surface spéciaux en laissant se patiner des tiges stockées longtemps en plein air.

Ces aciers ont accusé une très courte durée de vie à la corrosion de contrainte, de 12 à 19 h, même quand ils répondaient parfaitement à toutes les exigences des normes. L'observation au microscope de sections droites a révélé des défauts axiaux d'environ 60 microns alors que des aciers ayant de durées de vie dépassant 500 h montraient des défauts de surface de moins de 10 microns.

La condition de la surface a donc une influence décisive sur la susceptibilité de l'acier à la fragilisation à l'hydrogène. Elle n'a cependant aucune influence sur les autres tests exigés par les normes. La conclusion est donc qu'il faut introduire immédiatement un test de fragilisation à l'hydrogène dans les normes pour les tuyaux en béton précontraint et qu'il est nécessaire de contrôler méticuleusement la condition de surface des aciers à utiliser pour les tuyaux en béton précontraint.

Conclusions

On peut résumer ainsi les conclusions les plus importantes obtenues par ces recherches:

- Un critère a été établi pour l'étude et le calcul des conduites en béton armé et précontraint.
- On a proposé une méthode d'essai des tuyaux par le

concept de pression équivalente, qui a été considérée comme plus appropriée que la simple augmentation généralement utilisée de la pression de service maximale.

- Une méthode a été proposée pour la mesure de la perméabilité des conduites en béton et un dispositif approprié de mesure de la perméabilité a été mis au point. Il peut être utile pour le contrôle de la microfissuration des tuyaux.
- Il a été montré que la protection des tuyaux par des résines synthétiques est efficace, bien qu'il semble qu'elle ne puisse pas, pour des raisons économiques, être largement utilisée. Le moyen le plus économique semble être la protection directe du fil avant enroulement autour du noyau et c'est le procédé actuellement étudié.
- On n'a pas trouvé de corrélation entre la susceptibilité de l'acier de précontrainte et le nombre de pliures ou de torsions alternées. Une bonne corrélation a été trouvée avec la tension de mise en place; les fils les plus étirés et par conséquent les plus résistants sont les plus susceptibles. On a cependant trouvé qu'il valait mieux utiliser des fils plus résistants et les mettre en place à un plus faible pourcentage de leur résistance à la traction.
- Une bonne corrélation a été trouvée entre le nombre et la taille des défauts de surface et la susceptibilité de l'acier à la corrosion de contrainte. Bien que les aciers ayant des défauts de surface répondent à toutes les conditions des normes, ils montrent une très courte vie au test de fragilisation à l'hydrogène. Cela signifie que la condition de la surface a une influence décisive sur la corrosion de contrainte des aciers de précontrainte, de sorte que l'existence de défauts de surface doit être méticuleusement contrôlée dans les aciers à utiliser pour les conduites en béton précontraint.

Bibliographie

1. Elices, M., Climent, J., "Un ensayo con agua destilada para determinar la susceptibilidad de los aceros a la corrosión fisurante bajo tensión", *Materiales de Construcción*, Ultimos avances 150-151, 1973.
2. Elices, M. "Damage of prestressed concrete pipes", 1st Symposium on Stress Corrosion Cracking, FIP Arhem, 1972.
3. Vivo, S., Muñoz, R., "Permeabilidad al agua de los tudos de hormigón", *Monografía del Instituto Eduardo Torroja*, N° 344, Sept. 1977.
4. Bonzel, J., "Der Einfluss des Zements, des w/Z— Wertes, des Alters und der Lagerung auf die Wasser undurchlässigkeit des Betons", *Beton* N° 9, 1966.
5. Soria, F., Olaya, M., "Tratamiento de protección para tuberías de hormigón pretensado a base de resinas sintéticas (epoxi-poliuretano)", *Informes de la Construcción*, N° 296, Dic. 1977.
6. Elices, M., Climent, J., "Stress corrosion failures of prestressed concrete pipes", 2nd Symposium on Stress Corrosion Cracking, FIP Arhem, 1974.
7. Elices, M., Sanchez-Galvez, V., "Relaciones entre corrosión bajo tensión, doblados y torsiones alternas", *Hormigón y Acero*, N° 121, 1976.

Large diameter pipelines—buckling problems

by Dr.-Ing Gerhard Naber (Germany)

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply

Approximately 27 km of prestressed concrete pipes of 1.60 metre diameter were laid in the construction of the No 2 Bodensee long distance conduit, but chiefly steel pipes were laid of 2.25 metres, 1.6 metre, and 1.4 metre internal diameter. The conduit, which is 111 kms in length, has been in operation since 1971.

The use of steel pipes was primarily determined by the high internal pressures—reaching up to 36 bar. The spiral welded pipes made of special ductile steel were remarkable in having thicknesses of only 12–14 mms. The pipes are protected on the outside by bitumen and are lined in situ with cement mortar. Moreover the pipes are cathodically protected, too—except for the steel-lined pressure-tunnel sections.

The cement mortar lining was included mathematically to guarantee that the buckling safety standards were met, in accordance with the formula

$$s' = s + \frac{E_M}{E_s} \cdot s_M$$

where s' = imagined steel wall strength
 s = actual steel wall strength
 s_M = wall strength of the cement mortar
 E_M = elasticity module of the mortar
 E_s = elasticity module of the steel

with E_M = approx. 30 000 N/mm²
 and E_s = 210 000 N/mm²

$$\text{then } s' = s + \frac{1}{7} \cdot s_M$$

The accuracy of these calculations was confirmed by measurements which took place in field experiments beforehand on the scale of 1:1.

Special attention was paid to strict adherence to roundness of the pipe. In order to avoid the pipes becoming oval-shaped due to the pressure of the earth, the pipes, prior to the trenches being covered and prior to their lining, were subject to strutting process.

Attempts were also made, on a carefully pre-selected test section, to achieve a stability against buckling of thin walled pipes by means of a thick concrete lining of approximately 5 cms thickness. This procedure, for various reasons has not proved effective. Another attempt to achieve stability against buckling by means of shrunk-rings proved extremely effective from the pipe-static viewpoint, but had to be rejected, at the final count, due to the very high cost involved.

The steel-lined section of the 25 km long Albtunnel demanded unusual construction techniques. This pressure tunnel of 2.25 m diameter crosses, for a distance of about 3.5 kms, the zone of crustal instability,

or earthquake zone, known as the Hohenzollerngraben. In this region there are frequent earthquakes, which can reach 4.5 to 5 on the Richter scale. However, larger underground movements in the mountain regions do not occur; such movements reach at most a maximum of 1 cm. The interior pressure in the tunnels is, at 3 bar, relatively small, and the pressure from the mountains' water table can reach a maximum of 2.7 bar.

The construction method adopted can be described thus (see the diagram): the tunnel which was cut by blasting was lined with steel pipes of 2.275 m interior diameter and 13 or 14 mm wall thickness: the steel used in the pipes was of steel quality St 37.3. The pipes, which were installed in sections of 2×6 metre lengths, received a thick walled external coating (50×10 mms) of highly elastic plastic stabilized bitumen mats, whose E module conformed to the approximately 10 N/mm². The space between the rocks and the pipe was then concreted in, and during this process special attention was paid to maintaining the roundness of the pipe. The welded jointing of the pipe sections was achieved by the use of a so-called 3 sheet juncture, or flap. The steel pipe was protected against corrosion on the inside by means of an in situ cement mortar lining. The remainder of the filling-in in the spaces in the tunnel zone was achieved by means of injections of cement mortar using jets directed at the gallery roofs.

The main problem associated with this "floating" steel lining and strengthening in the mountain region lay once again in the attainment of the requisite stability in a zone of external water pressure and where crustal instability had also to be contended with. It is well known when dealing with problems concerning buckling of steel pipes which have been concreted in that, among other things, the gap between the pipe and the concrete is of key significance. This gap, in this instance, due to the elastic bedding in which the pipe was laid to enable the earthquake shocks to run dead, was of critical importance. The mathematical accuracy of the buckling stability was thus successful because account had already been taken of the strengthening effect of the cement mortar in accordance with the aforementioned formula: moreover account had also been taken of the surrounding and requisite sheet flaps for assembly and welding. This was achieved by paying strict attention to the pipe roundness by means of the necessary supports during the concreting process.

The almost hydraulic distribution of external pressure due to the high elasticity of the pipe bedding in the case of markedly dissimilar loading, caused by earthquake shocks, was able to be proved in a test conducted on a scale of 1:2.

Large diameter pipelines

by Mr. Masami Nishizuka, Mr. Masanori Takahashi, Mr. Hiroshi Miyamoto (Japan)

1 Introduction

Due to the concentration of population, a rise in living standards and industrial development, demand for water has continued to grow until the total annual supply reached 13600 m³ in 1975 compared to the low 4200 million m³ in 1960. Furthermore, triggered by a series of active programmes including joint participation in the development of water resources, joint construction of water supply plants and facilities and expansion of supply areas, water pipes have been enlarged year after year, with large pipes of more than 1600 mm dia. accounting for a much greater proportion (steel pipes—35,8% and ductile iron pipes—10,0%). There are many types of pipe used now in Japan but large diameter pipes are mostly of steel and ductile iron. Under these circumstances, the present report deals with the criteria for the design and manufacture of large diameter pipes centering on these two types of pipe.

2 Types of large diameter pipes

The following are the various types of large diameter steel pipe:—

Ordinary steel pipes: this type of pipe is manufactured by an automatic submerged arc welding process, a bending roll process, a spiral process or the UOE process, and most of these pipes measure 3000 mm or less in diameter.

Reinforced steel pipes: expansion of the diameter of ordinary steel pipes requires a thicker wall and is uneconomical. Therefore, for economy, stiffener rings are welded to large-diameter, thin-walled steel pipes (2400 to 3000 mm dia.), taking advantage of the optimum weldability of steel, in order to provide it with greater strength and rigidity than ordinary steel pipes.

Thrust driven steel pipes: this type of pipe is installed under unexcavatable roads, rivers and railway tracks. It measures 600 to 2600 mm in diameter and is made of coated and sheathed steel pipes provided with an external steel tube and mortar.

Steel segment pipelines: this type of pipe employs shield segments directly as pipes, provided with reinforcing material welded on to the outside of skin plates which have sufficient resistance to internal pressure, can withstand external pressure and thrust and also act as common segments. Welding is provided on site prior to field installation. Most of the segment pipes have diameters ranging from 1500 to 3600 mm.

Automation of field welding operations: to date, on-site welding of pipes has been in general conducted manually, but the manual welding process has been replaced in recent years with an efficient, automatic welding process developed in response to a demand for the reduction of field welding time.

Ductile iron pipes are classified into the following categories depending on the shape of joints:

K type joint: this is an improved version of the common spigot and socket mechanical joint, provided integrally with a rubber gasket having round and square sections and tightened with the aid of a push ring. The joint's features are optimum expandibility and flexibility.

It is one of Japan's most popular joints and most of the joints are of 400 to 2600 mm dia.

U type joint: This joint is used on shields and pipes laid in tunnels and it allows connection with piping from the interior so as to reduce the area of the excavated section. It is suitable for large pipes and is mostly of diameters ranging from 700 to 2600 mm.

UF type joint: This joint features integration of the spigot and socket of the U type joint by means of lock rings and incorporates a restraint arrangement, compensating for the defects of K and U type joints where the restraining force is weak.

S type joint: This joint features a longer space between the spigot and socket than with common joints, flexible expansion and bending in response to subsoil vibrations. It is good for aseismatic and flexible pipelines with a high restraint arrangement.

U-D type and UF-D type joints: These are thrust driven types of pipes provided with reinforced concrete on the exterior of U and UF types piping to acquire uniform diameter, with thrust transmitted by means of flanges and lock rings.

3 Corrosion protection of pipes

Piping can be protected from corrosion in two ways: by producing an adaptable environment and by shielding the pipes with anticorrosive materials. In general, the latter method is more widespread.

First, steel pipes are commonly coated both inside and outside with either coal tar enamel, bronze asphalt or tar epoxy paint. Occasionally, they are lined internally with mortar. Secondly, ductile cast iron pipes are coated with tar epoxy paint on the outside and lined with mortar on the inside. In cases where the ductile pipes are subject to a strong corrosive action, these pipes are occasionally protected with polyethylene sleeves or with some electrical protective method.

4 Seismic design of buried pipelines

Japan is subjected to more frequent and heavy earthquakes than any other country in the world. Though aseismatic design of structures, treating them as "points" or "dots" is at a relatively advanced stage, the same theoretical analysis applied to underground structures spread out as "lines", such as buried pipelines, is behind in progress due to the extremely complex behaviour of the soil in an earthquake. However, since buried pipelines suffered devastating damage in the Niigata Earthquake (1964) and the Tokachi-oki Earthquake (1968), there has been an increasing demand for the development of aseismatic design technology, especially for trunk and large-diameter pipelines installed in poor subsoil. Since then, vibration and burial tests have been repeated frequently, which has led to the establishment of several successful quantitative approaches to the theme.

The next section gives a brief description of the response displacement method and outlines new requirements imposed on future pipelines. This method treats

the subsoil as a simple vibration model consisting of bedrock and surface layer, assuming that the latter is caused to vibrate and subjected to deformation by the underground vibration acting on the bedrock and that such surface deformation in turn produces stress and strain on the buried pipelines which are assumed to vibrate, not by themselves, but integrally with the surface layer.

4.1 Displacement of ground

On the assumption that seismic waves are applied horizontally to bedrock at an accelerated velocity of 85 to 150 gals depending on the area and geology, the major element of vibration transmitted to the surface area is a shear wave, sinusoidal in form, and that this wave proceeds in a direction forming a certain angle with the axial stress of the buried pipes, the horizontal displacement of the surface soil at the depth of the buried pipes can be determined by the following equation:

$$U_{sp} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot K_b \cdot \cos \frac{\pi(H_s - y)}{2H_s} \quad (\text{cm})$$

Where

S_v : Reference value (cm/sec) of velocity response spectrum

$T_s = 0,1 \ 0,25 \ \text{and} \ 0,5$

$S_v = 17,5 \ 57 \ \text{and} \ 80$

T_s : Natural frequency (sec) of surface layer

$T_s = C \cdot H_s / V_s$

K_b = Horizontal vibration on the bedrock

H_s = Surface layer (cm)

y = Depth (cm) from pipe centre to bedrock

V_s = Propagation velocity (cm/sec) of shearing wave on the surface layer

C = Surface soil consists of viscose soil (4,0) and psammytic soil (5,2)

4.2 Stress and strain on buried pipes and remedies

4.2.1 Steel pipes

The axial strain ϵ_a and stress σ_a of pipes caused by bending can be determined by the following equation:

$$\epsilon_a = \frac{\pi \cdot U_{sp}}{L_o} \cdot \alpha_a \quad \sigma_a = \epsilon_a \cdot E_p \quad (\text{kg/cm}^2)$$

The axial strain ϵ_b and stress σ_b caused by bending can be determined by the following equation:

$$\epsilon_b = \frac{2\pi^2 \cdot U_{sp} \cdot D_o}{L_o^2} \cdot \alpha_b \quad \sigma_b = \epsilon_b \cdot E_p \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Where

L_o = Wavelength (cm) of underground vibration on the surface stratum

$L_o = T_s \cdot 2V_b \cdot V_s / V_b + V_s$ (cm)

α_a and α_b = Spring constants which transmit axial and bending strains produced in the bedrock to respective pipes

E_p = Young's Modulus (kg/cm²) of steel pipes

V_b = Propagation velocity of shearing wave (cm/sec) on the bedrock

The resultant axial stress σ can be determined as follows:

$$\sigma = \sqrt{(1 \sim 3,12) \sigma_a^2 + \sigma_b^2} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

The thickness of steel pipes can be determined on the basis of the normal internal pressure of the pipe, soil pressure and live loads. With pipelines, the axial stress is a dominant factor produced as a result of the earthquake and, therefore, close calculation should be made to ascertain whether the total value of the said

axial resultant stress plus normal axial stress and such axial stress as is caused by the differential settlement of poor subsoil is within the allowable stresses or strains. Should this limit be exceeded, flexible expansion couplings should be inserted at a rate of one tube per half wavelength so as to reduce axial force. Also, the insertion of these expansion couplings in places where the geological structure undergoes substantial changes or structures adjoin each other assures the optimum aseismatic effect.

4.2.2 Ductile cast iron pipes

In the case of ductile cast iron pipes, the assumption is made that pipes move relative to the soil on the occurrence of an earthquake, with frictional force applied to the pipes. In such instances, the stress σ_p on the pipes and the joint contraction e can be determined as follows:

$$\sigma_p = \frac{\pi \cdot D_o \cdot f_d \cdot l}{2 \cdot A_o} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad e = (\epsilon - \epsilon_p) \cdot l \quad (\text{cm})$$

Where

l = Pipe length (cm)

A_o = Sectional area of pipe wall (cm²)

f_d = Dynamic frictional force (kg/cm²) per unit area on occurrence of the earthquake

ϵ = Strain in the subsoil ($\epsilon = \pi \cdot U_{sp} / L_o$)

ϵ_p = Strain in the pipe ($\epsilon_p = \sigma_p / E_p$)

The bending angle of a joint can be determined as follows:

$$\alpha = l \cdot A / V^2 \quad (^\circ)$$

A = Acceleration (cm)

V = Seismic wave propagation velocity (cm/sec)

Ductile cast iron pipes should be described as "flexible pipelines", judging by the characteristics of the joints used. Ductile pipes are designed to absorb ground vibration, even when installed in poor subsoils, without the generation of major stresses on pipes and joints due to the unique property of the pipes that they can expand and bend without loss of watertightness. Therefore, as in the case of steel pipes, the wall thickness can be determined on the basis of the normal working pressure of the pipeline, soil pressure and live loads. For a general assessment of its advantage as a pipeline material, careful calculations should be made to ascertain whether the total value of joint contraction and the angle of bending produced incident to the earthquake, plus temperature variations, bending of pipes, contractions thereof due to differential settlement and the angle of bending rest within the allowable limits of the joint. Should this limit be exceeded, ductile cast iron pipes (adaptable for S joints) provided with greater expandibility, flexibility and restraint arrangement should be employed, and flexible couplings be inserted as required.

Reference literature

Seismic Design of Pipelines and Piping (March 1973); E. Kuribayashi
Aseismatic Characteristics of Pipeline and Piping Techniques (13 Vol.); A. Sakurai
Guidelines for the Seismic Design of Buried Water Pipes; Japan Water Works Association
Earthquake and Pipelines (1), (2) and (3) and Ductile Cast Iron Pipes (Nos. 14, 16 and 18); T. Miyaoka *et al*
A Few Considerations on Ultra Large-diameter Pipes and Water Pipes in Japan (No. 10); M. Nishizuka

Special subject 9

Renovation of old pipelines

E. C. Reed

Director of Operations, Thames Water, UK

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply

Contents

- Introduction
- Putting services into perspective
- Need for renovation
- Quantifying the problem
- Structural life and replacement cost
- Definitions
- Renovation or replacement
- Renovation techniques:
 - (a) Background
 - (b) Pipe cleaning
 - (c) Renovation — non structural
 - (d) Renovation — structural
 - thermoplastic pipe insertion (slip lining)
 - (i) Background
 - (ii) Economics of pipe lining
 - (iii) Joining and insertion
 - (iv) Testing
 - (v) Problems
 - (vi) Solutions
 - (vii) Conclusions
 - (e) Promising new ideas
- International experience
- The need for research and development
- Where do we go from here?
- Summary
- Acknowledgements
- References

Introduction

In 1974, one of the most significant steps in water management was taken in Great Britain with the formation of ten Regional Water Authorities to be responsible for the whole of the water use cycle — that is, water supply, sewerage, sewage treatment and disposal, river management, fisheries and recreation.

Total river basin management has long been the goal of water engineers and after four years of operation, the benefits are certainly beginning to be apparent. One of these is the ability to carry out a proper evaluation of the capital assets of the authorities and assess the implications of this in the light of the expected life of these assets.

The first attempt to do this for the sewers and water mains¹ revealed a wide variation in the completeness of the records available — a legacy of being one of the first countries in the world to pioneer a comprehensive water supply and sewerage reticulation.

This pioneering spirit continued and Great Britain now has some 93.3% of the population connected to main drainage and an even larger figure, 97.7%, supplied with mains water. The Thames Water Authority, serving a population of some 12 million people, has an even greater proportion, some 97.6% being connected to main drainage and 99.5% to mains water.

The initial appraisal started by Thames has been

refined and enlarged by the National Water Council Standing Technical Committee on Sewers and Water Mains which issued a major report² entitled "Sewers and water mains—a national assessment", setting out in detail for the first time the problems of a nation's ageing underground assets.

Putting services into perspective

The exercise to determine the replacement values has been extended, albeit in a fairly superficial way, to cover the other capital assets such as treatment works and reservoirs from which Fig. 1 has been prepared illustrating these values in relation to a typical house.

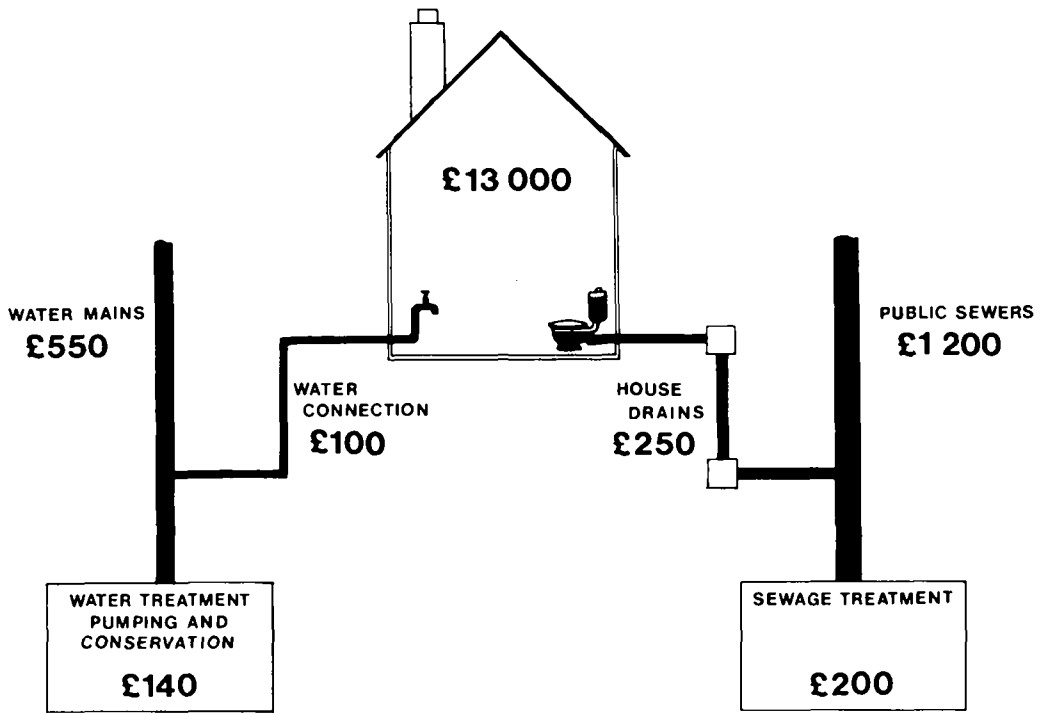
This shows that the total value of the water mains and service connections represent some 80% of the total capital assets on the water supply side. The National Assessment report clearly showed that with water mains having a finite assumed useful life of between 100 and 150 years, the average annual renewal cost to maintain the status quo could be of the order of £75 million at January 1975 prices — say £100 million at current price levels, a figure much higher than the current expenditure and also much higher than we can at present afford.

Need for renovation

It is in times of financial restraint that the ingenuity and inventiveness of the engineer is particularly called upon. In the current situation, where the cost of renewal is so high, there is a great incentive to extend the effective life of a main, utilising the greatest asset — the hole in the ground. Providing that the cost of doing this is less than the replacement cost, taking into account the difference in expected life, as well as other factors such as the tremendous inconvenience and expense of construction in the congested urban area, then the alternative of providing a new lining, be it to restore or improve the hydraulic characteristics of structural strength, becomes sound economic sense.

A number of techniques are available, or are being developed and tested at the moment, but at the same time, the value of good maintenance and protection should not be lost sight of.

At this stage it might be interesting to point out that had our forefathers designed and built the mains of London to deal only with the needs of their period, we should have been in severe difficulties for a very long time. As it is, London survived one of the most severe droughts in 1976 with only minimum inconvenience to the consumers, thanks to prudent design, mainly in the last century. It behoves us to think of the future and perhaps to plan for the resleeving of mains towards the end of the anticipated life of the services. It is also important to realise that the provision of the pipe itself represents only a small proportion of the total cost. Fig. 2, which has been produced from an analysis



AVERAGE REPLACEMENT COSTS PER HOUSE

Fig. 1. Average replacement costs per house (Jan. 75 prices)

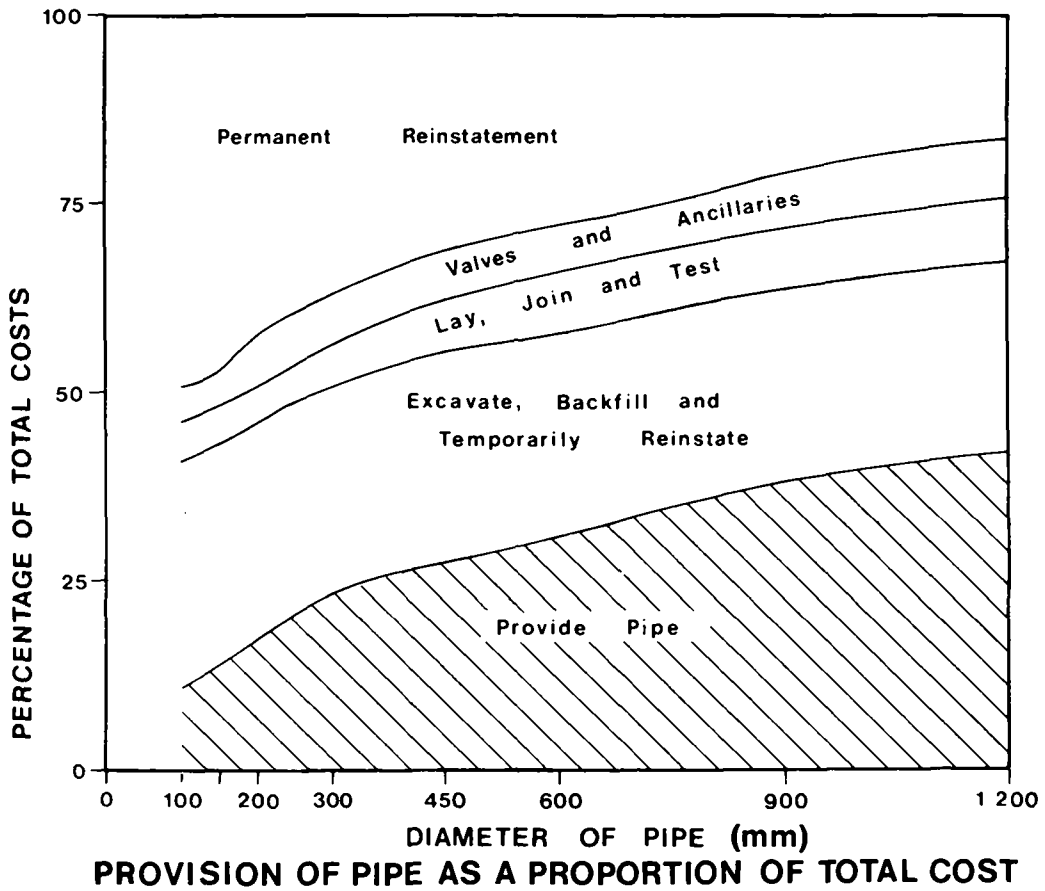


Fig. 2. Provision of pipe as a proportion of total cost.

of the costs of laying flexible jointed ductile iron pipes under a minor road in London³ pinpoints the case for providing mains one or two incremental sizes larger than might be calculated by sophisticated techniques.

Input data for the design of any water supply or sewerage treatment system must, of necessity, have wide limits as population trends and per capita consumption can only be a matter of conjecture especially when viewed in the 100-150 year period which may be the effective life of the main. Although computer analysis is numerically highly accurate, one should not lose sight of the wide and long term implications of laying a main slightly larger than the theoretical minimum produced by this analysis, which will serve several generations.

Quantifying the problem

The report of the Standing Committee on Sewers and Water mains quantified for the first time the total length of water mains for the United Kingdom as set out in Table 1.

Details of size distribution of these mains are known in great detail for certain urban areas, particularly Metropolitan London, and it is interesting to note from Fig. 3 that just over 50% of all the mains are 4 in (102 mm) diameter followed by 3 in (76 mm) 9.5% and 6 in (152 mm) 9.1% out of a total of 62 different diameters totalling 16 000 km in current use in the London area.

Table 1. Water main distribution, by length, United Kingdom totals.

Area	Population (P) 000's	Area (A) ₂ served km ²	Population density (P/A) persons/km ²	Length of mains (L) km	Pipe density (L/A) km/km ²	Population per length (P/L) persons/km	Remarks
England and Wales	49 371	150 548	328	263 607	1.751	187	Includes water companies
Scotland	4 698*	56 921	83	39 320	0.691	119	*given as served by main supply
Northern Ireland	1 547	14 120	110	15 592	1.104	99	
UK Total	55 616	221 589	250	318 415	1.440	175	

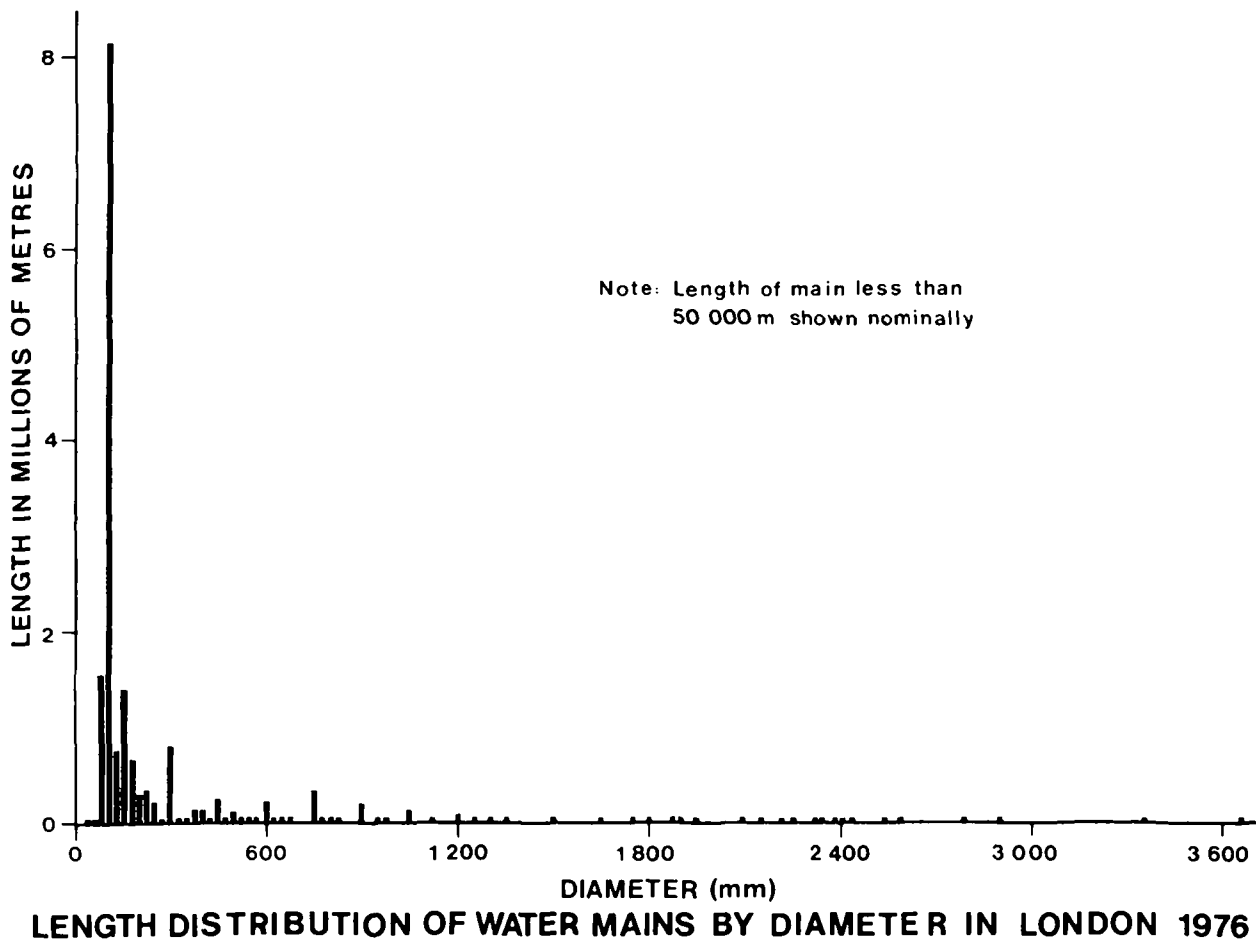


Fig. 3. Length of distribution of water mains by diameter in London 1976

To get the figures for the whole of Great Britain a simple statistical model was used and this, together with data from many other sources, has enabled an assessment of the size distribution over the country within four convenient size categories to be built up as follows:

Table 2. Estimated size distribution and length of water mains in United Kingdom.

Diameter range (mm)	Percentage of total	Length (km)
601 and above	1.5	4 770*
301 - 600	5.3	16 854
151 - 300	11.3	35 934
50 - 150	81.9	260 442
Total	100.00	318 000

*length in tunnel estimated as 800 km.

Within the largest size category, there is estimated to be a length of about 800 km constructed in tunnel, and from this analysis an estimated renewal cost of the existing water mains in the Water Authority sector in the United Kingdom can be calculated as follows:

Table 3. Estimated renewal cost of United Kingdom water mains.

Diameter range (mm)	Length (km)	Construction cost (£/km)	Construction cost (£ million)	Percentage for additional costs	Renewal costs (£ million)
601 and above (tunnel)	800	350 000	280	10	308
601 and above (pipe)	3 970	173 000	687	10	756
301 - 600	16 854	73 000	1 230	10	1 353
151 - 300	35 934	38 000	1 365	10	1 502
50 - 150	260 442	18 000	4 688	10	5 157
Totals	318 000		8 250		9 076

These figures are based on new construction costs with a price base of 1975. The percentage for additional costs include for the cost of design, construction, supervision, administration, temporary supply and reconnections.

Summarizing the results of this investigation the conclusion can be drawn that the renewal cost of existing mains in the Water Authority sector in the UK is unlikely to be less than £9 000 million or about £550 per house at January 1975 prices.

Structural life and replacement cost

Some of the water mains in the United Kingdom are still in use after even 120 years of service although this length of life has not been achieved without a certain amount of effort being devoted towards maintenance, repair and protection. In theory, the economic life of a water main could be considered as the period during which the annual maintenance and repair costs are less than the annual loan payment charges for renewing the pipeline. There is no doubt that the structural life of a pipeline varies considerably and can depend upon a number of factors such as age, material, jointing, overall specification, care of laying and backfill, local ground conditions, working pressure and surges, external loadings, differential settlement etc. However, overruling direct financial costs are considerations of the damage result-

ing from frequent bursts of any length of main and the undesirable publicity and liability arising if no remedial action is taken.

The expected life and average renewal cost of water mains has been estimated by the Standing Committee as follows:

Table 4. Expected life and annual average renewal costs of United Kingdom water mains.

Diameter range mm	Expected life years	Annual average renewal cost £ million
601 and above	150	6.4
301 - 600	120	10.1
151 - 300	100	13.5
50 - 150	100	46.4
Total		76.4

Definitions

It is convenient at this stage to define the terms renovation, renewal and replacement used in this report.

Renovation

The operation of effectively improving the condition of an existing sewer or water main such as will provide for substantially increased life. Renovation may or may not improve the structural strength of a pipeline and can conveniently be split into
Renovation — non structural and
Renovation — structural.

Renewal

The reconstruction of the whole structure of a sewer or water main as an entity to the same dimensions as the original pipeline.

Replacement

The construction of a new sewer or water main either in the same location as the original pipeline or in a new location, so that the function of the original sewer or water main will be incorporated into the functions of the new conduit.

Renovation or Replacement

There comes a time when either the frequency of bursts, the loss through leakage, or failure to meet demand because of corroded or tuberculated pipe means that

more mains capacity has to be provided. The question then is do we put in a new main and remake the connections with all the attendant traffic and other disruptions, or can we make use of our biggest asset — the hole in the ground.

It has been shown⁴ that, for the same head loss, the flow is directly proportional to the Hazen-Williams flow coefficient "C" and the cost of transporting (pumping) water increases as the 1.85 power of the loss of efficiency of the pipeline. It therefore follows that if we insert a new pipe or sleeve inside a structurally unsound pipeline or a sound pipeline is cleaned and lined where corrosion or tuberculation has occurred, then although the actual diameter may be somewhat reduced, if the lining is smoother with a higher "C" value and less susceptible to corrosion or growths, then the required service capacity may be maintained, prolonging the active life, without having to dig up the road.

The decision to renovate or replace would normally be based on the economic analysis of the alternatives, but the hidden costs of traffic disruption and inconvenience should not be lost sight of, neither should the benefits that accrue from good initial specification, maintenance, cleaning and corrosion protection.

Renovation Techniques

(a) Background

The earliest pipelines in general use, as distinct from aqueducts and tunnels, appear to have been made of lead. Some laid in the streets of London in the 13th century gave good service and did not require extensive renovation or renewal. But the nature of lead, and its availability, limited its use to the smaller diameters.

When Peter Morris used a waterwheel in London Bridge in 1581 to pump water to premises in the city he used lead pipes at first but soon changed to wooden pipes of elm as tree trunks were readily available and could be bored out to produce pipes up to 8 in (200 mm) internal diameter. However, these wooden pipes only had a limited life depending on the soil in which they were laid, so that renewal was comparatively frequent. Also the increased use of steam driven pumping machinery in the 18th century caused more leaks and so the rate of repairs and renewals increased.

In the latter part of the 18th century, cast iron pipes were introduced and by the early part of the 19th century, virtually all renewals were with this material. As a matter of interest the New River Company, which supplied water to London, continued to lay new mains and renew old ones with bored out tree trunks until 1811 when they decided to renovate their distribution system with cast iron pipes. Between 1812 and 1819 this company replaced some 400 miles (640 km) of wooden pipes in this way. In some roads up to nine lines of wooden mains had been used to convey the required volume so their renewal by larger cast iron pipes reduced the number of mains.

The early cast iron pipes were vertically cast and the pipe walls were thick, so that the renewal period became much extended. Some cast iron mains in service today are known to be over 150 years old. However, as the years passed by, many cast iron mains became encrusted internally and produced a problem although structurally they remained sound. To avoid the necessity of renewing the pipes, attempts were made to remove the encrustations and internal deposits. At first this was done by hand in the large mains but by about 1900 both rotary brushes and scrapers were in use for this purpose. This was followed by the development of apparatus to repaint or reline the pipeline. Brushes and squeegees were used to apply bitumen and later rotary brushes were developed and the bitumen was sprayed or spun on

to the pipe walls. A method of depositing bitumen by electrolysis (the Eric process) was also used.

The in situ lining of large diameter pipes with cement mortar was developed in Australia and was used in Sidney in 1930. Since then this technique has gradually been extended for use on smaller diameter drains. These processes, together with other less common methods, are well documented⁵ by the Water Research Centre.

(b) Pipe Cleaning

Before a main can be relined, it must be cleaned and the tuberculation or encrustation removed. In fact the cleaning itself can be considered as renovation, but unless the main is relined the subsequent rate of deterioration is usually greater than for new pipe. There is also danger of discolouration of the water by loosened material from the pipe surface.

The normal means of removal of encrustation is the passing of a mechanical scraper through the pipes. The scraper can be either pulled through the main on a drag line, driven through by mechanical means or forced through by hydraulic pressure. There is a tendency for deposits to build up in front of the scraper and cause it to jam. One advantage of the hydraulic drive is that sufficient let by of water can be arranged to flush out these deposits.

After scraping, all remaining debris must be removed by the use of flushing techniques or foam swabs. Care must be taken to ensure that any branch pipes or other connections are adequately flushed. It is important to ensure that the whole swab is recovered after the operation since it is easy to overlook a small piece which may subsequently cause a blockage.

This form of scraper cannot be used for service mains where ferrules protrude into the bore, but a similar result can be obtained by the use of chain or similar flails driven by means of a rotating flexible rod.

Acids have from time to time been used for removing encrustation from mains, but it is difficult to prevent attack on the metal itself and there is a tendency for an acid taste to persist when the main is restored to service.

Successful work has taken place in the Birmingham area⁶ of cleaning mains by the use of high pressure water jets and cleaning communication pipes and ferrules with hydraulic ram equipment operated by carbon dioxide.

(c) Renovation—non structural

The more common and well established renovation techniques for mains which substantially increase their life, may well improve their carrying capacity by virtue of an increased "C" value, but will not necessarily improve the structural strength, are as follows:

(i) Bitumen lining process

The technique has been used for a considerable number of years for the renovation of small diameter water mains in the diameter range 75 mm to 250 mm. After power cleaning, a dry film of asphaltic bitumen is developed on the pipe wall by a lining machine, consisting of a system of centralizing arms and a rotatable brush head. The bitumen paint is pumped to the brush head by a positive displacement pump driven by compressed air and the head is rotated by compressed air supplied by a separate air line from the compressor. The lining machine is winched backwards through the pipe at approximately 3 metres per minute. By control of the pumping rate and withdrawal speed a coating of average thickness of 1.0 mm is imparted to the pipe wall.

The advantages of this system would appear to be that the cost/metre of this process is significantly lower than cement mortar lining or renewal and the water supply can be reconnected the same day. The thin lining

of approximately 1 mm causes minimal reduction to pipe bore and a significant improvement is observed in the Hazen-Williams C-value with respect to the pipe prior to lining. C-values of 140 to 150 are typical.

The disadvantages of bitumen lining are that uncoated areas can occur and the method is very sensitive to surface preparation. It also has a relatively short life of say 10 years. The process can, however, be repeated.

While the method cannot be recommended as a long-term renovation technique because of the large variation in observed coating life, its low cost and the ability to reconnect the supply the same day as starting the work, makes it useful as a short-term expedient.

(ii) Cement mortar lining process

In situ cement mortar lining techniques for the renovation of water mains have been available in Great Britain since 1934. The original technique utilized a plug of cement mortar in advance of a drag machine. By drawing the machine through the pipe a lining was pressed onto the pipe wall. The major disadvantage of this technique was the production of a flat invert causing excessive reduction in pipe bore and this technique was superseded by the centrifugal method of application. The latter is now a proven and widely used technique for the long term renovation of mains suffering from tuberculation and water discolouration.

The process can normally be used to renovate water mains in the diameter range 75 mm to 3 600 mm although even larger mains have been successfully laid. As with bitumen lining, the pipe must be properly cleaned and descaled before lining. The length that can be processed in one operation varies according to diameter. For diameters of 75 to 150 mm lengths of 85 to 120 m can be achieved, the longer length being used for the larger 150 mm diameter pipe.

Up to 165 m can be processed between access points in pipelines of 200 to 450 mm diameter, whilst up to 180 m can be lined in one length in pipe diameters of 450 to 600 mm. In really large diameter pipelines, such as those used as aqueducts, lengths of 550 m can be dealt with.

The thickness of lining varies according to diameter. In Great Britain a 5 mm + 2 mm lining is applied for the diameter range 75 to 150 mm. For 200 to 475 mm diameter pipe, a lining thickness of 5 to 6 mm with a tolerance of from -2 to +3 mm is desirable and in pipelines of 475 to 600 mm diameter, the thickness of the lining should be 9 to 10 mm, again with a tolerance of from -2 to +3 mm. Above 600 mm diameter, 9 to 10 mm is commonly used with tolerances of from -5 mm to +3 mm.

Two types of finish can be produced. A lining centrifugally "shot" onto the pipe surface, left untrowelled and giving an "orange peel" appearance is standard practice for the diameter range of 75 to 150 mm typically giving a Hazen-Williams C-value of 100 to 120. This method avoids the need for location and removal of consumer connections which would otherwise tend to block during trowelling. For diameters greater than 150 mm, mechanical trowelling of the lining is employed, producing C-values in the range 130 to 145.

Normally the cement mortar is prepared above ground and for the smaller sizes is fed by a screw feed pump to a supply hose linked to a high speed centrifugal spraying head. For larger sized applications a conveyor trolley is used, discharging into a storage hopper attached to the lining machine from where it is fed by screw pump to the spraying head.

Mechanical trowelling methods can be divided into two according to the size of pipe. Below about 600 mm surface smoothing is achieved by means of a cone-shaped drag-trowel, whereas in larger pipelines, which use an operative controlled machine inside the pipe, the

lining is trowelled by means of slowly rotating trowels, carefully spring-adjusted.

The whole of the equipment for use on smaller-diameter pipelines can be mounted on a very compact trailer, making this type of process very suitable for use in built-up areas.

In general the cost/metre of this process is significantly lower than that of renewal and available evidence indicates that any cracks which may develop in the lining tend to seal by a process termed autogenous healing. A significant improvement in C-value is observed. Values of 130 to 140 are typical and linings have been observed to last for over 40 years.

Reconnection can generally be made within 48 hours but on small diameter mains there is a short term problem of leaching of free lime with resultant increase in pH to values in excess of 10. In certain waters this can also induce alum precipitation. A programme of early morning flushing is required.

(d) Renovation—structural

Although a number of new techniques for the renovation of structurally unsound pipes are at the stage where they are being tried out, there appears to be only one technique for use in water mains which has been proved at full pressure in service for any length of time. The description which now follows is described in greater detail than the other methods because of the lack of published material currently available on the application of the process for water mains.

Thermoplastic pipe insertion (slip lining)

(i) Background

Inserted high density polythene tubing (HDPE) has been effectively used on the Continent of Europe and in the United States for the refurbishing of drains and sewers. More recently it has been used for the renovating of gas mains.⁷ When an important 600 mm water main in London needed renewal it was decided by Thames Water to extend this method to the conditions required for water supply under pressure. The original main was laid in cast iron during the late 19th century and parts have been relaid over the years following bomb damage, the reconstruction of a bridge, and various fractures. Alterations to the pressure zoning in the area which would increase the pressure made it desirable to ensure that the remainder of the main was in good condition but inspection showed it to be badly corroded and graphitic. HDPE had been used for pressure pipe on its own but not for relining water mains. The main was also laid in a road which was an important and congested traffic route carrying large vehicles and the less disruption caused by the works the better for all concerned.

(ii) Economics of pipe sleeving

It had been originally planned to abandon the old cast iron main and lay a new length of some 900 m of 600 mm ductile iron pipes to complete the renewal of the main. The estimated cost for this work, which included the provision of the pipes, the laying of the main under an existing periodical contract, and the reinstatement of the heavily constructed carriageway, was £120 000.

As an alternative, tenders were invited for the supply of the HDPE pipes and the carrying out of the lining work. When the cost of the very much reduced reinstatement was added to the accepted tender price the estimate for the work could be reduced to £74 000. There are indirect savings which should also be added to

this reduction; for example those experienced by vehicle users in the avoidance of delay. These costs, although not the direct concern of the Water Authority, are nevertheless real.

(iii) Joining and insertion

It was decided to carry out the work in three sections of 300 m. The HDPE pipe had an external diameter of 560 mm, a wall thickness of 31.7 mm and was supplied in 12 m lengths. The pipes were butt joined either in a yard near the site, or, where necessary, on the site. The pipe ends, after trimming, had a heavy steel "mirror plate", preheated by either gas or electricity, inserted between them and against which they were held under pressure for about 12 minutes. The plate was then removed and the ends immediately forced together by hydraulic jacks for about four minutes, and then a further 30 minutes was allowed for cooling. The old pipe was cleaned between the insertion and reception pits by pulling through a short length of the plastic pipe moulded at its leading edge to form a taper. The HDPE was then drawn into the old cast iron main with a drag line. Side connections were formed where required by plastics inserts gas welded in situ into the pipe.

(iv) Testing

The first section was tested in two lengths of 150 m each, the ends of which were closed by Viking Johnson flange adaptors and blank flanges. Difficulty was experienced in strutting the ends to take the thrust due to the test pressure and preventing the adaptors from blowing off. The normal methods used for ferrous pipes could not be used as there was a considerable expansion of the bore of the HDPE pipe and consequential shortening. Hydraulic jacks were tried without success. In the end flanges were fusion welded on to the HDPE pipe and the tube sealed independently of external support.

The section of pipe was pressurised to nine bars. After a few minutes the pressure fell to just over eight bars and compensation water had to be added at intervals to maintain the test pressure. When the conditions had settled the test was held for 24 hours.

(v) Problems

A similar test was applied to the second 150 m but the pipe split over a length of 35 m. The split started from a butt welded joint which had failed, extended straight along the pipe for about 10 m and then adopted a sinusoidal pattern. A test, following the replacement of this damaged length, failed at a gas welded tee. A fourth test failed in the same way and the design of the tees was amended to include a reinforced saddle.

Three further attempts at testing the main resulted in failures of the pipe body in the vicinity of the butt welds.

(vi) Solutions

The test results and subsequent investigations carried out by the authority, the manufacturer, and some independent bodies indicated that the welding methods used were imparting a brittleness to the material.

The damaged pipes were withdrawn and the work carried out again using a modified technique. The old iron pipes were scarified by a rubber-washed pig to prevent scoring of the HDPE. The "mirror plate" was heated on a gas ring and thermo-sensitive coloured chalk used to indicate when the correct temperature had been reached. The heating time was reduced to four or five minutes at a pressure of 1 kg/cm².

The welding pressure was 2.2 kg/cm² and was applied for 15 to 20 minutes.

The entry pit was lengthened to reduce the angle through which the pipe was bent prior to insertion. In

place of the plastics welded side connections flanged steel tees were inserted where required in the pipe. Subsequent tests were successful.

(vii) Conclusions

It would seem that, if care is exercised with the technique of welding the HDPE pipe, the method is a practical one. A pit has been constructed around the experimental pipe to enable its behaviour to be monitored but the 14 months of service for which measurements of the outside diameter are available is too short a period for any pattern to emerge.

In evaluating the method the restricted internal diameter must be taken into account.

If a 600 mm internal diameter pipe is designed to carry some 22 500m³ per day then, when new, with an assumed Hazen-Williams C-value of 120, the head loss will be 1.3 m per 1 000m. With ageing the C-value can be expected to drop to 100 and the head loss rise to 1.9 m per 1 000 m. With heavy incrustation the C-value may further drop to 90 and the head loss rise to 2.8 m per 1 000 m.

If the same flow of 22 500 m³ per day passes through a HDPE pipe having an external diameter of 560 mm and an internal diameter of 496 mm, with a C-value of 150, then the head loss will be 2.4 m per 1 000 m. It is reasonable to expect the carrying capacity to remain virtually unchanged for the life of the main.

(e) Promising new ideas

Apart from the method of structural renovation mentioned earlier which is in the process of refining and development as more experience is gained with use, other methods that are currently being developed include the following processes:

(i) The insituform process

This process was first developed in the early 1970s and has generally been used for the renovation of domestic and industrial sewerage systems and medium pressure gas mains. The process consists of inserting a resin impregnated flexible liner, which, when inflated, will take up the shape of the pipe to be renovated. On hardening, a rigid waterproof liner is formed.

Pipes in the diameter range 100 mm to 1 200 mm may be renovated using this process and lengths of up to 140 m can be lined in one run. The process is diameter dependent as the maximum handleable weight of the liner is at present 5 tonnes.

The lining consists of a needled Terylene felt, encapsulated in a polyurethane bag, which is vacuum impregnated with polyester resin at the factory. The polyester resin is so formulated as to produce a gel time of ten days at ambient temperature. The lining is transported to site in a refrigerated van.

Where a convenient manhole is not available excavations are made and the pipe cleaned by flushing or scraping. A header pipe is located in the end of the pipe to be lined and a driven conveyor feeds the lining into the header pipe, the leading edge being clamped over the outside of the pipe. Water is pumped into the pocket formed by the folded-back polyurethane bag. This action forces the lining to travel through the pipe, inverting itself onto the pipe wall. A lay-flat hose is attached to the end of the polyurethane bag during inspection. On completion of insertion, water at 65°C is passed through the hose to accelerate the cure of the resin.

The lining is claimed to be structural in nature and it is reported that a 200 mm pipe renovated with a 3 mm lining can be operated at a working pressure of 0.2 M Pa (30 psi). This may not be sufficiently strong for normal

water supply applications, but further development may overcome this problem. The disadvantage of the process is that excavation of branches and ferrules is required. The very limited experience with this process in the water field means that the effect on water quality has not yet been properly assessed. The lining appears at present to be susceptible to faults in manufacture and installation, but these are gradually being eliminated as experience is gained with the process.

(ii) In situ resin coating (train or pig method)

Historically the first in situ coating of pipe using an epoxy resin system was carried out in the United States in 1947 to 1948 on oil and gas lines. In 1953 the process was extended to salt water lines and has been used subsequently in the petrochemical industry and in recent years the process has received some publicity for use in the water industry.

The process has been designated the "train" or "pig" method since the technique utilises rubber pigs to transport the resin along the pipe. Pipes in the diameter range 75 to 1100 mm have been coated using this technique. It is claimed that 60 km can be coated in a single run, but normally runs of 2 to 5 km are employed. Lining thicknesses of 0.3 to 2 mm can be applied.

The basic equipment consists of an air compressor and waste storage unit, with an air dryer introduced into the compressed air line to remove moisture. Loading and receiving chambers are attached to the ends of the run.

Scale and weld debris are removed by a scraper pig passing through the lining using compressed air. Resultant scale and debris is removed by flushing with soapy water.

Rust is removed by dilute inhibited hydrochloric acid (HCl) introduced into the space between two oversize rubber spheres. This train is passed repeatedly along the line until all surface rust has been removed, indicated by the characteristic green colour. The used HCl is passed to waste storage and the residue is removed by foam pigs.

After this a phosphate solution is passed along the line in a similar train to the HCl treatment, firstly to remove residual HCl, and secondly to prime the surface.

The pipe surface has to be dried before resin coating and this is initially done by a train containing acetone. Final drying of the line is facilitated by a train containing methyl ethyl ketone (MEK). (It is interesting to note that the surface preparation of 2 km of 150 mm pipe observed by the Water Research Centre took 48 hours.)

The resin coating is carried out with three separate coatings applied to the pipe surface to minimise the probability of pinholing. One to three days are required to elapse between the application of each coat to allow the solvent from the resin to evaporate. If this is not carried out, inter-coat blistering develops. A calculated volume of activated resin (gel time 8 hours) is introduced into the pipe in advance of a single rubber sphere. Compressed air is applied behind the sphere causing the train to move along the pipe. A squeeze film of resin is applied to the pipe wall. At the end of the run the excess resin is collected and if this volume exceeds a certain value the coating thickness is classified as inadequate and the train is returned. This process is repeated until sufficient resin has been applied to the pipe bore.

The obvious advantages are a minimal reduction in pipe bore and the fact that long lengths can be coated in a single run. The disadvantages are that all branches need to be blocked off and as a result of the long duration of the process, by-passing would be essential. Ferrule intrusion and pipe eccentricity would present problems in maintaining an adequate seal. The coating tends to slip if ground vibration occurs before gelation; this

problem could be serious in urban areas. Not all the resin systems used in this process have been cleared for contact with potable water.

Summing up, the process appears attractive for the renovation of pipe in rural areas where long runs may be encountered although one hundred per cent coverage cannot be guaranteed.

(iii) Membrane lining process

This process has been under development primarily for sealing leakage in cast iron gas mains up to 450 mm diameter resulting from the drying out of joints caused by the changeover from town (coal) gas to natural gas. A nylon membrane, externally coated with a modified epoxy resin, is winched into the cleaned main and expanded onto the pipe wall using differential air pressure.

Up to 1977 no gas mains in service have been lined using this technique although demonstrations have taken place on a number of abandoned gas lines. It is claimed that lengths of up to 250 m can be lined in a single run, but demonstrations have so far been limited to 200 m.

The process is preceded by cleaning and drying the main followed by insertion of a nylon membrane lining with a sacrificial underlay which is drawn into the pipe, the underlay preventing damage during insertion. Before entry, the upper surface of the membrane is coated with modified epoxy resin. After insertion the lining ends are cut and bonded to the pipe by a strip of nitrile rubber.

The pipe ends are then capped and the main evacuated to a pressure of two-thirds atmospheric. The membrane is then inflated, the differential air pressure causing the resin to flow round the pipe bore effecting the adhesion of the lining to the pipe wall.

There is little reduction in the pipe bore, the total lining thickness being 1 mm but the installed membrane lining is wrinkled in appearance which could be expected to reduce the C-value. However, it is believed that this problem can be obviated with continued development. Methods for reinstatement of branches and ferrules have not so far been investigated and the durability of the lining and effects on water quality and health are unknown. Development of this process is continuing.

(iv) In situ resin coating (spray method)

In 1976 resin spray equipment for the lining of pipes in the diameter range 100 mm to 1 800 mm became available and two types of machine are at present produced. The first machine consists of an airless spray head mounted at the front of a pneumatically-driven four-wheeled carriage. For pipes of diameter less than 1 000 mm a stationary spray head is utilised and for diameters greater than 1 000 mm the spray head is rotatable. The second machine consists of a cylindrical air motor driving a centrifugal spinner head. Both machines are fed from airless-spray pumps positioned outside the pipe.

The four-wheeled drive machine appears to have overcome the erratic coating application problems associated with manual withdrawal of the spray unit by incorporating a pneumatically-powered drive mechanism. Controlled withdrawal of the second machine is under development.

Coating thicknesses of 0.2 to 1.0 mm can be applied. Coatings have been applied under factory conditions on short lengths of pipe, but no in situ work is known to have taken place to date. Thorough cleaning by grit blasting is essential and this is followed by a phosphate primer coat. Two separate resin coatings are applied to the primed surface with an interval of two hours between each coat application.

This process is in the early stages of development

and at the moment is more suitable for factory application of coatings on short pipe lengths. Further development is required before its use for in situ renovation of water mains can be contemplated.

(v) Fibre reinforced cement (FRC) lining

Joint collaboration between a British company and the Building Research Establishment has seen the emergence of a new glass fibre resistant to attack by ordinary Portland cement. The fibre is termed Cem FIL "AR" glass fibre and is the basis of the highly successful process used for the manufacture of thin walled concrete sewer pipes⁸ without the use of reinforcing steel.

Adaption of this process for use in the structural rehabilitation of water mains is now in progress by the Water Research Centre and the manufacturers and this could be a very significant development of the mortar lining techniques as it should combine long term protection with structural strength.

(vi) Snap-in pipe insertion

An interesting idea currently being developed is the inversion of a plastic pipe to form a "C" profile which is held in place by light nylon ties. When these are cut the pipe springs back to its original profile. The inverted pipe is fed into the old main, the ties are then cut, and the liner springs hard against the inside of the old pipe. This method is attractive for use on smaller diameters as the loss of cross section is less than that for HDPE slip lining which requires an annular space for easy pulling.

(vii) Service connections

Although most of this paper has been devoted to the problems of water mains, there are the problems of the millions of service connections to individual houses having a total length of the same order of magnitude as the mains themselves. A great number of these are made of lead and some work has been carried out by Thames Water on pulling nylon tubing through the old lead pipes, after expanding the pipe to avoid loss of diameter.

(viii) Cleaning

In the cleaning field, the work done at Birmingham⁶ on CO₂ blasting and high pressure jetting seems very promising and it may be that the application of ultrasonic cleaning techniques already developed for use in other industries may find an application for cleaning mains.

International Experience

Twenty countries were circulated to get details of their experience of renovation and ten replies were received, the most detailed of which came from Germany and America. In addition, information was sought from within the United Kingdom.

The experience reported from Germany can be sub-divided into reports from four cities. Berliner Wasserwerke⁹ described the results from their first experience of in situ mortar lining in 1973. A 10mm thick mortar lining was applied to 3 030 m of 800 mm and 1 000 mm diameter mains, resulting in a 60% flow increase for an outlay of only 15% of the cost of relaying a new pipe. Recent examination has shown the lining to be free of cracks and other defects.

Dortmunder Stadtwerke AG enclosed two useful papers.^{10, 11} They have a great deal of experience in mortar lining having first used this technique in 1958. Since then about 150 km of mains have been mortar lined in situ (80 - 1 200 mm diameter) in addition to over 300 km of cement lined new construction (100-1 000 mm diameter).

They do, however, stress that pipe cleaning without

subsequent relining is wasted money, as re-encrustation occurs after a maximum of 5 to 10 years depending on the composition of the water. Total costs of lining work are quoted in the region of 30 to 40% of the re-laying costs.

Technische Werke der Stadt Stuttgart sent an interesting paper¹² quoting costs for cleaning and cement lining around 20-25% of relaying and again stressing that cleaning without relining is definitely no longer advisable. Careful choice of main within a reticulation following pressure/flow studies is necessary to get the maximum benefit from this work.

Also reported was a recent development using a special additive which allowed cement mortar to be laid as thin as 1½-2 mm, while still maintaining a good corrosion protection from the alkali reaction.

Stadtwerke Frankfurt am Main sent details¹³ of the success they had achieved in cement lining 6 km of 80-200 mm diameter pipes by the centrifugal process as well as 4.5 km of larger sized pipes. In particular they described in detail the quality control procedure for testing mortar lining thickness by remote means using a "Lancier" gauge or, for man entry sizes, the "microtest" gauge or "Leptoscope".

Rather surprisingly, the Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux reported¹⁴ very high quotations for internal scouring of mains, ignoring the additional cost of lining to prevent further tuberculation. Some cement mortar lining had, however, been carried out on a 400 mm diameter main in Gent.

A number of interesting papers^{4, 15-20} incl. were sent from America describing work on mortar lining of pipes from 6 m (20 ft) diameter to 100 mm (4 in) diameter. Mortar lining has been practised since 1939 and the expenditure on this type of renovation is regarded not as maintenance or repair but capital improvement outlay. Thicknesses vary from 6 mm (¼ in) to 40 mm (1½ in) and in some cases pozzolan or natural cement is substituted for 10%-25% of the total weight of Portland cement used. Costs reported varied from 19% to 165% of the cost of laying a new pipe increasing the carrying capacity of badly tuberculated mains between 72% and 123%. The high cost example did not take into account the costs of traffic disruption — this was the major reason why renovation rather than renewal had been carried out in this case.

From South Africa, the Rand Water Board reported²¹ on the renovation of mild steel pipelines up to 800 mm diameter coated externally and internally with bitumen by conventional blast cleaning and recoating, together with a method they have developed of securing spigot and socket joints without disturbing the lead caulking.

From Finland, Der Finnische Städteverband²² reported on their experience with spiral arm cleaning of 100-300 mm mains in five towns. Although successful with cast iron pipes, numerous leaks developed in Mannesman (steel) pipes. No coating or lining was carried out after cleaning which may account for this trouble. About 80% of recent pipelaying has been carried out using plastic pipes and this material now accounted for over half of the 28 000 km of water pipelines in Finland.

In Great Britain, the Severn Trent Water Authority reported²³ on their experiences with bitumen and cement mortar lining techniques. The latter, although half to three-quarters more expensive, has a much greater life span — probably four times longer. They have found renovation much more attractive in city areas where reinstatement charges can form a large proportion of the total cost. Conversely, if a small rural water main with few services can be replaced in a grass verge, they find it more attractive to replace and provide for growth with a larger pipe rather than recondition.

Having a fairly aggressive water they have practised saturation index control and have had some success with dosing with sodium silicate, this being particularly effective in preventing "bleeding" or "live" corrosion and discoloured water complaints after cleaning water mains to remove tuberculated deposits.

The need for research and development

Having identified that our major fixed assets in the water industry are the underground mains, it behoves us not to forget these because they are out of sight. We need to foster interest in the development of techniques of renovation and corrosion protection and to keep in mind the very long life span of a water main when specifying the size and type of material to be used. We must encourage the full scale testing of promising new techniques and not be limited by conventional thinking in seeking solutions to our problems.

Where do we go from here?

The general public tends to think that drinking water does not vary much from one area to another, but water engineers and scientists know that this is not so. The mixing of two different raw water sources can have very unpredictable results and in view of the vast capital investment in the mains and the cost resulting from corrosion and tuberculation, one has to pose the question whether much greater attention should be paid to the chemical balance of the water at the treatment works in order to protect these assets. It is very obvious that in chalk source areas, water mains do not suffer from the same problems as those served by "soft" upland areas. We need to ask ourselves whether we can afford to go on neglecting this aspect of water supply.

We also need to find out and make note of what we are responsible for in the way of mains, how old they are, and in what condition. At what rate are they deteriorating? In short, we need to be interested in, and take care of, these very important assets.

Summary

In this paper, I have endeavoured to put the position of underground water mains into perspective and to quantify the problems facing Great Britain with its inheritance of a large and ageing network of these mains.

The potential disruption and cost is very significant and we need to find cheap and effective ways of prolonging the active life of these mains by making use of our greatest asset — the existing hole in the ground.

I have described in some detail one of the ways of uprating a sub-standard main by the use of a high density polyethylene insert and have outlined other methods currently in use, together with a number of new ideas currently under development.

I have indicated that about 80% of our capital water assets lie in the supply and distribution mains and it is in this area that we should concentrate our efforts.

It may well be that we may have to adjust our thinking on the treatment of those waters which have undesirable effects on the mains. Money and effort spent on this aspect may well save a great deal on the overall distribution cost.

Acknowledgements

I must register my appreciation to my Authority, Thames Water, for their support in producing this paper. The opinions contained therein are nevertheless my own.

I have had a great deal of assistance in the preparation of the paper, both nationally and from my friends and colleagues abroad. In particular I must mention the help given by Mr. Henry Needleman in the description of the HDPE insert method of pipe sleeving and that of Mr. Graham Cox who has carried out much of the work in preparing this paper for publication. In addition, the paper by Parkinson and Giles of the Water Research Centre was a valuable source of information on new techniques.

La rénovation des conduites anciennes

par M. E. C. Reed

Directeur de l'exploitation, Eau de la Tamise, Grande Bretagne

Introduction

En 1974, l'une des mesures les plus significatives en matière de gestion de l'eau fut prise en Grande Bretagne avec la formation de dix Administrations régionales de l'eau responsables de tout le cycle de l'utilisation de l'eau: alimentation en eau, assainissement, traitement et élimination des eaux usées, gestion des cours d'eau, pêche et loisirs.

La gestion d'ensemble d'un bassin fluvial a été pendant longtemps le but des ingénieurs de l'eau et, après quatre années de fonctionnement, les bénéfices commencent à apparaître. L'un d'entre eux est la possibilité d'évaluer correctement les actifs des Administrations et de déterminer les implications qui en découlent compte tenu de la durée de vie probable de ces biens.

La première tentative de le faire pour les égouts et les conduites d'eau a révélé de grandes variations dans l'état des inventaires et plans existants, ce qui est l'inconvénient d'être l'un des premiers pays du monde a avoir réalisé des réseaux d'eau et d'assainissement complets.¹

Cet esprit de pionniers est resté et la Grande Bretagne a maintenant quelque 93,3% de sa population reliés au réseau d'égouts et plus encore, 97,7% alimentés en eau.

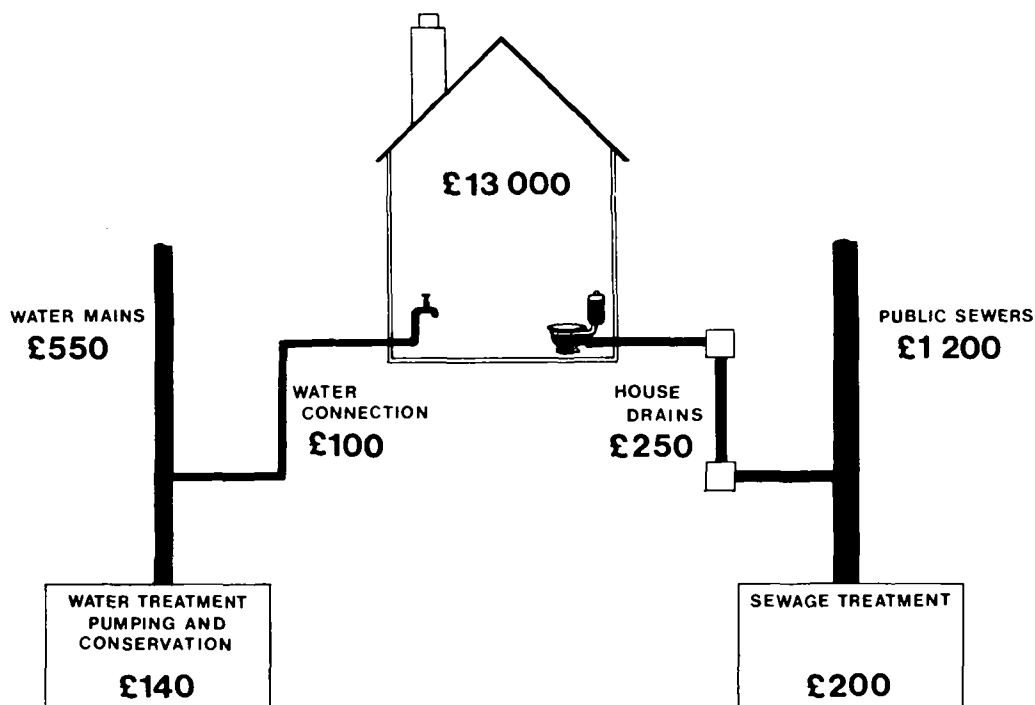
L'estimation initiale commencée par la Tamise a

été raffinée et élargie par le Comité technique permanent du Conseil national de l'eau pour les égouts et les conduites d'eau qui a publié un important rapport² intitulé: "Egouts et conduites d'eau. Une estimation nationale" qui révélait en détail pour la première fois le problème des investissements souterrains vieillissants de la nation.

Mise en relief des perspectives

Le travail de détermination des valeurs de remplacement a été étendu, assez approximativement, aux autres investissements tels que les stations de traitement et les réservoirs. On en a tiré le diagramme de la figure 1 par rapport à une habitation typique.

Cette figure montre que la valeur totale des conduites et des branchements représente environ 80% des investissements du côté du service d'eau. Le rapport national sur les investissements a fait ressortir qu'avec des conduites d'eau ayant une durée de vie utile estimée entre 100 et 150 ans, les dépenses annuelles de renouvellement pour maintenir le statu quo pourraient être de l'ordre de 75 millions de Livres aux prix de janvier 1975, disons 100 millions aux prix actuels, chiffre bien élevé que les dotations courantes et aussi que ce que nous pouvons actuellement consentir.



AVERAGE REPLACEMENT COSTS PER HOUSE

Fig. 1 Valeur moyenne de remplacement par habitation (Prix de Janvier 75)

La nécessité de la rénovation

C'est aux époques de restrictions financières qu'il est particulièrement nécessaire de faire appel à l'ingéniosité et à l'inventivité des ingénieurs. Dans la situation actuelle où le coût de renouvellement est si élevé, l'incitation est grande à étendre la durée efficace de vie d'une conduite en utilisant l'investissement le plus important: le trou dans le sol. Dans la mesure où la dépense est inférieure aux coûts de remplacement, en tenant compte de la durée de vie probable, ainsi que des autres facteurs tels que les graves inconvénients et les coûts élevés de construction dans les zones urbaines congestionnées, l'alternative de réaliser un nouveau revêtement, que ce soit pour restaurer ou améliorer les caractéristiques hydrauliques ou pour la résistance structurelle, prend un sens économique valable.

Un certain nombre de techniques existent ou sont en cours de mise au point et d'essai actuellement, mais il ne faut pas perdre de vue la valeur d'un bon entretien et d'une protection.

A ce stade il peut être intéressant de faire ressortir que si nos ancêtres n'avaient conçu et construit les conduites d'eau de Londres que pour couvrir les besoins de leur époque, nous éprouverions depuis longtemps de graves difficultés. En fait, Londres a passé avec le minimum d'inconvénients pour les consommateurs, en 1976, l'une des sécheresses les plus sévères, grâce à la prudence adoptée surtout au siècle dernier. Il nous appartient de penser à l'avenir et peut être de prévoir le rechemisage des conduites vers la fin de leur durée de vie prévue. Il est aussi important de comprendre que la fourniture des tuyaux eux-mêmes ne représente qu'une faible partie de la dépense totale. La figure 2, dressée d'après l'analyse des dépenses de pose des conduites en fonte ductile à joints flexibles dans une voie secondaire de Londres,³ fait ressortir l'intérêt d'installer des conduites d'un ou deux diamètres commerciaux plus grands que ce que l'on a pu calculer grâce à des techniques raffinées.

Les données adoptées pour le calcul d'un réseau de distribution d'eau ou d'assainissement doivent nécessairement faire état de limites larges pour les tendances des populations et la consommation par tête ne peut être que conjecturée surtout en tenant compte de la période de 100 ou 150 ans qui peut être la durée de vie effective de la conduite. L'analyse par ordinateur est numériquement très précise, mais il ne faut pas perdre de vue les implications à long terme de poser une conduite légèrement plus grande que le minimum ressortant de l'analyse, qui servira pendant plusieurs générations.

Quantification du problème

Le rapport du Comité permanent pour les égouts et les conduites d'eau a quantifié pour la première fois la longueur totale des conduites d'eau posées dans le Royaume Uni (Tableau 1).

Tableau 1. Conduites de distribution d'eau, par longueurs, totaux pour le Royaume Uni.

Région	Population (P) (1 000)	Surface (S) (km ²)	Densité de population (P/S) au km ²	Longueur de conduites (L) (km)	Densité de conduites (L/S)	Population par longueur (P/L)	Remarques
Angleterre et P. Galles	49 371	150 548	328	263 607	1,751	187	Y compris les sociétés
Ecosse	4 698*	56 921	83	39 320	0,691	119	*alimentés par un réseau
Irlande du Nord	1 547	14 120	110	15 592	1,104	99	
Total R.U.	55 616	221 589	250	318 415	1,440	175	

On connaît en détail pour certaines agglomérations, particulièrement le Grand Londres, la répartition par taille de ces conduites et il est intéressant de relever sur la fig. 3 qu'un peu plus de 50% de ces conduites ont un diamètre de 4 in (102 mm), suivi par le 3 in (76 mm) 9,5% et le 6 in (152 mm) 9,1% sur un total de 62 diamètres différents totalisant 16 000 km en service dans la région de Londres.

En vue d'obtenir les chiffres pour l'ensemble de la Grande Bretagne, on a utilisé un simple modèle statistique, en même temps que les données d'autres sources, ce qui a permis d'estimer la distribution par tailles dans le pays suivant quatre catégories commodes (Tableau 2).

Tableau 2. Répartition estimée par tailles et longueurs des conduites d'eau dans le Royaume Uni.

Diamètres (mm)	Pour cent du total	Longueur (km)
601 and above	1,5	4 770*
301 - 600	5,3	16 854
151 - 300	11,3	35 934
50 - 150	81,9	260 442
Total	100	318 000

*longueur en tunnel estimée à 800 km.

Dans la catégorie des plus grandes tailles, on estime qu'environ 800 km sont posés en tunnel, et, de cette analyse, on peut déduire une estimation du coût de renouvellement des conduites d'eau existantes dans le secteur des Administrations régionales de l'eau du Royaume Uni (Tableau 3).

Ces chiffres sont basés sur les coûts de premier établissement, prix base 1975. Les coûts additionnels comprennent les frais d'étude, construction, supervision, administration, fournitures temporaires et rétablissement des branchements.

Pour résumer cette étude, on peut conclure que le coût de renouvellement des conduites existantes dans le secteur des Administrations régionales n'est probablement pas inférieur à 9 000 millions de Livres, ou environ £550 par immeuble aux prix de 1975.

Vie structurelle et coût de remplacement

Certaines conduites d'eau au Royaume Uni sont toujours en service après 120 ans de service, ce qui n'a été possible que grâce à certains efforts consacrés à l'entretien, la réparation et la protection. En théorie, la vie économique d'une conduite d'eau pourrait être considérée comme la période pendant laquelle les coûts annuels d'entretien et de réparation sont inférieurs à la charge annuelle des emprunts nécessaires pour renouveler la conduite. Il n'est pas douteux que la vie structurelle d'une conduite varie considérablement et dépend de facteurs comme l'âge, le matériau, les joints,

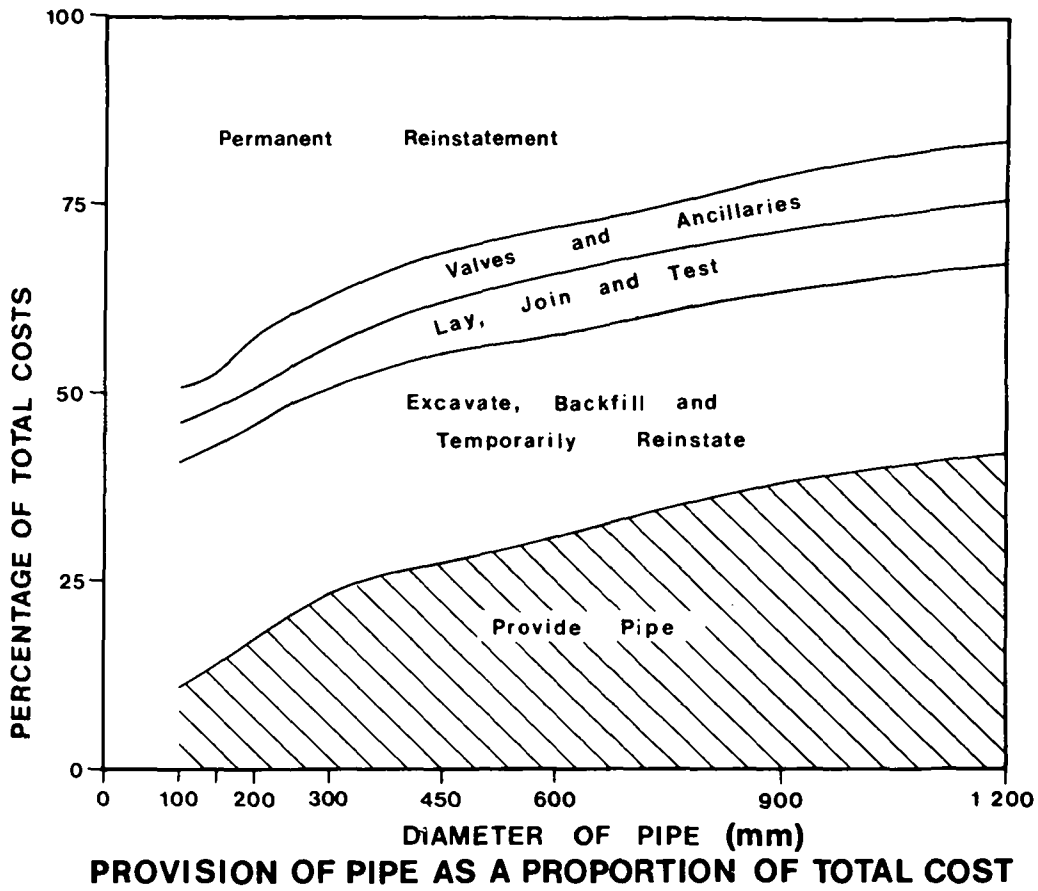


Fig. 2. Fourniture des tuyaux par rapport aux dépenses totales.

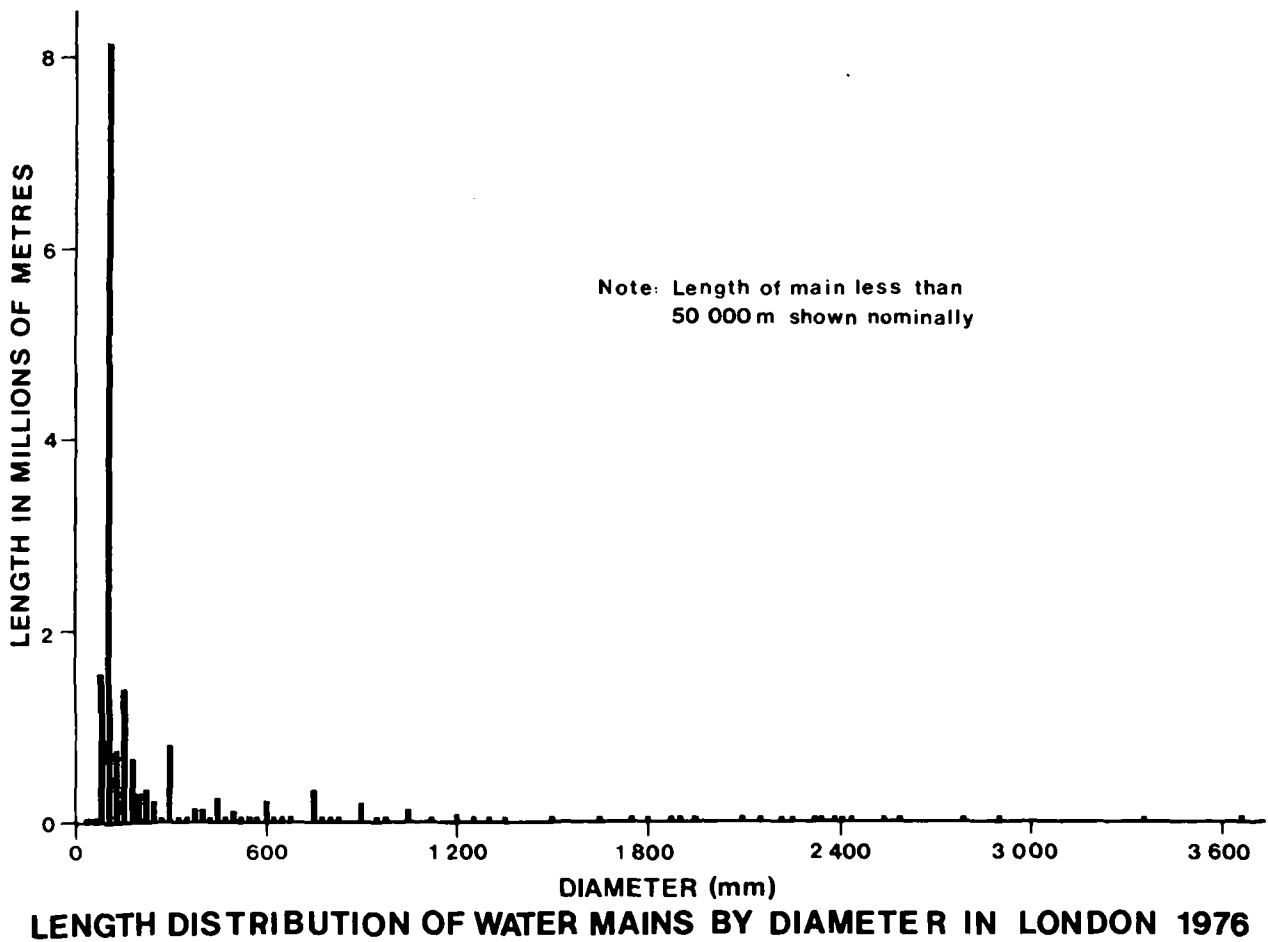


Fig. 3. Longueur des conduites de distribution d'eau par diamètres à Londres, 1976.

Tableau 3. Estimation du coût de renouvellement des conduites d'eau dans le Royaume Uni.

Gamme des diamètres (mm)	Longueurs (km)	Coût de construction (£/km)	Coût de construction (millions de £)	Pourcentage pour coûts additionnels	Coût de renouvellement (millions de £)
601 et au dessus (tunnel)	800	350 000	280	10	308
601 et au dessus (conduite)	3 970	173 000	687	10	756
301 - 600	16 854	73 000	1 230	10	1 353
151 - 300	35 934	38 000	1 365	10	1 502
50 - 150	260 442	18 000	4 688	10	5 157
Totaux	318 000		8 250		9 076

les spécifications générales, les soins pris pendant la pose et le remblayage, l'état local du sol, la pression de service et les coups de bélier, les charges externes, les affaissements différentiels, etc... Cependant, au dessus des coûts financiers directs, il y a la considération des dommages résultant des éclatements fréquents sur une certaine longueur de conduite et la publicité fâcheuse et les dommages intérêts qui en résultent si l'on n'y apporte pas remède.

La vie probable et le coût annuel de renouvellement des conduites d'eau ont été estimés par le Comité permanent (Tableau 4).

Tableau 4. Vie probable et coût annuel de renouvellement des conduites d'eau dans le Royaume Uni.

Gamme des diamètres (mm)	Durée de vie probable	Coût annuel de renouvellement (millions de £)
601 et au dessus	150	6,4
301 - 600	120	10,1
151 - 300	100	13,5
50 - 150	100	46,4
	Total	76,4

Définitions

Il est utile à ce stade de définir les termes rénovation, renouvellement et remplacement utilisés dans ce rapport.

Rénovation

Opération qui consiste à améliorer effectivement la condition d'une conduite ou d'un égout existants de façon à leur assurer une vie substantiellement accrue. La rénovation peut ou non améliorer la résistance structurelle d'une conduite et peut donc être divisée en deux catégories:

- rénovation non structurelle, et
- rénovation structurelle.

Renouvellement

Reconstruction de la totalité de la structure d'un égout ou d'une conduite d'eau comme entité aux mêmes dimensions que l'ouvrage primitif.

Remplacement

Construction d'un nouvel égout ou d'une nouvelle conduite d'eau soit au même emplacement que l'ouvrage

primitif, soit à un emplacement différent, de sorte que la fonction de l'ouvrage primitif soit incorporée dans les fonctions du nouveau.

Rénovation ou remplacement

Il vient un moment où, en raison de la fréquence des éclatements, des pertes dues aux fuites ou de l'impossibilité de couvrir la demande en raison de la corrosion ou de la tuberculose de la conduite, une nouvelle capacité de transport doit être assurée. La question est alors soit de poser une nouvelle conduite en refaisant les branchements, avec toutes les gênes pour le trafic et autres, soit d'utiliser notre plus grand investissement: le trou dans le sol.

Il a été démontré⁴ que, pour la même perte de charge, le débit est directement proportionnel au coefficient d'écoulement de Hazen-Williams C et le coût de transport de l'eau (pompage) augmente comme la puissance 1,85 de la perte de rendement de la conduite. Il s'ensuit que si nous insérons une nouvelle conduite ou une chemise à l'intérieur d'une conduite structurellement défectueuse, ou si nous nettoyons et revêtons une conduite saine corrodée ou tuberculée, bien que le diamètre interne ait pu être un peu réduit, si le revêtement est plus lisse, avec une meilleure valeur de C, et moins susceptible à la corrosion ou à la tuberculose, la capacité de service aura été maintenue, ce qui prolonge la vie active de la conduite sans avoir à creuser la rue.

La décision de rénover ou de remplacer sera normalement basée sur une analyse économique des alternatives, mais il ne faut pas perdre de vue les coûts cachés de l'interruption du trafic et de la gêne, ni les avantages découlant d'une bonne spécification initiale, de l'entretien, du nettoyage et de la protection contre la corrosion.

Techniques de rénovation

(a) Données de base

Les conduites les plus anciennes d'usage général, en dehors des aqueducs et tunnels, semblent avoir été faites en plomb. Certaines, posées dans les rues de Londres au XIII^e siècle, ont assuré de bons services et n'ont pas demandé de rénovations ou renouvellements importants. Mais la nature du plomb et sa disponibilité limitaient son emploi aux faibles diamètres.

Quand Peter Morris a installé une roue à aubes au Pont de Londres en 1581 pour fournir de l'eau aux immeubles de la Cité, il a d'abord utilisé des tuyaux de plomb, mais il a bientôt changé pour des tuyaux en bois d'orme car les troncs d'arbre étaient faciles à trouver et pouvaient être forés pour produire des tuyaux ayant jusqu'à 200 mm de diamètre interne. Cependant ces tuyaux en bois avaient une vie limitée, dépendant du sol

dans lequel ils étaient posés, de sorte que leur renouvellement était relativement fréquent. De même l'emploi de pompes à vapeur au XVIII^e siècle amena plus de fuites, ce qui accrut la fréquence des réparations et renouvellements.

À la fin du XVIII^e siècle, les tuyaux de fonte apparurent et au début du XIX^e siècle, pratiquement, tous les renouvellements se firent avec ce matériau. En particulier la New River Company, qui fournissait de l'eau à Londres, a continué à poser de nouvelles conduites et à renouveler les anciennes en troncs d'arbres forés jusqu'en 1811, date à laquelle elle décida de refaire son réseau de distribution en fonte. Entre 1812 et 1819 la Compagnie a ainsi remplacé quelques 640 km de conduites en bois. Dans certaines rues il avait fallu poser jusqu'à neuf conduites en bois pour transporter l'eau nécessaire de sorte que leur remplacement par des conduites en fonte plus grandes réduisit le nombre des conduites.

Les premiers tuyaux en fonte étaient coulés verticalement et leurs parois étaient épaisses, de sorte que la fréquence des renouvellements diminua beaucoup. Certaines conduites en fonte encore en service ont plus de 150 ans. Mais avec le temps beaucoup de conduites en fonte s'incrustèrent à l'intérieur et posèrent un problème bien qu'elles demeurassent structurellement saines. Pour éviter d'avoir à les renouveler, on essaya d'enlever les incrustations et les dépôts internes. Ce fut d'abord fait à la main dans les grosses conduites mais à partir de 1900 on utilisa pour cela des brosses et grattoirs rotatifs. Puis vint la mise au point d'appareils pour repeindre ou revêtir la conduite. On utilisa des brosses et des raclettes pour appliquer le bitume puis plus tard apparurent les brosses rotatives et le bitume fut pulvérisé ou centrifugé sur les parois de la conduite. On a également utilisé une méthode de dépôt du bitume par électrolyse (procédé Eric).

Le revêtement in situ de conduites de grand diamètre en mortier de ciment fut mis au point en Australie et utilisé à Sidney en 1930. Depuis, cette technique s'est progressivement étendue aux plus petits diamètres. Ces procédés, avec d'autres méthodes moins courantes, sont bien documentées au Water Research Centre⁵;

(b) Nettoyage de la conduite

Avant de pouvoir revêtir une conduite, il faut la nettoyer pour enlever les tubercules et incrustations. En fait le nettoyage en lui-même peut être considéré comme une rénovation mais, si la conduite n'est pas revêtue, la rapidité de détérioration est habituellement plus grande que pour une conduite neuve, et il y a également un danger de coloration de l'eau par les matières prises à la paroi de la conduite.

Le moyen normal d'enlever les incrustations est de faire passer un grattoir mécanique dans la conduite. Le grattoir peut être tiré dans la conduite par un câble, poussé par des moyens mécaniques ou chassé par pression hydraulique. Il y a une tendance pour les débris à se déposer en avant du grattoir et à le bloquer. Un avantage de la poussée hydraulique est que l'on peut s'arranger pour admettre suffisamment d'eau pour entraîner les débris.

Après grattage, tous les débris restants doivent être enlevés par des chasses d'eau ou par des tampons de mousse synthétique. Il faut s'assurer que tous les branchements sont convenablement nettoyés. Il est également important de s'assurer que la totalité des tampons est récupérée après l'opération car il est facile d'oublier un petit morceau qui provoquera ensuite un blocage.

Cette forme de grattage ne peut pas être employée pour les conduites de distribution où des prises de

branchement font saillie à l'intérieur, mais on peut alors obtenir un résultat similaire en utilisant une chaîne ou des filets similaires entraînés par une tige flexible.

On a quelquefois utilisé des acides pour enlever les incrustations des conduites, mais il est difficile de prévenir l'attaque du métal lui-même et il y a une tendance à ce qu'un goût acide persiste quand on remet la conduite en service.

Dans la région de Birmingham⁶ on a utilisé avec succès pour nettoyer des conduites des jets d'eau à haute pression et pour les branchements et prises un bélier hydraulique fonctionnant à l'acide carbonique

(c) Rénovation non structurelle

Les moyens les plus courants de rénover les conduites en prolongeant substantiellement leur vie, qui peuvent améliorer leur capacité de transport par accroissement de la valeur du coefficient C, mais n'amélioreront pas nécessairement leur résistance structurelle, sont les suivants:

(i) Revêtement au bitume

Cette technique est utilisée depuis très longtemps pour la rénovation des petites conduites entre 75 et 250 mm de diamètre. Après grattage, on applique sur la paroi de la conduite à l'aide d'une machine formée de bras et d'une brosse rotative un film sec de bitume asphaltique. Le bitume est refoulé sur la brosse par une pompe volumique entraînée par l'air comprimé et la tête de la brosse est mise en rotation par l'air comprimé fourni par une conduite séparée partant du compresseur. La machine est tirée par un treuil dans la conduite à environ 3 m/mn. En agissant sur la pression de pompage et sur la vitesse de déplacement, on assure un revêtement de 1,0 mm d'épaisseur sur la paroi de la conduite.

Les avantages de ce procédé sont que le coût par mètre est beaucoup plus bas que celui du revêtement au ciment et que le service peut être rétabli le même jour. La faible épaisseur, environ 1 mm, du revêtement amène une réduction minimale de la section de la conduite et une amélioration significative du coefficient C de Hazen-Williams est constaté par rapport à la conduite avant revêtement. Des valeurs de 140 à 150 pour C sont courantes.

Les inconvénients du revêtement au bitume est qu'il peut subsister des zones non revêtues et que cette méthode est très sensible à la préparation de la surface. Elle a aussi une vie relativement courte, disons 10 ans. Mais elle peut être répétée.

Cette méthode ne peut pas être recommandée comme technique de rénovation à long terme, en raison des grandes variations observées dans la durée du revêtement, mais son faible prix et sa possibilité de permettre le rétablissement du service le jour même en fait un expédient utile à court terme.

(ii) Revêtement au ciment

Le revêtement au mortier de ciment pour la rénovation des conduites d'eau est utilisé en Grande Bretagne depuis 1934. La technique originale faisait appel à un bouchon de mortier de ciment devant une machine tirée. On comprimait ainsi contre la paroi de la conduite une couche de ciment. L'inconvénient principal de ce procédé est la production d'un radier plat qui réduit excessivement la section de la conduite et il a été remplacé par la méthode d'application centrifuge. Cette méthode est maintenant éprouvée et elle est largement utilisée pour la rénovation à long terme des conduites qui souffrent de tuberculose et d'eau rouge.

Elle peut normalement être utilisée pour rénover des conduites entre 75 et 3 600 mm de diamètre et l'on a même revêtu avec succès des conduites plus grosses. Comme pour le revêtement au bitume, la conduite doit être convenablement nettoyée et détartrée avant

revêtement. La longueur qui peut être traitée en une seule opération varie suivant le diamètre. Pour des diamètres de 75 à 150 mm, on peut atteindre des longueurs de 85 à 150 m, la plus grande longueur étant obtenue pour le plus grand diamètre, 150 mm. Pour les conduites de 200 à 450 mm, on peut traiter jusqu'à 165 m entre les points d'accès, et pour les diamètres de 450 à 600 mm jusqu'à 180 m en une seule passe. Pour les conduites de très grand diamètre, comme celles qui sont utilisées pour les aqueducs, on peut traiter des longueurs de 550 m.

L'épaisseur du revêtement varie suivant le diamètre. En Grande Bretagne on applique 5mm+2mm pour les conduites entre 75 et 150 mm. Pour les diamètres 200 à 475, un revêtement de 5 à 6 mm avec une tolérance de -2 à +3 mm est désirable et pour 475 à 600 mm, l'épaisseur du revêtement doit être de 9 à 10 mm, également avec une tolérance de -2 à +3 mm. Au dessus du diamètre 600, on applique couramment 9 à 10 mm avec des tolérances de -5 à +3 mm.

On peut produire deux types de finissage. Un revêtement centrifugé sur la paroi et laissé tel quel sans lissage donne un aspect en peau d'orange.

C'est l'usage normal pour les diamètres compris entre 75 et 150 mm; elle donne typiquement un coefficient de Hazen-Williams de 100 à 120. Elle évite la nécessité de chercher et d'enlever les branchements des consommateurs qui autrement tendent à se bloquer pendant le lissage. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, on pratique le lissage mécanique du revêtement, ce qui donne des valeurs de C allant de 130 à 145.

Normalement le mortier de ciment est préparé à l'air libre. Pour les petites conduites, il est refoulé par une pompe à vis dans une conduite souple qui alimente une tête centrifuge à grande vitesse. Pour les plus grandes tailles, on utilise un convoyeur qui se déverse dans une trémie faisant partie de la machine de revêtement, d'où le mortier est transmis par une pompe à vis à la tête centrifuge.

Les méthodes de lissage mécanique peuvent être divisées en deux suivant la taille de la conduite. Au dessous de 600 mm, la surface est lissée par une truelle conique tirée, alors que pour les conduites plus grandes le lissage est réalisé par une machine commandée par un ouvrier à l'intérieur de la conduite, à l'aide de truelles en rotation lente soigneusement ajustées par des ressorts.

L'ensemble de l'équipement utilisé pour les petits diamètres peut être monté sur une remorque très compacte qui rend ce procédé particulièrement adapté pour les zones urbaines.

En général le coût au mètre de ce procédé est très inférieur à celui d'un renouvellement et l'expérience a montré que les fissures qui peuvent se produire dans le revêtement tendent à se refermer par un procédé appelé cicatrisation autogène. On observe une augmentation significative de la valeur de C. Des valeurs de 130 à 140 sont typiques et l'on connaît des revêtements qui ont duré plus de 40 ans.

La remise en eau peut généralement être réalisée dans les 48 heures mais, avec les conduites de faible diamètre, il y a un problème à court terme de dissolution de la chaux libre qui peut relever le pH à plus de 10. Dans certaines eaux, cela peut aussi amener une précipitation de sulfate d'alumine. Un programme de chasses matinales est indispensable.

(d) Rénovation structurelle

Bien qu'un certain nombre de techniques nouvelles pour la rénovation structurelle des conduites structurellement défectueuses en soient au stade des essais, il semble qu'il n'y en ait qu'une pour les conduites d'eau qui ait été essayée en service pendant assez longtemps. Nous la décrirons avec plus de détails que pour les autres

méthodes parce qu'il n'y a pas de publications disponibles sur l'application de ce procédé aux conduites d'eau.

Insertion d'un tuyau thermo-plastique (chemisage glissant)

(i) Données de base

L'insertion de tuyaux en polyéthylène haute densité (HDPE) a été pratiquée avec succès sur le continent Européen et aux Etats Unis pour la remise en état d'égouts pluviaux et domestiques. Plus récemment, elle a été appliquée à des conduites de gaz⁷. Lorsqu'une importante conduite d'eau de 600 mm à Londres a eu besoin d'être rénovée, l'Eau de la Tamise décida d'étendre cette méthode aux conditions requises pour l'alimentation en eau sous pression. La conduite primitive, en fonte, avait été posée à la fin du XIX^e siècle et certaines parties avaient été refaites à la suite de bombardements, de la reconstruction d'un pont et de diverses ruptures. La modification des zones de pression dans la région qui augmentera la pression faisait souhaiter d'assurer que le reste de la conduite était en bonne condition, mais l'inspection montra qu'elle était très corrodée et graphiteuse. Le HDPE avait été utilisé pour faire des conduites indépendante, mais pas pour chemiser des conduites d'eau. La conduite était enfin posée dans une voie supportant un trafic important et difficile de gros véhicules et moins les travaux apporteraient d'interruption, mieux cela vaudrait pour tous.

(ii) Economie du chemisage glissant

Il avait été envisagé à l'origine d'abandonner la vieille conduite en fonte et de poser quelques 900m de tuyaux de fonte ductile pour achever la rénovation de la conduite. Le coût estimé de ce travail, comprenant la fourniture des tuyaux, leur pose suivant un contrat périodique existant et la remise en état de la chaussée lourde, était de £120 000.

En alternative, un concours a été lancé pour la fourniture et la mise en place de tuyaux en HDPE. En ajoutant à l'offre acceptée le coût très réduit de la remise en état, l'estimation des travaux s'est trouvée réduite à £74 000. Il y a également des économies indirectes qui doivent être ajoutées à cette réduction, par exemple les retards évités aux utilisateurs de véhicules. Ces coûts, même s'ils ne concernent pas directement le service d'eau, sont cependant réels.

(iii) Soudure et mise en place

Il fut décidé de réaliser le travail en trois sections de 300 m. Les tuyaux en HDPE avaient un diamètre externe de 560 mm, une épaisseur de paroi de 31,7 mm et étaient fournis en longueurs de 12 m. Ces tuyaux ont été assemblés par soudure bout à bout soit dans un chantier près du site, soit si nécessaire sur le site même. Après parage des extrémités des tuyaux, on les appliquait contre une plaque d'acier préchauffée au gaz ou à l'électricité contre laquelle ils étaient maintenus sous pression pendant environ 12 mn. La plaque était alors enlevée et les extrémités appliquées l'une contre l'autre par des vérins hydrauliques pendant 4 mn, puis laissés à refroidir encore 30 mn. La vieille conduite était nettoyée entre les chambres d'insertion et de réception en y faisant passer par traction une courte longueur du tuyau de plastique moulé en pointe vers l'avant. Le tube de HDPE était alors tiré à l'intérieur de la vieille conduite par un câble. Les branchements latéraux ont été réalisés là où nécessaire par des pièces en plastique soudées sur place dans la conduite.

(iv) Essais

La première section fut testée en deux longueurs de 150 m chacune dont les extrémités étaient obturées par

des adaptateurs de bride Viking Johnson et des brides pleines. Des difficultés furent rencontrées pour entretenir les extrémités afin de supporter la pression des essais et empêcher les adaptateurs de sauter. La méthode normale utilisée pour les conduites en fonte ne pouvait pas servir car il y avait une expansion considérable de la section du tube en HDPE qui se raccourcissait en conséquence. On a essayé sans succès des vérins hydrauliques. On a fini par souder par fusion les brides sur le tube en HDPE qui fut scellé indépendamment de tout support extérieur.

La section fut mise sous pression de 9 bars. Après quelques minutes, la pression tomba à un peu plus de 8 bars et il fallut rajouter de l'eau de compensation à intervalles pour maintenir la pression d'essai. Quand la situation se fut stabilisée, l'essai fut poursuivi pendant 24 heures.

(v) Problèmes

Un essai semblable fut appliqué à seconde longueur de 150 m, mais le tube se fendit sur 35 m de longueur. La fente partait d'un joint en bout qui avait cédé, s'étendait tout droit sur une génératrice pendant 10 m, puis devenait sinuée. L'essai le remplacement de cette partie endommagée échoua à un té soudé au gaz. Un quatrième essai échoua de la même façon et la conception des tés fut modifiée pour inclure une selle de renforcement.

Trois autres essais de la conduite amenèrent des ruptures au voisinage de soudures en bout.

(vi) Solutions

Les résultats des essais et les recherches exécutées par le Service, le fabricant et certains organismes indépendants indiquèrent que les méthodes de soudure utilisées rendaient le matériau fragile.

Les tubes endommagés furent enlevés et le travail repris avec une technique modifiée. La vieille conduite fut scarifiée à l'aide d'une gueuse munie d'une bague de caoutchouc pour prévenir les arrachements sur les tubes. La plaque chauffante fut chauffée sur un brûleur à gaz circulaire en utilisant une chaux thermosensible pour indiquer quand la température convenable était atteinte. Le temps de chauffage fut réduit à 4 ou 5 mn à une pression de 1 kg/cm².

La pression de soudure était de 2,2 kg/cm² et appliquée pendant 15 à 20 mn.

La chambre d'entrée fut allongée pour réduire l'angle suivant lequel le tube était plié avant l'insertion. Au lieu des raccords de branchements soudés, on utilisa des tés en acier. Les essais ultérieurs furent réussis.

(vii) Conclusions

Il apparaît que si l'on prend des précautions pour la technique de soudure des tuyaux en HDPE, la méthode est utilisable. Une chambre a été construite autour de la conduite expérimentale pour surveiller son comportement mais les quatorze mois de service pour lesquels des mesures du diamètre extérieur sont disponibles sont trop courts pour que l'évolution apparaisse.

Pour apprécier la méthode, il faut tenir compte de la restriction du diamètre intérieur.

Dans une conduite de 600 mm de diamètre interne, prévue pour transporter 22 500 m³/j et qui a, neuve, un C de Hazen-Williams de 120, la perte de charge sera de 1,3 m par km. Avec le temps, on peut prévoir que C tombera à 100 et que la perte de charge montera à 1,9 m par km. S'il y a des incrustations importantes, C peut tomber à 90 et la perte de charge monter à 2,8 m par km.

Si l'on fait passer le même débit de 22 500 m³/j dans une conduite en HDPE de 560 mm de diamètre externe et 496 mm de diamètre interne ayant un coefficient C de 150, la perte de charge sera de 2,4 m par km. Il est raisonnable de prévoir que la capacité de transport

demeurera inchangée pendant toute la vie de la conduite.

(e) Nouvelles idées prometteuses

En dehors de la méthode de rénovation structurale mentionnée ci-dessus et qui est en cours de perfectionnement et de mise au point grâce à l'expérience acquise, d'autres méthodes sont actuellement en cours de mise au point, et en particulier:

(i) Le procédé insituform

Ce procédé est apparu au début des années 70 et il est généralement utilisé pour la rénovation des égouts et des conduites de gaz à moyenne pression. Il consiste à insérer un fourreau flexible imprégné de résine qui, lorsqu'on le gonfle, vient prendre la forme de la conduite à rénover. En durcissant, il forme un revêtement étanche.

On peut traiter par ce procédé des conduites ayant de 100 à 1 200 mm de diamètre et jusqu'à 140 m en une seule fois. Ce procédé est dépendant du diamètre car le poids maximal du fourreau que l'on peut manipuler est actuellement de 5 tonnes.

Le fourreau est formé de feutre de térylène cousu, encapsulé dans un sac en polyuréthane et imprégné sous vide en usine de résine polyester. Cette résine polyester est préparée de façon à durcir en dix jours à la température ambiante. Le fourreau est amené sur place en camion réfrigéré.

Si l'on ne dispose pas d'un trou d'homme convenable, on fait une excavation et l'on nettoie la conduite par chasse ou grattage. On place à l'entrée de la conduite à traiter un tube directeur à travers lequel un convoyeur fait passer le fourreau, dont la tête est agrafée à l'extérieur du tube directeur. On pompe alors de l'eau dans le sac de polyuréthane replié en arrière. Cette manœuvre oblige le fourreau à pénétrer dans la conduite en se retournant pour s'appliquer contre la paroi. Pendant l'insertion, un tuyau souple est fixé à l'extrémité du sac en polyuréthane. Quand elle est terminée, on fait passer par ce tuyau souple de l'eau à 65° C pour accélérer le durcissement de la résine.

Ce fourreau serait structural par nature et l'on cite une conduite de 200 mm rénovée par un fourreau de 3 mm qui peut être exploitée à une pression de travail de 0,2 MPa (2,1 bar). Cela n'est peut-être pas suffisant pour l'emploi normal en distribution d'eau, mais des progrès à venir pourront résoudre ce problème. L'inconvénient de ce procédé est qu'il faut refaire les branchements. L'expérience très limitée que l'on a en distribution d'eau fait que les effets sur la qualité de l'eau n'ont pas été suffisamment étudiés. Pour l'instant il semble que le fourreau est susceptible de défauts de fabrication et d'installation, mais ces défauts sont progressivement éliminés au fur et à mesure de l'expérience acquise.

(ii) Revêtement de résine in situ (méthode du train ou de la boule)

Historiquement, le premier revêtement d'une conduite en résine époxy a été réalisé aux Etats Unis pour des conduites de pétrole ou de gaz. En 1953 ce procédé étendu à des conduites d'eau salée, puis il a été employé dans la pétrochimie et récemment on en a parlé pour l'industrie de l'eau.

Cette technique est dite du train ou de la boule car elle utilise des boules de caoutchouc pour transporter la résine le long de la conduite. Elle a été utilisée pour des diamètres de 75 à 1100 mm. On prétend possible de traiter 60 km en une seule passe, mais on réalise normalement des passes de 2 à 5 km.

L'équipement de base comprend un compresseur d'air et une unité de stockage des eaux usées, avec un dessiccateur d'air placé sur la conduite d'air comprimé

afin d'enlever l'humidité. Les chambres de chargement et de réception sont placées à la fin du train.

Le tartre et les débris de soudure sont enlevés par des grattoirs actionnés à l'air comprimé. Les débris qui en résultent sont enlevés par chasse à l'eau savonneuse.

La rouille est enlevée par une solution diluée d'acide chlorhydrique (HCl) introduite entre deux grosses sphères de caoutchouc. On fait passer ce train à plusieurs reprises le long de la conduite jusqu'à ce que toute la rouille superficielle ait été enlevée, ce que l'on voit à la couleur verte caractéristique. Le HCl épuisé va vers le stockage des eaux usées et les résidus sont éliminés par des bouchons de pastique mousse.

Ensuite on passe dans la conduite une solution de phosphate de la même façon que pour l'acide, d'abord pour enlever le HCl restant, ensuite pour apprêter la surface.

Il faut sécher la surface avant application de la résine, ce qui est fait pour commencer avec un train d'acétone. Le séchage final est facilité par un train de méthyl éthyl kétone. Il est intéressant de noter que la préparation de la surface pour une conduite de 2 km et de 600 mm observée par le Water Research Center a pris 48h.

Le revêtement de résine est réalisé en trois couches séparées en vue de minimiser les possibilités de trous d'épingle. Il faut laisser passer un à trois jours entre l'application de chaque couche pour permettre au solvant de la résine de s'évaporer, autrement il se forme des écailles entre les couches. Un volume déterminé de résine activée (temps de prise 8 heures) est introduit dans la conduite à l'avant d'une sphère de caoutchouc unique. De l'air comprimé introduit derrière la sphère fait avancer l'ensemble. Un film mince de résine se trouve pressé contre la paroi. A la fin de l'opération on collecte l'excès de résine et si son volume dépasse une certaine valeur, l'épaisseur du revêtement est classée insuffisante et l'opération recommencée. Ce processus est répété jusqu'à ce qu'une couche suffisante de résine revête la paroi.

Les avantages évidents sont qu'il y a une réduction minimale du diamètre interne de la conduite et que de grandes longueurs peuvent être traitées en une seule passe. Les inconvénients sont: tous les branchements peuvent se trouver bloqués et la longue durée des opérations rend un bypassage essentiel. Les prises d'eau proéminentes et l'excentricité de la conduite posent des problèmes pour maintenir une couche satisfaisante. Le revêtement tend à glisser si le sol subit des vibrations avant la prise; ce problème peut être sérieux en zone urbaine. Toutes les résines utilisées dans ce procédé ne conviennent pas pour l'eau potable.

En résumé, ce procédé semble intéressant pour la rénovation des conduites dans les régions rurales où l'on peut réaliser de longues passes, bien que le résultat ne puisse être garanti à cent pour cent.

(iii) Revêtement par membrane

Ce procédé a été étudié à l'origine pour sceller les fuites dans les conduites de gaz en fonte jusqu'à 450 mm de diamètre résultant du dessèchement des joints lors du passage du gaz de ville au gaz naturel. Une membrane de nylon, revêtue extérieurement d'une résine époxy modifiée, est tirée à l'intérieur de la conduite nettoyée puis appliquée contre la paroi par pression d'air différentielle.

En 1977, aucune conduite de gaz en service n'a encore été traitée par cette technique, bien que des démonstrations aient été réalisées sur un certain nombre de conduites abandonnées. On prétend que des longueurs de 250 m peuvent être traitées en une seule passe, mais les démonstrations se sont jusqu'ici limitées à 200 m.

L'opération est précédée d'un nettoyage et d'un

séchage de la conduite suivis par la mise en place d'une première membrane en nylon qui est une sous-couche sacrifiée pour empêcher que la membrane principale soit endommagée pendant l'introduction. Avant cette introduction, la surface supérieure de la membrane est enduite d'une résine époxy modifiée. Après mise en place, les extrémités sont coupées et scellées à la conduite par une bande de caoutchouc nitrile.

On ferme alors les extrémités de la conduite et on y fait un vide partiel de 2/3 atmosphère. Puis on gonfle la membrane et la différence de pression d'air fait s'écouler la résine sur la paroi de la conduite ce qui amène le collage de la membrane.

Il y a peu de réduction du diamètre interne de la conduite, l'épaisseur du revêtement étant d'un millimètre, mais la membrane en place a une apparence gaufrée, ce qui pourrait réduire le coefficient C. Mais il est probable que de futurs progrès pourraient remédier à cet inconvénient. On n'a pas encore étudié les méthodes de remise en place des branchements, et la durabilité du revêtement et ses effets sur la qualité et la potabilité de l'eau sont inconnus. La mise au point de ce procédé se poursuit.

(iv) Revêtement par résine in situ (méthode de pulvérisation)

Depuis 1976 on dispose d'un équipement pour le revêtement par pulvérisation de conduites entre 100 et 1800 mm; deux types de machines sont produits. La première est un pulvérisateur sans air monté à l'avant d'un chariot à quatre roues à entraînement pneumatique. Pour les diamètres inférieurs à 1 000 mm on utilise une tête de pulvérisation fixe, pour les plus grands diamètres la tête est rotative. La seconde machine est formée d'un moteur à air cylindrique qui entraîne une filière centrifuge. Ces deux machines sont alimentées par des pompes de pulvérisation sans air placées hors de la conduite.

La machine à quatre roues semble avoir surmonté les problèmes d'application irrégulière du revêtement dus au recul manuel de l'unité de pulvérisation en incorporant un mécanisme d'entraînement pneumatique. Le contrôle du recul de la seconde machine est en cours de mise au point.

On peut appliquer de revêtements de 0,2 à 1,0 mm d'épaisseur. Des essais ont été faits en usine sur de courtes longueurs de conduite, mais on ne connaît pas encore de réalisations sur place. Il est essentiel de décaper soigneusement la conduite au sable, puis d'appliquer une couche de primer. On applique deux couches de résine sur la surface préparée, à deux heures d'intervalle.

Le procédé en est au début de mise au point et convient actuellement au revêtement en usine de tuyaux. Il devra être perfectionné avant que l'on puisse envisager la rénovation sur place de conduites d'eau.

(v) Revêtement au ciment renforcé de fibre

La collaboration d'une société britannique et de l'Établissement de recherche du bâtiment a vu l'apparition d'une nouvelle fibre de verre résistante à l'attaque par le ciment Portland. Cette fibre est dénommée Cem FIL 'AR' et elle a permis la réalisation réussie de tuyaux d'égout à paroi mince⁸ sans armature d'acier.

L'adaptation de ce procédé pour la rénovation structurelle des conduites d'eau est étudiée par le Water Research Center et le fabricant; ce pourrait être un progrès significatif dans les techniques de revêtement au mortier en combinant la protection à long terme avec la résistance structurelle.

(vi) Insertion d'un tube replié

Une idée en cours d'étude est de plier longitudinalement un tube de plastique pour lui donner un profil

en C tenu en forme par de légers liens de nylon. Quand on coupe ces liens, le tube reprend sa forme initiale. On tire le tube replié dans la vieille conduite, on coupe les liens et le tube s'applique étroitement à l'intérieur de la conduite. Cette méthode est intéressante pour les petits diamètres car la réduction de section est inférieure à celle du chemisage glissant en HDPE qui exige un espace annulaire pour permettre le tirage.

(vii) Branchements

La plus grande partie de ce rapport est consacrée au problème des conduites, mais il y a aussi celui des millions de branchements domestiques qui ont une longueur totale du même ordre de grandeur que les conduites elles-mêmes. Un grand nombre sont faits en plomb et certains essais ont été faits par l'Eau de la Tamise pour faire passer des tubes en nylon dans des vieilles conduites en plomb après les avoir expansés pour éviter de réduire le diamètre.

(viii) Nettoyage

Dans le domaine du nettoyage, le travail fait à Birmingham⁶ sur le soufflage au CO₂ et les jets à haute pression semble très prometteur; il se peut aussi que les techniques de nettoyage ultrasonique déjà utilisées dans d'autres industries puisse trouver application pour les conduites.

Expérience internationale

Nous avons interrogé vingt pays pour connaître leur expérience en matière de rénovation des conduites et nous avons reçu dix réponses, dont les plus détaillées viennent d'Allemagne et d'Amérique.

L'expérience allemande peut être subdivisée en rapports de quatre villes. Le Service des eaux de Berlin⁹ a donné les résultats de sa première expérience de revêtement sur place au mortier en 1973. Une couche de 10 mm d'épaisseur de mortier a été appliquée sur 3 030 m de conduites de 800 et de 1 000 mm. Il en est résulté une augmentation de débit de 60% pour un investissement de seulement 15% du coût de pose d'une nouvelle conduite. Un examen récent a montré qu'il n'y a ni fissures, ni autre défaut dans le revêtement.

La Société des travaux de la Ville de Dortmund a envoyé deux intéressants rapports⁽¹⁰⁻¹¹⁾. Elle a une grande expérience du revêtement au mortier qu'elle emploie depuis 1958. Depuis lors, environ 150 km de conduites ont été traitées sur place (80 à 1 200 mm de diamètre) en plus de plus de 300 km de conduites neuves revêtues de ciment (100 à 1 000 mm de diamètre).

Elle fait cependant ressortir que nettoyer les conduites sans les revêtir est perte d'argent car la réincrustation survient en 5 à 10 ans au maximum suivant la composition de l'eau. Les coûts mentionnés de revêtement sont de l'ordre de 40% de ceux d'une nouvelle conduite. Les Services techniques de la Ville de Stuttgart ont envoyé un intéressant rapport¹² qui donne pour le coût du nettoyage et du revêtement au ciment 20 à 25% de prix d'une nouvelle conduite et qui insiste également sur le fait qu'un nettoyage sans revêtement n'est plus à conseiller. Le choix attentif des conduites dans un réseau maillé après des études de débit/pression est nécessaire pour tirer le meilleur profit de ce travail.

Il est également signalé un progrès récent, l'emploi d'un additif spécial qui permet de réaliser des couches de mortier de 1,5 à 2 mm seulement tout en conservant la bonne protection contre la corrosion due à la réaction alcaline.

Le Service des travaux de Francfort/Main a envoyé des détails¹³ sur le succès obtenu pour le revêtement de 6 km de conduites de 80 à 200 mm de diamètre par procédé centrifuge ainsi que 4,5 km de conduites plus grosses. En particulier, il donne en détail la procédure

de contrôle de qualité pour vérifier l'épaisseur du mortier à distance grâce à une jauge "Lancier" ou, pour les conduits visitables, par jauge "microtest" ou "Leptoscope".

D'une façon assez surprenante, la Compagnie intercommunale Bruxelloise des eaux signale¹⁴ cite de très nombreux cas de ramonage intérieur de conduites, ignorant le coût additionnel du revêtement pour empêcher le retour des tuberculoses. Mais des revêtements de ciment ont été réalisés à Gand dans une conduite de 400 mm de diamètre.

Un certain nombre de rapports intéressants^{4, 15 à 20} ont été envoyés d'Amérique. Ils décrivent des travaux de revêtement au mortier réalisés sur des conduites depuis 6 m (20 pieds) jusqu'à 100 mm (4 in). Le revêtement au mortier est pratiqué depuis 1939 et les dépenses pour ce travail ne sont pas considérées comme entretien ou réparation, mais comme investissement de capitaux. Les épaisseurs varient de 6 mm (1/4 in) jusqu'à 40 mm (1 1/2 in) et en certains cas on remplace 10 à 25% en poids du ciment Portland utilisé par de la pouzzolane ou du ciment naturel. Les coûts signalés varient de 19 à 165% du coût de pose d'une conduite neuve et la capacité de transport de conduites très tuberculées a été augmentée entre 72 et 123%. L'exemple de coût très élevé ne tient pas compte du coût des interruptions de trafic: c'était la raison majeure pour laquelle on a choisi dans ce cas une rénovation plutôt qu'un renouvellement.

D'Afrique du Sud, le Service des eaux du Rand²¹ a envoyé un rapport sur la rénovation par sablage et nouveau bitumage de conduites ayant jusqu'à 800 mm de diamètre protégées extérieurement et intérieurement de bitume, ainsi que sur une méthode qu'il a mise au point pour consolider les joints à emboîtement sans déranger le bourrage de plomb.

De Finlande, l'Association des villes Finlandaises²² a signalé son expérience dans le nettoyage par bras spiral de conduites de 100 à 300 mm dans cinq villes. Le résultat est bon pour les conduites en fonte, mais de nombreuses fuites se sont formées sur des tuyaux Mannesman (acier). Il n'est pas appliqué de revêtement après nettoyage, ce qui peut rendre compte des fuites. Environ 80% des conduites récemment posées sont en plastique et ce matériau représente actuellement plus de la moitié des 28 000 km de conduites existant en Finlande.

En Grande Bretagne, l'Administration des eaux de Severn-Trent²³ a rendu compte de son expérience avec les revêtements au bitume et au ciment. Le ciment, bien que de moitié aux trois-quarts plus onéreux, a une bien plus grande durée, probablement quatre fois plus. Elle a trouvé que la rénovation est beaucoup plus intéressante dans les villes où la réfection des chaussées peut représenter une proportion importante du coût total. A l'inverse, si dans un petit service rural, une conduite et quelques branchements peuvent être placés dans une berme en herbe, il est plus intéressant de la remplacer par une conduite plus grosse plutôt que de reconditionner. Ayant des eaux assez agressives, elle pratique le contrôle de l'indice de saturation et elle a eu certains succès avec le silicate de soude qui est particulièrement efficace pour empêcher "l'eau rouge" et les plaintes des consommateurs pour eau colorée après le nettoyage des conduites tuberculées.

La nécessité des recherches

Nous étant rendus compte que notre plus important investissement immobilisé dans l'industrie de l'eau sont les conduites souterraines, il nous appartient de ne pas les oublier parce qu'elles sont hors de vue. Nous devons favoriser la mise au point de techniques de rénovation et de protection contre la corrosion et garder à l'esprit la

très longue durée d'une conduite d'eau quand nous spécifions le type de matériau à utiliser et sa taille. Nous devons encourager l'essai à grande échelle des techniques nouvelles prometteuses et ne pas nous limiter à la recherche de solutions classiques à nos problèmes.

Où allons nous?

Le grand public tend à croire que l'eau potable est à peu près la même d'un endroit à l'autre, mais les spécialistes de l'eau savent qu'il n'en est pas ainsi. Le mélange de deux qualités d'eaux brutes peut donner des résultats imprévisibles et, compte tenu de l'important capital investi dans les conduites et de coût de la corrosion et de la tuberculose, il faut se demander s'il ne faudrait pas apporter une plus grande attention à l'équilibre chimique de l'eau aux stations de traitement pour protéger cet investissement. Il est évident que dans les régions calcaires les conduites d'eau ne souffrent pas comme celles des régions où l'eau est douce. Il nous faut nous demander si nous pouvons continuer à négliger cet aspect de l'alimentation en eau.

Il nous faut également découvrir et noter ce dont nous sommes responsables en matière de conduites, quel âge ont elles, quelle est leur condition, à quelle allure se détériorent-elles? En bref, nous devons apporter intérêt et soins à cet important capital.

Résumé

Dans ce rapport, j'ai essayé de faire ressortir la situation des conduites d'eau souterraines et de quantifier le problème auquel la Grande Bretagne doit faire face, ayant hérité d'un important réseau vieillissant de ces conduites.

Les possibilités de défaillance et les coûts sont très significatifs et nous devons trouver des moyens économiques et efficaces de prolonger la vie active de ces conduites en utilisant notre plus grande richesse: le trou dans le sol.

J'ai décrit avec quelques détails l'un des moyens de revaloriser une conduite en mauvais état en y insérant un tube en polyéthylène et j'ai cité certaines autres méthodes couramment utilisées, ainsi que diverses idées à l'étude.

J'ai indiqué qu'environ 80% de nos investissements sont formés par nos conduites d'adduction et de distribution, et c'est sur elles que nous devons concentrer nos efforts.

Il est possible que nous devons tourner nos pensées vers le traitement des eaux qui ont sur nos conduites des effets indésirables. L'argent et les efforts dépensés dans cette voie peuvent faire économiser beaucoup sur le coût d'ensemble de la distribution.

Remerciements

Je dois exprimer mes remerciements à mon administration, l'Eau de la Tamise, pour son aide dans la préparation de ce rapport. Néanmoins les options exprimées sont les miennes.

J'ai été beaucoup aidé pour la préparation de ce rapport, au plan national comme par mes amis et collègues de l'étranger. Je dois en particulier mentionner l'aide apportée par M. Henry Needleman pour la description de la méthode d'insertion d'une chemise en HDPE et par M. Graham Cox qui a réalisé une grande partie du travail de préparation de ce rapport. En outre l'étude de Parkinson et Giles⁵ du Water Research Center a été une intéressante source d'information sur les nouvelles techniques.

Bibliographie

1. Cox, G. C., The Sewers of the Thames Water Authority, Underground Services, pp 15-19, 1.4.76.
2. DoE and NWC, Sewers and Water Mains — A National Assessment. Standing Technical Committee Report No. 4. National Water Council, 34pp. June 1977.
3. Black, P., Water Supply and Sewerage Services — Present and Future. Royal Society of Arts Seminar on Utility Services Underground, London, February 1978.
4. Bender, K. E., Cement Mortar Lining of Water Pipelines in Place. XIII Congress - AIDIS. Paraguay 1972.
5. Parkinson, R. W. and Giles, R. G., A Survey of Renovation Techniques for Water Mains (TR38). Water Research Centre, England, February 1977.
6. Baughan, W. H., Jet Cleansing of Water Mains. Association of Water Officers. England. April 1976.
7. Greig, J. M., The Use of Large Diameter Polyethylene Pipelines by British Gas. Proc. Inst. Gas. March 1976.
8. Technical Brochure and Data Sheet 1. Slimline Pipes. ARC Concrete Ltd., Quarry Road, Chipping Sodbury, England, BS17 6BJ.
9. Private communication, Berlin Wasserwerke. 20 September 1977.
10. Holtschulte, H., Praktische Erfahrungen mit der Zementmörtelauskleidung in Wasserrohrleitungen (Dortmund). Colloquium Verlag Berlin. 1973.
11. Holtschulte, H., Zementmörtelauskleidung von erdverlegten Wasserrohrleitungen kleinerer Nennweiten. Neue Deliwa-Zeitschrift, Heft 10/72, pp 449-454.
12. Kottman, A., Ein wirtschaftlicher Weg zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit von Wasserverteilungsnetzen. GWF-Wasser/Abwasser. 118. H.1. pp 3-5, 1977.
13. Private communication. Stadwerke Frankfurt am Main. 27 October 1977.
14. Private communication. Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux. 4 October 1977.
15. City Renovates Water Lines (Long Beach, USA) Anon. Water and Wastes Engineering. December 1971.
16. Wolfe, J. E., Cement Mortar Lining of 20 ft. diameter Steel Pipe (California, USA). Proc. Amer. Soc. of Civil Engineers. November 1972.
17. Weir, P., Making Old Mains 'New' (Atlanta, USA). Water Works Engineering, June 1959.
18. Wolfe, J. E., Cement Mortar Lining of Large Diameter Water Pipelines. Proc. Amer. Soc. of Civil Engineers. October 1968.
19. J. V. Radziul and R. E. Jackson, Cleaning and Lining of Small Pipe at Philadelphia. J. Amer. Wat. Works Assn. 57.12. December 1963.
20. Fitzgerald, R. W., Cleaning and Relining Small Mains (Norfolk, USA). J. Amer. Wat. Works Assn. 49.8. August 1957.
21. Private communication, Rand Water Board. 26 September 1977.
22. Private communication, Der Finnische Städteverband. 12 January 1978.
23. Private communication, Severn Trent Water Authority (A. Newton), 25 November 1977.

Special Subject 10

Economies in waterworks operation

by Aage Johnsen

Nielsen & Rauschenberger, Consulting Engineers, Virum, Denmark

1978
 Copenhagen: Heltzberg Centre
 for Community Water Services

Economy starts at the planning stage

In recent years where most countries face economic crises, cut backs, stops and goes, the water industries have to concentrate more and more on the financial and economic aspects of "supplying safe water in sufficient quantities" to the ever increasing number of consumers. Economization is becoming a more and more popular topic within utility management circles and water boards.

The costs influencing water prices in general can be divided into two groups viz. operation and maintenance expenses, and capital costs¹, with the ratio between them varying widely even within the same country. However, in most cases the capital costs overrun the operation and maintenance expenses.

For a groundwater based, regional water supply system (1,2 mill. m³ per year, 150 km of distribution network), recently constructed in Denmark the cost price per cubic-metre of sold water is 2,50 Danish kroner. The capital costs constitute more than 75% thereof. From study of the cost structure it is found that a 10% saving in energy costs would reduce the cost price by merely 3/4%, while a 5% reduction in construction costs and thereby in capital costs would lead to a 3% reduction.

From feasibility studies of water supply projects in developing countries (surface water, 30-60 mill. m³ per year) it has been seen that capital costs constitute more than 50% of the total costs in spite of loan conditions far more favourable than international market conditions.

On this background one may very well maintain that considerable savings in the long term can only be gained through careful planning and sound design beginning at the very early stages of a project. Construction programs should always be based on long-range master planning to ensure that all works fit into an overall system expansion plan.

In the following are given some examples of techniques and solutions to engineering problems with a special view on savings in production and distribution of drinking water, and thereby in water works operation.

A model for demand projections

Water consumption is influenced by a wide spectrum of factors, such as, water using habits, standards of living, climate, type of commercial and industrial activity, cost of water, completeness of meterage, system pressure, and system management.

Projection of the future water demand and its distribution within the supply area plays an important role for sizing of all system facilities and thereby for the project costs.

Provided availability of data, the first step of the projection work will be a thorough statistical analyses of the present water consumption classified by user categories viz. domestic, industrial, commercial, agricultural, recreational, and unaccounted-for uses.

For each category the determining parameter for

the actual consumption and the related unit consumption figure can be studied by means of regression analysis techniques. From a recent study² for Greater Copenhagen Region (1977—population 1,7 million) it has been found that for domestic consumption the number of housing units was a better determining parameter than the number of inhabitants usually applied. Other important parameters were: for industrial and commercial uses: number of employees, for agricultural use: number of cattle, for recreational use: number of summer houses.

Next step will be to study the expected development of parameters and unit consumption figures. Forecasts for development of the determining parameters have to be based mainly on existing projections for the related planning sectors to ensure compatibility in planning for water supply and other parts of the overall regional planning.

Evaluation of the trends for unit consumption figures can be based on detailed analysis of consumption data for such representative sub-areas where the most detailed and reliable data are found. Considerations should also be given to possible changes in development caused by e.g. public water saving campaigns and similar arrangements³.

From analyses of consumption data over the past 15 years for six municipalities (1977—population: 300 000) in the Copenhagen Region² it was found that although the domestic per capita-consumption has been increasing from 53 m³ per year in 1960 to 69 m³ in 1975 the consumption per housing unit has been more or less constant over the past 5 years apparently due to a falling number of occupants per housing unit.

Figure 1 shows the total domestic consumption of the municipalities as actually measured and, respectively, calculated based on the number of housing units and related unit consumption figures kept constant over the total period of time. It also indicates the result of analyses of unit consumption figures. The result indicates that the calculation formula also shown in Figure 1 is reasonably realistic and that for the total domestic consumption of the municipalities there is a trend towards a certain level of saturation.

From similar analyses for other user categories one will be able to prepare a realistic projection of the future demand. Further, it is recommended to develop a computer based demand model for yearwise calculation of the demand by user categories for each sub-area with special attention given to facilitate current revisions of the projections.

By establishing a currently updated and realistic demand model the safety margin in planning and design may be minimized to avoid waste of scarce economic resources.

Design criteria and standards

The Water Supply Planner should always aim at obtaining a reconciliation between the standards of water service and the people's needs, attitude, capacities and resources at each particular stage of development. The Design Engineer at the same time should be realistic

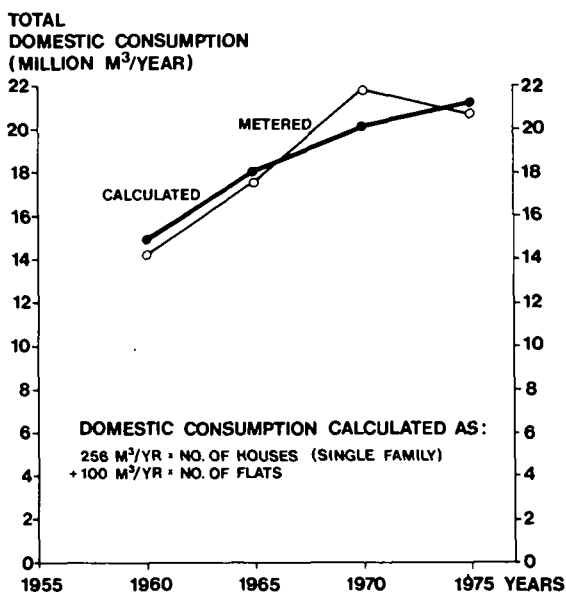
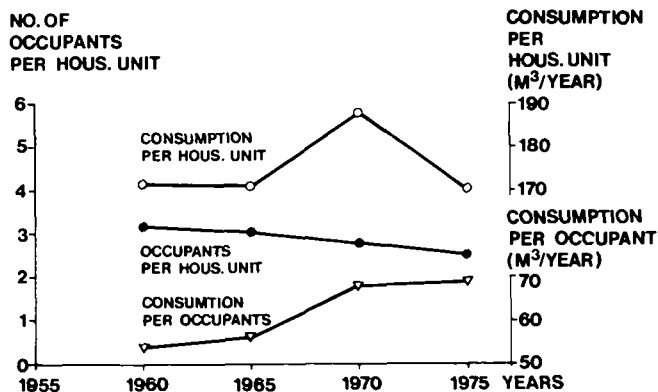


Figure 1. Analyses of Domestic Water Consumption for six municipalities (1977—population: 300 000), Greater Copenhagen Region

and cost-concerned in establishing design criteria; if schemes are under-designed, demand will not be satisfied, and if they are overdesigned, resources will be wasted. The objectives of the planners and designers should be to meet demand at all times at minimum cost.

Although there are differing opinions on the merit of design criteria, one should establish a set of criteria to be used as guidelines, if nothing more.

In addition to the Design Demand and Area previously dealt with one has to give considerations to i.e. Design Periods and Design Flows.

Design periods

The Design Period can be defined as the number of years for which the system and its component structures and equipment are to be adequate; it is not directly related to the period(s) of demand projections.

Generally speaking, the following factors should be born in mind, when stipulating Design Periods⁴:

- Useful life of structures and equipment, taking into account obsolescence and normal wear and tear.
- Problems of extending works and facilities considering i.e. their location.
- Growth rate and possible changes in the community, industrial, and commercial development.
- Performance of facilities and equipment in the early stages when the actual load is below capacity.
- Rate of interest on indebtedness.

Under certain circumstances the optimal design period may be calculated by comparison of the present

cost of scheme augmentation in one step and in two steps, respectively.

For schemes with a long lifetime compared to normal design periods the relationship between requirements for capital investment (C) and scheme capacity (Q) may be expressed as $C = k \times Q^{0.6}$. Figure 2 indicates such a relationship, it will be seen that the optimal design period decreases with increasing rate of discount⁵. The calculations of the curve also show that longer periods of design will be favoured when economies of scale are significant, for instance in distribution networks.

In general, the choice of Design Period will not only depend on such calculations but also be influenced by certain practical considerations. Many agencies, boards, and governments will often be more liberal to increases in capital budgets than recurrent budgets, certain aid funds will only be available for capital investment; and in busy city areas with heavy traffic one would try to avoid frequent disturbances from pipe works. On the other hand a short design period involves a more frequent re-evaluation of basis for the planning and thereby greater flexibility.

Design flows

Water consumption changes with the seasons, the days of the week and the hours of the day. The seasonal variations to a great extent depend on climatic conditions and water using habits. Variations over the week generally reflect the decrease in commercial and industrial activities during weekends. Hour to hour fluctuations are related to the daily routines of the family, at home or on the job.

Variations in consumption must be known if distributing pipes, service reservoirs, pumping stations and other facilities are to be properly designed. In general the cautious engineer may tend to design for the worst possible conditions which will probably never be experienced in reality. This often means oversizing and waste of resources.

In many cases, however, data will be available or can be provided for detailed analyses of peak variations, which would lead to a better understanding of the problems and minimize the need for considerable safety-factors and eventually involve savings in construction costs.

Study of the hourly variations may be implemented relatively easily by installation of a number of self-

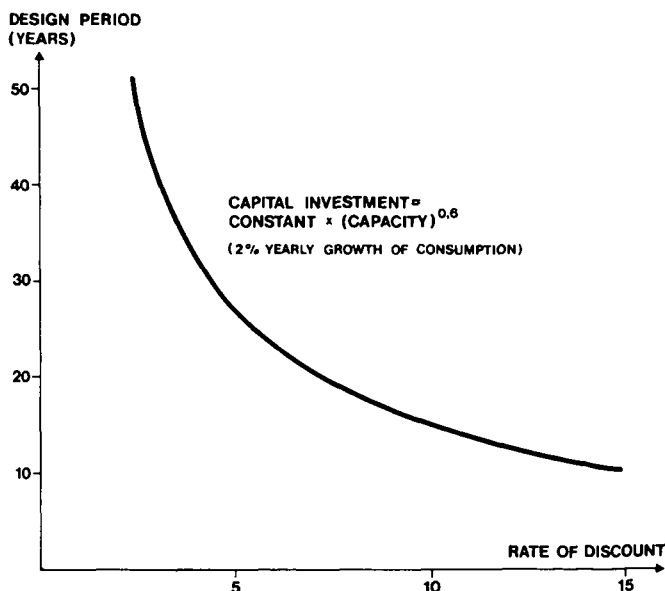


Figure 2. Relationship between Design Periods and Rate of Discount

recording metering devices at the individual consumers or at uniform groups of consumers. Based on processing and evaluation of collected data one may obtain a realistic basis for design within a reasonable period of time. In developing countries one may initiate from project to project 24-hours meter reading programs in selected representative areas. In areas with unsatisfactory supply condition 24-hours measurements of dry weather sewage flows may give indications of the hourly variations in water consumption reasonably well for establishment of reliable peak factors.

The seasonal variations of the daily domestic consumption is generally speaking related to climate, water using habits and degree of urbanization. For obvious reasons direct measurements and study of such variations normally will be considered too time consuming, but in many cases sufficient data i.e. from production records will be available.

In Denmark Peak Day Fluctuations have been

studied on several occasions in recent years⁶. The studies were based on records of the daily production for a period of more than two decades of 21 water supplies with production ranging from 500 000 to more than 62 000 000 m³ per year. It was found that the Peak Day Factor variations could be considered stochastic in nature and therefore amenable to statistical interpretation and probability analysis.

The analyses revealed that for each waterworks the Factor f_d varies in a stochastic way from year to year with the average value varying considerably from place to place. Figure 3 gives examples of variations in f_d for four Danish municipal water supplies. It will be seen that in each case the average f_d can be considered constant over the years. Trend tests also confirmed that each average for the 21 waterworks could be considered being constant without any increasing or decreasing trend.

On this background it may be considered to apply statistical methods including probability analysis⁷ as a

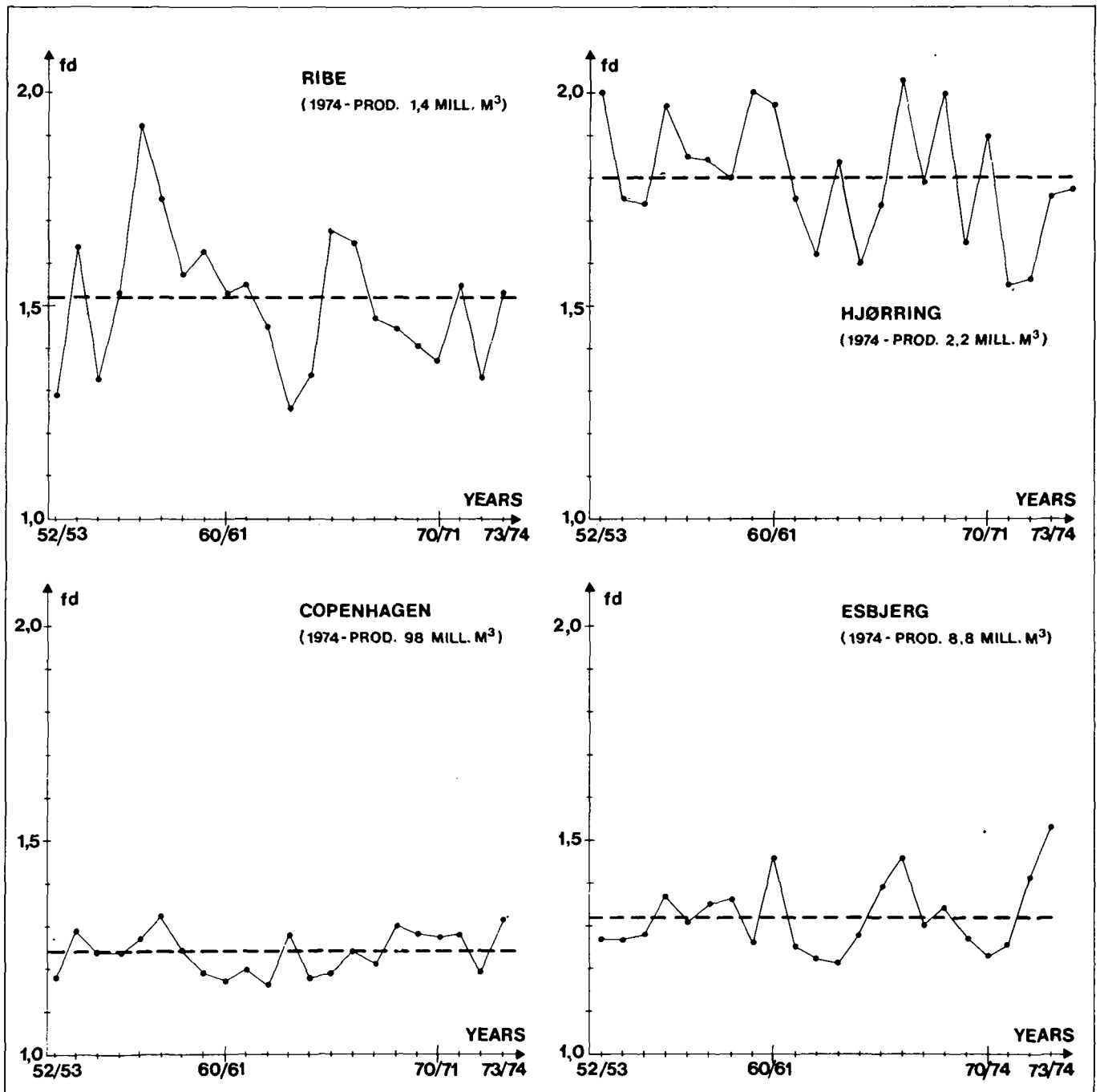


Figure 3. Peak Day Factor variations 1952-1974 for 4 Danish waterworks

basis for establishing criteria which would lead to a reasonable design without frequent overloads on one hand or wasteful over-design on the other hand. Figure 4 shows the probability plotting of the observed values of f_d given in Figure 3. From the graphs can be calculated the risk of overloading related to the choice of a certain design value for f_d .

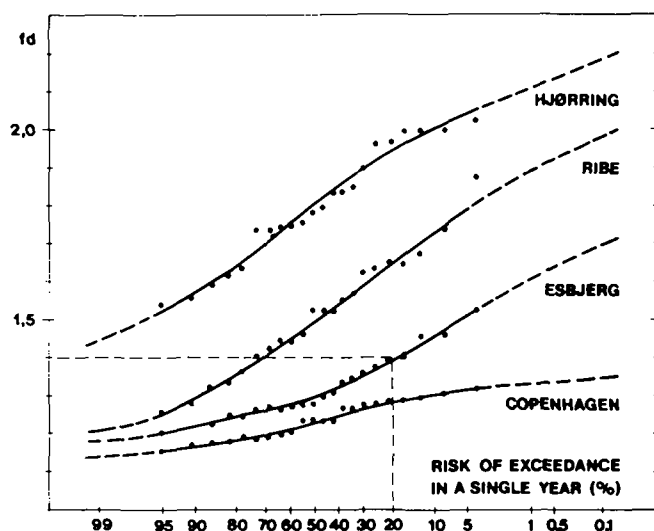


Figure 4. Probability Plotting of Peak Day Factors 1952-74 for 4 Danish waterworks

Savings in abstraction and treatment

In addition to the general possibilities of savings discussed previously careful and cost-concerned planning and design of each single facility may lead to reductions in construction costs, and operation and maintenance costs as well.

Groundwater

Generally speaking groundwater is preferable to surface water. In some cases groundwater is used untreated⁸, and when required purification usually can be based on aeration and filtration only. Many groundwater sources yield hygienic safe water. In Denmark 95% of all water supplies are based on groundwater which is supplied safely to the consumers without any means of disinfection.

Planning and design of well fields for optimal exploitation of groundwater resources must be based on extensive hydrogeological investigations. From the ongoing general and systematic water supply planning in Denmark⁹ the following procedures may be suggested.

Selection of potential well fields is based on a hydrogeological mapping package prepared mainly from data from more than 130 000 well records available with the Geological Survey of Denmark. The package in general may comprise four sets of maps:

- Basic Geological Data maps prepared by plotting of representative individual well records.
- Water Quality maps indicating the chemical composition of the groundwater from selected wells.
- Equipotential maps indicating general water table levels.
- Transmissivity maps giving the hydraulic conductivity calculated on the basis of known specific well capacities.

From the Transmissivity maps areas are selected with suitable hydraulic properties, and the chemical composition of the water in such areas can be found from the Water Quality maps. From the Basic Geological

maps can be studied the type of the aquifers and the related boundary conditions as well as the available drawdown. Extension and shape of the recharge area can be studied from the Equipotential maps.

For potential well fields selected from such studies additional information and data can be obtained from exploratory borings and pumping tests etc. On this basis sufficient inputs can be provided for establishing a computer based model of the groundwater reservoir¹⁰ which will be an important tool for the engineer in predicting safe yield of the reservoir, extension and shape of the aquifer's recharge area, and possible environmental impact from withdrawal. The model may also form a basis for planning of location and pumping rates of production wells to minimize cost of borings and raw water pipe lines etc. and to avoid expensive drilling of dry wells.

In addition to the general improvements in abstraction and treatment methods an interesting treatment process has been developed and implemented in connection with some smaller water supply schemes in Scandinavia and Germany in recent years. The so-called Vyredox-method¹¹ is based on removal of iron and manganese from groundwater in water-bearing stratas—before withdrawal from normal deep wells. The method, originally developed in Finland, seems to imply considerable savings in capital cost as well as operation and maintenance costs and deserves further attention in the future.

Surface water

Schemes based on abstraction of surface water often imply construction of reservoirs with dams and intake structures etc. at very high costs. Such facilities have to be designed based on hydrologic parameters the uncertainty of which will be reflected as an increase in expected project costs. Below is described an approach¹² which produces a minimum-cost decision for a specific design.

The Bayesian or statistical decision approach is a method for choosing and evaluating design alternatives for a project, when the "true" state of nature or other factors are not known. It produces a minimum-cost decision yielding the expected opportunity loss, EOL, a measure of the uncertainty inherent in the decision process.

The uncertainty stems from the fact that the population value of the design parameters is unknown. Additional information can be obtained by collecting more data, and the value of these data is measured by decrease in EOL. However there are costs involved in getting additional data: the cost of continued data collection and the costs of delaying the construction of the project (benefits foregone).

The expected economic optimum record length is defined at the point where the marginal benefits of additional data are equal to the marginal costs of obtaining those data.

One may easily imagine cases where the design engineer after applying the theory to a specific project might be forced to suggest a postponement of the construction for economic reasons. If the political decision-makers, in spite of this, want the project initiated, it is possibly because they consider its intangible benefits (for instance, regional development, environmental quality, recreation) more important than the extra costs created by a sub-optimal design.

Distribution

Construction of distribution facilities, such as, network, pumping stations, and storage tanks often account for 50-75% of the total costs of a water supply

system. The number of network structures increases rapidly with an increasing number of elements in large and complex water supply systems, and operational costs may be soaring, if a network is ill designed. Today's advancement of operation research and computation techniques, however, provides efficient ways of helping the design engineer solve large-scale supply problems.

The major problem in designing an economic optimal water supply system consisting of looping and/or branching networks is caused by the tight interdependencies between flows through various pipelines or network sections. The optimal size of a pipeline cannot be calculated individually, an overall economic optimization must be accomplished based on a mathematical model of the entire system.

In recent years an heuristic procedure for such optimization has been developed¹³. The procedure calculates the least-cost solution where the capitalized costs of providing flow energy are balanced off against further investments in pipe works, and which still satisfies the supply requirements.

The network is assumed to constitute a set of consumption nodes linked by the pipelines. Each node is related to a certain supply area and is given an outflow equal to the design consumption of the area plus a minimum hydraulic level below which the supply pressure should not drop during peak load conditions. The network may be based on existing pipelines and a selected range of new pipe-sizes.

The model attempts to select the most economic dimension for each single pipeline. The optimization procedure is repetitive and will be repeated until all variable pipe dimensions reach an economic equilibrium between investment costs and pumping costs. Pipe dimensions are increased when the marginal pumping cost savings exceed the marginal increment of investments, and diameters are reduced when the marginal investment savings exceed the marginal increase of pumping costs. The marginal pumping costs are adjusted in accordance with the calculated pressure level of each node.

An example is given in Figure 5 to demonstrate the capabilities of the optimization procedure. The figure shows the initial and the proposed optimized primary network of Bandung Water Supply Scheme, Indonesia. Calculations have been based on a Feasibility Study

conducted by Danish consulting engineers for the Asian Development Bank. All costs refer to Danish prices (April 1976) which may differ from Indonesian prices at the time of the study.

The pipe length in question totals approximately 90 km supplying 5,12 m³/s. The total present value cost of the initial layout is 48 600 000 D.kr. and for the optimized layout 37 600 000 D.kr. or approximately 23% less.

The Network optimize-package also provides the design engineer with optional procedures for calculation of the optimal sequence for stepwise extensions considering the hydraulic interdependencies between flows in various links. A distribution system may sometimes be based on supply from alternative sources each with different production costs. In such cases the package provides means of studies of alternative sources in order to find the least-cost solution.

Conclusion

All over the world water utilities suffer from the impact of increasing costs. In operation and maintenance price changes for chemicals, energy and labour force in general have to be accepted as they occur. On the short view renewed examination of day-to-day operations may result in more efficient use of labour and materials. Costs may also be reduced by increasing the degree of automation and remote control if the utility tries to avoid too sophisticated and expensive controls, that often require highly technical specialists for repair and maintenance.

The most efficient ways and means of obtaining long term savings of appreciable magnitude, however, will be careful planning and economizing in design, construction and financing.

Major elements of cost-concerned water supply engineering could be:

- establishment of realistic demand models prepared for current revisions.
- adaptation of design criteria appropriate to the actual project.
- preference of groundwater where available.
- evaluation of the uncertainty in design parameters to stipulate the economic optimum record length for

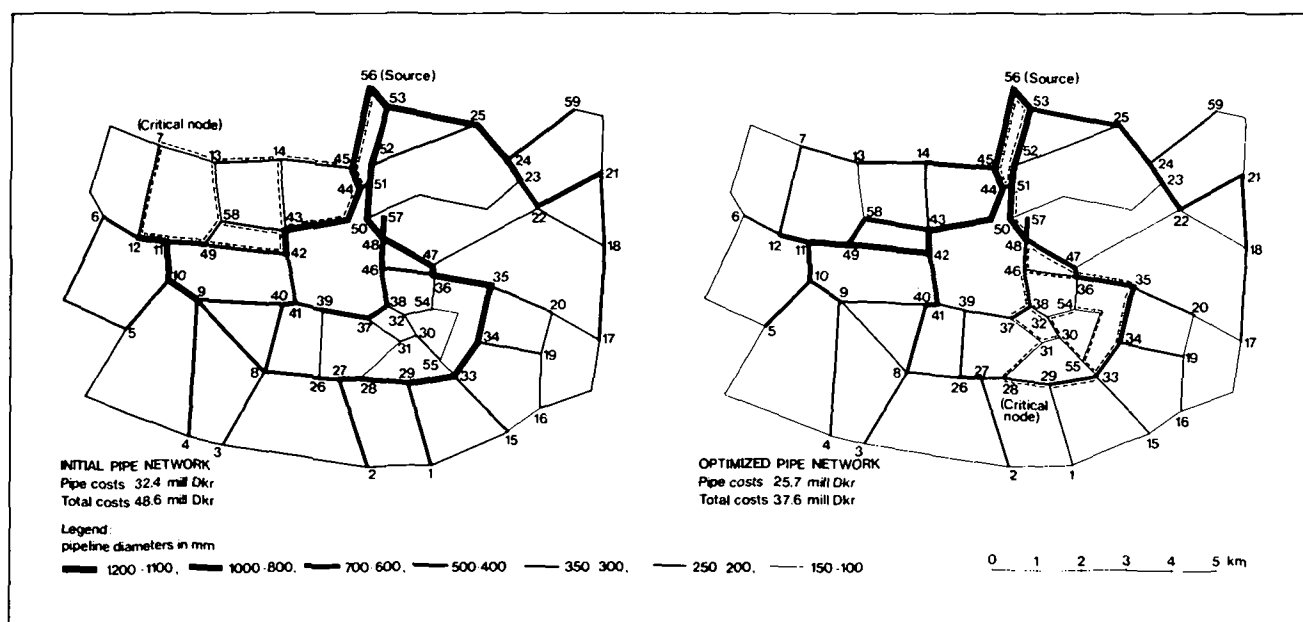


Figure 5. Initial and Optimized Networks, Bandung Water Supply Project, Indonesia

hydrologic data.
—optimization of distribution networks by balancing off energy costs against pipe investments.

References

1. R. F. Banker, Coping With Increasing Costs, *Journal AWWA*, November 1975.
2. Demand Forecasts 1975–90, Greater Copenhagen Region, Study Report, September 1977, (in Danish).
3. Possibilities of Reduction in Water Consumption, Guidelines, National Agency of Environmental Protection, Denmark, 1977, (in Danish).
4. Guidelines for Water Supply Planning in Denmark, National Agency of Environmental Protection, Denmark, in print 1978, (in Danish).
5. Fair, Geyer and Okun, Water and Wastewater Engineering, John Wiley & Sons, New York, 1966.
6. Gottlieb, L., Peak Day Factor Fluctuations, *Journal of Danish Waterworks Association*, August 1976, (in Danish).
7. Gottlieb, L., Calculated Risks in Design of Water Supply Facilities, *Periodical of Danish Municipal Engineers*, November 1976, (in Danish).
8. Pulawski, B., and Øbro, H., Groundwater Study of A Volcanic Area near Bandung, Java, Indonesia, *Journal of Hydrology*, **28**, 1976.
9. Olesen, M., Groundwater Protection and Water Supply Planning in Denmark, National Agency of Environmental Protection, Denmark, a paper contributed to United Nations Water Conference, 1977.
10. Prickett, Th. A., Modeling Techniques for Groundwater Evaluation, *Advances in Hydroscience*, **10**, 1975.
11. Hallberg, R. O., Vyredox—Method for Removal of Iron and Manganese from Groundwater, a paper presented at the Elmia Exhibition 1975, Jönköping, Sweden.
12. Jacobi, S., Economic Optimum Record Length, *Nordic Hydrology* **6**, 1975.
13. Rasmusen, H. J., Simplified Optimization of Water Supply Systems, *Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE*, **102**, April 1976.

Les économies dans l'exploitation des distributions d'eau

par Aage Johnsen

Nielsen et Rauschenberger, Ingénieurs conseils, Virum, Danemark

L'économie commence dès la planification

A l'heure actuelle, où la plupart des pays font face à des crises économiques, des retours en arrière et des à coups, l'industrie de l'eau doit se concentrer de plus en plus sur les aspects financiers et économiques de "fournir de l'eau saine en quantité suffisante" à un nombre toujours croissant de consommateurs. Faire des économies est devenu un sujet de plus en plus populaire dans les services publics et les distributions d'eau.

Les facteurs qui influencent le prix de l'eau en général peuvent être divisés en deux groupes: les dépenses d'exploitation et d'entretien, et les frais financiers¹, la rapport entre eux variant beaucoup même à l'intérieur d'un même pays. Mais dans la plupart des cas, les frais financiers dépassent les dépenses d'exploitation et d'entretien.

Pour un réseau de distribution d'eau régional basé sur l'eau souterraine (1,2 Mm³/an, 150 km de conduites de distribution) récemment construit au Danemark, le prix de vente de l'eau est de 2,50 couronne danoises. Les frais financiers constituent plus de 75% de ce prix. Une étude de la structure des coûts a montré qu'une économie de 10% sur les dépenses d'énergie ne réduirait le prix de revient que de 0,75%, tandis qu'un abaissement de 5% des coûts de construction et par conséquent des investissements financiers amènerait une réduction de 3%.

Des études de faisabilité sur des projets de distribution d'eau en pays en développement (eau de surface, 30 à 60 Mm³/an) ont montré que les frais financiers représentent plus de 50% des coûts totaux en dépit des conditions d'emprunt bien plus favorables que sur le marché financier international.

Ces préliminaires permettent d'affirmer que l'on ne peut réaliser d'économies appréciables à long terme que par une planification soignée et par une étude rationnelle dès le début du projet. Les programmes de construction doivent toujours être basés sur un plan maître à long terme pour que l'on soit sûr que tous les travaux s'insèrent dans un plan général d'expansion du réseau.

Nous donnons ci-dessous quelques exemples de techniques et de solutions aux problèmes d'ingénierie visant spécialement les économies dans la production et la distribution de l'eau potable, et par conséquent dans l'exploitation des distributions d'eau.

Un modèle de projection de la demande

La consommation en eau est influencée par un large spectre de facteurs tels que les habitudes d'utilisation de l'eau, le niveau de vie, le climat, le type d'activités commerciales et industrielles, le prix de l'eau, le taux de comptage, la pression du réseau et la gestion du réseau.

La projection de la demande future en eau et de sa

distribution à l'intérieur de la région desservie joue un rôle important pour le dimensionnement des ouvrages et par conséquent pour le coût du projet.

Si l'on dispose de renseignements, la première étape du travail sera une analyse statistique approfondie de la consommation en eau actuelle classée par catégories d'utilisateurs: domestiques, industriels, commerciaux, agricoles, loisirs et usages non comptabilisés.

Pour chaque catégorie le paramètre déterminant pour la consommation effective et le chiffre correspondant de consommation unitaire peuvent être étudiés par les techniques d'analyse de régression. Une étude récente² pour le Grand Copenhague (1977, population 1,7 million d'habitants) a montré que pour la consommation domestique le nombre de logements était un meilleur paramètre déterminant que le nombre d'habitants habituellement utilisé. D'autres paramètres importants sont: pour les usages industriels et commerciaux, le nombre d'employés; pour les usages agricoles, les têtes de bétail; pour les loisirs, le nombre de résidences secondaires.

L'étape suivante sera d'étudier l'évolution prévisible des paramètres et des consommations unitaires. Les prévisions d'évolution des paramètres déterminants doivent être essentiellement basées sur les projections connues des secteurs de planification intéressés pour assurer la compatibilité de la planification de l'alimentation en eau avec celle des autres secteurs de la planification régionale d'ensemble.

L'évaluation des tendances des consommations unitaires peut être basée sur les analyses détaillées des consommations pour les sous-secteurs représentatifs pour lesquels on trouvera les renseignements les plus détaillés et les plus valables. Il faut également tenir compte des modifications possibles de ces tendances résultant par exemple des campagnes pour économiser l'eau et autres mesures du même ordre³.

Les analyses de consommation des quinze dernières années pour six municipalités de la région de Copenhague (population 1977: 300 000 hab.)² ont montré que bien que la consommation par tête soit passée de 53 m³/an en 1960 à 69 en 1975, la consommation par logement a été plus moins constante depuis cinq ans, apparemment en raison de la diminution du nombre d'occupants par logement.

La fig. 1 (Page 2) donne la consommation domestique totale des communes actuellement mesurée et calculée d'après le nombre de logements et les consommations unitaires correspondantes maintenues constantes pendant toute la période. Elle donne également les résultats des analyses de consommations unitaires. L'assez bonne concordance indique que la formule de calcul également donnée par la Fig. 1 est raisonnablement réaliste et que la consommation domestiques dans ces communes tend vers un certain niveau de saturation.

A partir d'analyses semblables pour d'autres catégories d'utilisateurs on pourra préparer une projection réaliste de la demande future. De plus il est recommandé de mettre au point un modèle de demande sur ordinateur pour les calculs annuels de la demande

par catégorie d'utilisateur pour chaque sous-secteur en prenant soin de pouvoir facilement réviser les projections.

En établissant un modèle de demande constamment à jour et réaliste, on peut minimiser la marge de sécurité et éviter de gaspiller des ressources économiques rares.

Critères et normes d'étude

Le planificateur en distribution d'eau doit toujours viser à concilier les normes du service d'eau et les besoins, attitudes, capacités et ressources des populations à chaque stade particulier de réalisation. En même temps le concepteur doit être réaliste et conscient des prix de revient quand il établit les critères d'étude; si les projets sont sous-évalués la demande ne sera pas satisfaite et s'ils sont trop larges, des ressources seront gaspillées. L'objectif des planificateurs et des concepteurs doit être de couvrir la demande en tout temps au prix minimal.

Les opinions diffèrent sur l'intérêt des critères d'étude, mais il faut en établir pour servir au moins de guide.

Outre la demande et la surface d'étude précédemment traitées, il faut tenir compte entre autres des périodes d'étude et des débits d'étude.

Périodes d'étude

La période d'étude peut être définie comme le nombre d'années pendant lesquelles le réseau et ses ouvrages et équipements devront être adéquats. Elle n'est pas en relation directe avec la ou les périodes de projection de la demande.

D'une façon générale, il faut avoir à l'esprit les facteurs suivants quand on fixe les périodes d'étude⁴:

- durée de vie utile des ouvrages et équipements en tenant compte de l'obsolescence et de l'usure normale;
- problèmes d'extension des ouvrages en tenant compte notamment de leur localisation;
- taux de croissance et changements possibles dans le développement de la collectivité, de l'industrie et du commerce;
- rendement des ouvrages et équipements aux premiers stades, lorsque la charge réelle est inférieure à la capacité;
- taux d'intérêt des emprunts.

En certaines circonstances la période d'étude optimale peut être calculée par comparaison du coût de l'extension du projet en un ou deux stades respectivement.

Pour les projets ayant une longue durée de vie par comparaison avec les périodes d'étude normales, la relation entre les exigences des investissements en capital (C) et la capacité du projet (Q) peut être exprimée par la relation $C = k.Q^{0.6}$. La Fig 2 (Page 2) donne une telle relation; on voit que la période optimale d'étude diminue quand le taux d'escompte augmente⁵. La courbe montre aussi que l'allongement des périodes d'étude est préférable quand les économies d'échelle sont significatives, par exemple pour les réseaux de distribution.

En général le choix de la période d'étude ne dépendra pas seulement de ces calculs, mais elle sera aussi influencée par certaines considérations pratiques. Certains services, administrations ou gouvernements seront souvent plus favorables à des budgets d'augmentation de capital qu'à des budgets qui se renouvellent,

certaines fonds d'aide ne seront disponibles que pour des investissements en capital; enfin, dans les régions urbaines où le trafic est important, on essaiera d'éviter les inconvénients de travaux de canalisation fréquents. D'un autre côté, une courte période d'étude permet une plus fréquente réévaluation des bases de planification et par conséquent une plus grande souplesse.

Débits d'étude

La consommation en eau varie suivant les saisons, les jours de la semaine et les heures du jour. Les variations saisonnières dépendent beaucoup des conditions climatiques et des habitudes d'utilisation de l'eau. Les variations pendant la semaine reflètent généralement la réduction des activités commerciales et industrielles pendant le weekend. Les fluctuations journalières correspondent à l'activité journalière de la famille, au foyer et au travail.

Il faut connaître les variations de consommation pour pouvoir convenablement concevoir les conduites, les réservoirs de distribution, les stations de pompage et autres équipements. En général un ingénieur prudent peut être tenté d'envisager les conditions les plus sévères imaginables, qui très vraisemblablement ne se rencontreront jamais en réalité. Cela signifie souvent surdimensionnement et gaspillage de ressources.

Mais dans de nombreux cas on disposera ou on pourra se procurer des données pour l'analyse détaillée des pointes, ce qui permettra de mieux comprendre le problème et minimisera la nécessité de facteurs de sécurité importants et éventuellement permettra des économies d'investissement.

L'étude des variations horaires peut se réaliser assez facilement en installant un certain nombre de compteurs enregistreurs chez des consommateurs individuels ou pour des groupes de consommateurs uniformes. Le traitement et l'évaluation des données collectées donne une base d'étude réaliste dans une période de temps raisonnable. Dans les pays en développement on peut lancer de projet en projet des programmes de lecture de compteurs de 24 heures dans des régions représentatives choisies. Dans les régions où l'alimentation n'est pas satisfaisante, la mesure pendant 24 h des débits de temps sec en égout peut donner des indications sur les variations journalières de la consommation en eau raisonnablement bonnes pour l'établissement de facteurs de pointe valables.

Les variations saisonnières de la consommation domestique journalière dépendent d'une façon générale du climat, des habitudes d'utilisation de l'eau et du degré d'urbanisation. Pour des raisons évidentes, la mesure directe et l'étude de ces variations prendrait normalement trop de temps, mais souvent on a des renseignements suffisants, notamment d'après les chiffres de production.

Au Danemark on a étudié ces dernières années à plusieurs occasions les fluctuations des pointes journalières⁶. Ces études étaient basées sur les chiffres de production journalière pendant une période de plus de deux décennies de 21 distributions d'eau dont la production va de 500 000 à plus de 62 000 000 de m³/an. On a trouvé que le facteur de pointe journalière est de nature stochastique et qu'il est donc susceptible d'interprétation statistique et d'analyse de probabilité.

Les analyses ont révélé que pour chaque service d'eau le facteur f_d varie d'une façon stochastique d'année en année, la valeur moyenne variant considérablement d'un endroit à l'autre. La Fig. 3 (Page 3) donne des exemples de variation de f_d pour quatre services d'eau urbains danois. On y verra que dans chaque cas le f_d moyen peut être considéré comme constant à travers les années. Les tests de tendance ont confirmé que chaque moyenne pour les 21 services d'eau

peut être considérée comme constante sans tendance à augmentation ou à diminution.

Sur ces bases on peut envisager d'employer les méthodes statistiques, y compris l'analyse de probabilité⁷ à l'établissement de critères permettant une conception raisonnable sans surcharges fréquentes d'un côté ni coûteuse surabondance d'un autre côté. La Fig. 4 (Page 4) donne la courbe de probabilité des valeurs observées de f_d de la Fig 3. Ce graphique permet de calculer le risque de surcharge associé au choix d'une certaine valeur d'étude pour f_d .

Economies dans le captage et le traitement

Outre les possibilités générales d'économies discutées ci-dessus, une planification et une conception soigneuses tenant compte des coûts de chaque ouvrage peut conduire à des réductions des prix de premier établissement aussi bien que des frais d'exploitation et d'entretien.

Eau souterraine

En général l'eau souterraine est préférable à l'eau de surface. Parfois elle est utilisée sans traitement⁸; quand un traitement est nécessaire, il peut se limiter à une aération et filtration. Beaucoup de nappes souterraines donnent de l'eau hygiéniquement saine. Au Danemark 95% de tous les services d'eau sont basés sur des eaux souterraines distribuées sans aucune désinfection.

L'étude et la réalisation des champs de puits pour l'exploitation optimale des ressources souterraines doivent être basées sur des enquêtes hydrogéologiques approfondies. D'après la planification générale et systématique de l'alimentation en eau au Danemark⁹ on peut suggérer les procédures suivantes.

La sélection des champs de puits potentiels est basée sur des dossiers de cartes hydrologiques préparés essentiellement à partir de plus de 130 000 fiches de puits disponibles au service géologique Danois. Un dossier comprend en général quatre séries de cartes:

- cartes géologiques de base préparées d'après les fiches individuelles de puits représentatifs;
- carte de qualité de l'eau indiquant la composition chimique de l'eau souterraine d'après les puits choisis;
- cartes équipotentiels donnant la profondeur générale des nappes;
- cartes de transmissivité donnant la conductivité hydraulique calculée d'après les capacités spécifiques des puits connus.

Les cartes de transmissivité permettent de choisir les régions dont les propriétés hydrauliques conviennent et la composition chimique de l'eau de ces régions est donnée par les cartes de qualité de l'eau. Les cartes géologiques de base permettent d'étudier le type d'aquifère, les conditions aux limites et l'abaissement disponible. Les cartes équipotentiels permettent d'étudier l'extension et la forme des bassins d'alimentation.

Pour les champs de puits sélectionnés après ces études, on obtient des renseignements supplémentaires par des puits et des pompages d'essai. Ces bases permettent d'établir un modèle pour ordinateur du réservoir d'eau souterraine¹⁰ qui sera un outil important pour permettre de prévoir le débit de sécurité de la

nappe, l'extension et la forme du bassin d'alimentation et l'impact possible sur l'environnement des puisages. Ce modèle permet aussi de fixer l'emplacement et l'allure de pompage des puits de production en vue de minimiser le coût des forages et des conduites d'adduction, etc . . . et d'éviter le coûteux forage de puits secs.

En plus des progrès généraux des méthodes de puisage et de traitement, un procédé de traitement intéressant a été mis au point ces dernières années en Scandinavie et en Allemagne pour de petites distributions d'eau. La méthode Vyredox¹¹ est basée sur l'enlèvement du fer et du manganèse de l'eau souterraine dans le sol même, avant puisage par des forages normaux. Cette méthode, utilisée à l'origine en Finlande, semble permettre d'importantes économies en frais de premier établissement et d'exploitation et mérite qu'on s'y intéresse à l'avenir.

Eau de surface

Les projets basés sur l'eau de surface impliquent souvent la construction de réservoirs avec barrage, ouvrages de prise, etc. . . très coûteux. Ces ouvrages doivent être étudiés sur la base de paramètres hydrogéologiques dont l'incertitude se reflètera par une augmentation du prix du projet. Nous donnons ci-dessous une approche¹² qui permet de prendre la décision la plus économique pour un projet spécifique.

L'approche de décision Bayésienne ou statistique est une méthode pour choisir et évaluer les alternatives d'un projet, lorsqu'on ne connaît pas l'état "vrai" de la nature ou d'autres facteurs. Elle produit une décision au coût minimal impliquant une perte d'occasions attendue POA qui est la mesure de l'incertitude inhérente au processus de décision.

L'incertitude provient de ce que la valeur de population des paramètres d'étude est inconnue. On peut obtenir des renseignements supplémentaires en rassemblant plus de renseignements, et la valeur de ces renseignements se mesure par la diminution de la POA. Mais la recherche de renseignements est coûteuse: coût de la collecte des données et coût du retard dans la réalisation du projet (bénéfices escomptés).

L'optimum économique attendu de la longueur des enregistrements est défini comme le point où le bénéfice marginal des données supplémentaires est égal au coût marginal d'enregistrement de ces données. On peut facilement imaginer des cas où l'auteur de projet, après avoir appliqué cette théorie à un projet spécifique, puisse être forcé de suggérer de retarder sa réalisation pour des raisons économiques. Si les décideurs politique veulent malgré cela que le projet soit mis en route, ce peut être parce qu'ils considèrent que ses avantages intangibles (par exemple développement régional, qualité de l'environnement, loisirs) sont plus importants que les dépenses supplémentaires entraînées par une étude infra-optimale.

Distribution

Le prix des ouvrages de distribution tels que réseau, stations de pompage, réservoirs, compte souvent pour 50 à 75% dans le coût total d'un projet de distribution d'eau. Le nombre de structures du réseau augmente rapidement avec le nombre d'éléments dans les réseaux importants et complexes, et les frais d'exploitation peuvent s'élever beaucoup si le réseau est mal conçu. Mais les progrès actuels en matière de recherche opérationnelle et de techniques de calcul offrent des moyens efficaces d'aider l'auteur de projets à résoudre les problèmes de distribution à grande échelle.

Le problème majeur quand on étudie un réseau de distribution d'eau optimal formé de sections bouclées

ou embranchées vient de l'étroit interdépendance entre les débits passant par les diverses conduites ou sections du réseau. On ne peut pas calculer individuellement la taille optimale d'une conduite, il faut réaliser une optimisation économique d'ensemble basée sur un modèle mathématique de réseau tout entier.

Ces dernières années, une procédure heuristique pour cette optimisation a été mise au point¹³. Cette procédure calcule la solution du moindre coût en comparant les coûts capitalisés de la dépense d'énergie avec les investissements supplémentaires en conduites et qui satisfont cependant les besoins du service.

On admet que le réseau constitue une collection de noeuds de consommation reliés par des conduites. Chaque noeud correspond à un certain secteur d'alimentation et on lui affecte un certain débit sortant égal à la consommation d'étude du secteur plus une certaine pression hydraulique minimale au dessous de laquelle la pression de service ne doit pas descendre aux périodes de pointe. Le réseau peut être basé sur les conduites existantes et sur une gamme choisie de nouvelles tailles de conduites.

Le modèle essaie de sélectionner la dimension la plus économique pour chacune des conduites. La procédure d'optimisation est itérative et se répète jusqu'à ce que toutes les dimensions de conduites variables atteignent un équilibre économique entre les coûts de premier établissement et les frais de pompage. On augmente la dimension des conduites quand les frais de pompage marginaux dépassent l'augmentation marginale des investissements, et on diminue les diamètres quand les économies marginales d'investissement dépassent les augmentations marginales des frais de pompage. Les frais de pompage marginaux sont ajustés conformément aux pressions calculées à chaque noeud.

La Fig. 5 (Page 5) donne un exemple montrant les possibilités de cette procédure d'optimisation. Elle donne le réseau primaire initial et le réseau optimisé proposé du projet d'alimentation en eau de Bandung, Indonésie. Les calculs sont basés sur une étude de faisabilité réalisée par un bureau d'études Danois pour la Banque de Développement Asiatique. Tous les prix sont aux prix Danois (avril 1976) qui peuvent différer des prix Indonésiens à l'époque de l'étude.

La longueur de conduites en jeu approche 90 km fournissant 5,12 m³/s. Le coût actuel total du premier projet était de 48 600 000 D Kr et le prix de la solution

optimisée 37 600 000 D Kr, soit environ 23% de moins.

Le projet optimisé donnera aussi au bureau d'études des procédures optionnelles pour calculer la séquence optimale des extensions réalisées par étapes en tenant compte des interdépendances hydrauliques entre les débits des différentes liaisons. Un réseau de distribution peut quelquefois être basé sur différentes sources alternatives avec des prix de production différents. Dans ce cas le modèle permet d'étudier ces différentes sources pour trouver la solution la plus économique.

Conclusion

Dans le monde entier, les services d'eau souffrent de l'impact des prix croissants. Pour l'exploitation et l'entretien, les changements de prix des réactifs, de l'énergie et de la main d'oeuvre doivent en général être acceptés comme ils surviennent. A court terme, un réexamen des opérations journalières peut amener une meilleure utilisation de la main d'oeuvre et du matériel. On peut aussi réduire les coûts en augmentant le degré d'automatisation et de télécommande si le service veut éviter des contrôles trop sophistiqués et coûteux qui demandent souvent des spécialistes hautement qualifiés pour les réparations et l'entretien.

Mais le moyen le plus efficace d'obtenir à long terme des économies d'ampleur appréciable est de planifier soigneusement et économiquement l'étude, la construction et le financement.

Les éléments majeurs pour économiser dans la distribution de l'eau peuvent être:

- établissement de modèles de demande réalistes et révisables;
- adoption de critères d'étude appropriés au projet réel;
- préférence pour l'eau souterraine quand elle est disponible;
- évaluation de l'incertitude des paramètres d'étude pour stipuler la longueur des enregistrements économiquement optimale pour les données hydrologiques;
- optimisation des réseaux de distribution en équilibrant les dépenses d'énergie et les investissements en conduites.

Bibliographie (Page 6).

IL 157.5
71
125A70

International standing committee on pollution and protection of water sources

Comité international permanent sur la pollution et la protection des ressources en eau

Contents Les matières

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Sujet 1	—L'utilisation de reservoirs comme protection contre les accidents de pollution des eaux de surface (J. C. Belle et Jocelyne Pierson—France)	Page N2-N10
Subject 2	—Control of specific industrial pollution of water sources (H. Fish and S. Torrance—Great Britain)	Page N11-N19
	Résumé en français	Page N19
Sujet 3	—Part A—Les Polluants spécifiques organiques dans les eaux de surface et leur evolution (M. Schalekamp—Suisse)	Page N20-N27
	Part B—Les polluants spécifiques organiques dans les eaux de surface et leur evolution (P. Burkard—Suisse)	Page N28-N32
	Summary in English	Page N32

L'utilisation de reservoirs comme protection contre les accidents de pollution des eaux de surface

par J. C. Belle† et Jocelyne Pierson‡

†Dr ès sciences, Setude, Paris

‡Ingénieur hydrologue divisionnaire, Service de contrôle des eaux de Paris (France).

Introduction

Beaucoup de rivières, utilisées comme source d'eau potable ou industrielle, servent en même temps de voie navigable et de moyen de transport pour des eaux usées plus ou moins traitées et sont souvent à proximité de voies de transport acheminant des produits dangereux.

De ce fait, la qualité de l'eau risque d'être dégradée par des accidents, résultants dans le déversement de certaines substances nuisibles, voire même toxiques.

Les connaissances sur l'effet des traitements vis à vis de certaines substances dangereuses sont d'ailleurs incomplètes mais de toute façon les chaînes de traitement n'ont généralement pas été conçues pour faire face aux accidents de pollution.

Les auteurs adoptent la définition générale suivante de la notion de "calamité" souvent utilisée dans le domaine de la distribution d'eau: une détérioration radicale, le plus souvent temporaire, de la qualité de la matière première (l'eau brute en cas de captage d'eau de surface), qui rend l'eau impropre à la production d'eau potable.

Le présent rapport après avoir évoqué les causes de ces "calamités" et les risques qui doivent être recensés examine les moyens de lutter contre ce type de pollution à l'échelle du traitement de l'eau, notamment la mise en place de réserves d'eau brute.

1 Les pollutions accidentelles

1.1 Critères à la prise d'eau

La présence de substances indésirables peut être constatées soit de façon directe par observation sensorielle (propriétés organoleptiques de l'eau, mortalité de poissons), soit de façon indirecte par contrôle de qualité de l'eau en Laboratoire.

Après examen qualitatif de l'eau atteinte, le distributeur d'eau a plusieurs critères à sa disposition, qui lui permettent de se former une idée sur la durée probable de la fermeture des vannes d'entrée de la station de traitement, et de prendre décisions quant au moment de réouverture, ou de fermeture si la pollution est détectée avant même qu'elle soit arrivée devant la station de traitement.

La législation de plusieurs pays règlemente la présence de certaines substances dans l'eau potable. Le distributeur d'eau vérifiera si des substances figurant dans les normes sont concernées par la calamité et prendra les valeurs limites y indiquées comme critère obligatoire.

A côté des normes pour l'eau potable, il existe souvent des normes, fixant la qualité requise pour les eaux de surface, utilisées pour la production d'eau

potable, notamment dans les pays-membres des Communautés Européennes. Dans ce cas, le distributeur d'eau se réfèrera à ces normes.

Cependant, il est clair que les listes des substances énumérées dans les lois, décrets, directives ou règlements, ne couvrent qu'une fraction de la totalité des substances potentiellement concernées par des calamités. Pour d'autres polluants, l'on devrait s'en référer à d'autres critères, tels que la toxicité aiguë et la capacité de provoquer des goûts et odeurs.

Le premier de ces critères concerne la concentration d'une substance pouvant provoquer la mort de 50% des organismes aquatiques d'expérience, après un temps de contact de 24, 48 ou 96h (LC 50). Bien que la valeur de ce paramètre dépende de la nature des organismes utilisés, l'application de ce critère nous semble justifié.

Le deuxième de ces critères est concrétisé par la concentration seuil de l'odeur, qui représente la concentration à partir de laquelle une odeur est décelée par 50% des personnes en expérience.

Le tableau 1 donne des valeurs de la LC 50 et du seuil d'odeur pour trente substances organiques toxiques.

Un dernier critère ressort du fait que la concentration de divers polluants peut être réduite d'un facteur plus ou moins important par un traitement poussé faisant appel à une combinaison de divers procédés biologiques et physico-chimiques. Le cas échéant, le distributeur d'eau potable peut tenir compte de ces possibilités d'élimination, en laissant toutefois une marge de sécurité suffisante.

1.2 Les causes de pollutions accidentelles

Les sources de pollution pouvant provoquer des calamités peuvent être de nature très différente, liées à l'utilisation faite des rivières et aux zones traversées par celles-ci.

Les diverses causes sont recensées ci-après, avec pour certaines, une évaluation des risques correspondants.

1.2.1 Avarie de navigation intérieure

En se basant sur les statistiques de la navigation, il est théoriquement possible de faire une estimation globale de la probabilité de voir la rivière polluée par des produits dangereux, suite à une avarie grave. En pratique, l'absence partielle de chiffres forcera le chercheur à introduire des simplifications et des suppositions, par exemple le fait que:

— le nombre d'avaries par an dans l'avenir ne diffèrera pas essentiellement du nombre rencontré aujourd'hui,

Tableau 1 Transport de produits chimiques toxiques sur le Rhin à la frontière entre la RFA et les Pays-Bas

	Importation/ export. Pays-Bas-RFA 1972 (tonnes)	Point d'ébullition °C	Chaleur d'évaporation (cal/mol)	Température à laquelle la tension de vapeur = 1 mmHg	Vitesse d'évaporation comp. acétate de butyl	Biodégradation t 1/2	Critères de toxicité aiguë LD 50 mg/kg	Critères de toxicité aiguë LC 50 mg/l	Seuil d'odeur mg/l
1 Chlorure de vinyle	121000	-14	6.59	-70	—	—	—	—	—
2 Cyclohexane	120000	81	7.83	-45	—	—	20000	10	0.02
3 Styène	92000	145	9.63	-7	—	10 j.	5000	26	0.05
4 Méthanol	62000	65	9.38	-44	—	—	—	250	5000
5 Benzène	58000	80	10.25	-37	6.30	—	5600	46	2.0
6 Xylène	55000	144	9.80-9.90	4, -7	—	10 j.	4300	10	0.05
7 Ethylbenzène	53000	136	9.30	-10	—	10 j.	3500	—	0.01
8 Phtalates	35000	—	—	—	—	—	—	—	—
9 Acétone	35000	56	7.64	-59	11.6	—	10.7ml/kg	>2000	0.17
10 Acide acétique	34000	118	9.96	-17	—	—	2500	50	2.4
11 Toluène	25000	110	—	-27	2.4	10 j.	7000	10	0.5
12 Isopropanol	22000	82	10.06	-15	2.2	—	5800	900	10
13 Monoéthylène- glycol	22000	198	pas d'évaporation	—	—	—	5,5ml/kg	>5000	—
14 Isopropylbenzène	21000	159	10.33	6	—	10 j.	1400	—	0.1
15 Acrylonitrile	18000	77	7.94	-51	—	—	81	30	2.9
16 Tetrachloroéthylène	17000	121	—	-21	—	—	—	—	0.3
17 Anhydride phtalique	16000	—	—	—	—	—	—	—	—
18 1,2-dichloroéthane	10000	84	7.95	-44	—	—	770	150	2.0
19 Méthyléthylcétone	9000	80	8.15	-48	5.72	—	3300	>5600	1.0
20 Formaldéhyde	7000	—	5.92	—	—	—	800	28	5.0
21 Phénol-Phénolates	7000	—	—	—	—	—	—	—	—
22 Trichloroéthylène	7000	87	—	-44	—	—	500	55	0.5
23 Butanol	6000	117	10	-9	—	—	—	1000	1.0
24 Acétate d'éthyl	6000	77	8.30	-43	—	—	—	50	1.0
25 Diéthylène-glycol	5000	245	—	92	pas d'éva- poration	—	—	32000	—
26 Acide formique	5000	—	9.89	-20	—	—	—	1000	8000
27 Acétate de butyl	5000	126,5	9.30	-21	1.00	—	4130	40	0.002
28 Méthylisobutyl cétone	4000	126	12.76	-12	1.65	—	—	—	—
29 Chlorofluorométhanone	3000	—	—	—	—	—	—	—	—
30 Alcohol isobutyllique	3000	99	10.94	-9	1.2	—	—	1000	—

— le transport de produits dangereux augmentera proportionnellement au tonnage total transporté,
— dans l'avenir proche, les produits dangereux ne pourront être transportés que dans des bateaux à double paroi.

Dans ces conditions, la probabilité P pour que des produits dangereux s'écoulent dans l'eau, suite à des avaries graves, est donnée par la formule

$$P = p G \frac{A}{S}$$

dans laquelle A représente le nombre constaté d'avaries graves, S le nombre total de passages de bateaux, G la fraction des bateaux transportant des produits dangereux, et p la probabilité pour que la paroi intérieure des bateaux à double paroi ne se rompe par avarie grave (dans des conditions actuelles de construction le coefficient peut être pris égal à 1/50).

Il convient cependant de souligner que le risque de produire une calamité est nettement inférieur à la valeur obtenue pour P, du fait que chaque déversement accidentel de produits dangereux ne constitue pas nécessairement une calamité du point de vue du distributeur d'eau.

De plus, la plupart de ces substances est transportée dans des bateaux à cales compartimentées, ce qui diminue l'ampleur d'une pollution éventuelle.

Il est intéressant toutefois de noter que les statistiques de la navigation révèlent que la plupart des accidents concerne des bateaux chargés de matériaux de construction (sable, gravier, cailloux) ou de produits alimentaires (orge, maïs), donc des produits non dangereux, tandis que les accidents libérant des hydrocarbures ou des produits chimiques sont moins fréquents, surtout pour ces derniers.

Notons que ces dernières substances sont généralement transportées dans des bateaux-citerne larges, de construction récente; les vieilles péniches servent

souvent au transport en vrac de matériaux de construction et produits alimentaires.

Le tableau 1 en annexe donne, à titre d'exemple, un aperçu des 30 produits chimiques toxiques, dont les tonnages transportés sont les plus importants sur le Rhin.

1.2.2 Ruptures de pipe line

Le risque de rupture d'un pipe-line est difficile à évaluer et dépend de ce qui est transporté, mais un tel accident peut avoir des conséquences graves surtout lorsqu'il transporte des produits pétroliers.

A titre d'exemple, la rupture d'un pipe line transportant du kérosène dans la région d'Atlanta (USA), a conduit au déversement de 240 m³ de ce produit dans le milieu naturel.

La vague de pollution à la prise d'eau de la ville d'Atlanta a duré trois semaines et a nécessité la mise en oeuvre de mesures exceptionnelles et très coûteuses.

1.2.3 Accidents routiers et ferroviaires

La quantité maximale de substance dangereuse pouvant atteindre les eaux de surface est de quelques dizaines de tonnes. Dans les cours d'eau à faible débit, des accidents de ce genre peuvent provoquer des calamités importantes, surtout lorsqu'il s'agit de substances à concentration critique peu élevée.

1.2.4 Accidents dans les établissements industriels

Les substances nuisibles, transformées ou produites dans les usines riveraines, sont entreposées sur les terrains de ces mêmes usines, parfois au voisinage direct des quais. Elles peuvent entrer dans l'eau suite d'accidents soit dans l'usine même, soit sur le quai pendant les manoeuvres de chargement et déchargement.

Les substances dangereuses peuvent également

provenir de fuites, de fausses manoeuvres ou de pannes dans le processus de fabrication ou dans le dispositif d'évacuation des eaux usées.

Des calamités survenues depuis 1970 dans les bassins hydrographiques rhénan (Allemagne) et séquanien (France) et les canaux de jonction Meuse-Escault (Belgique), l'on peut conclure que de loin la plupart de calamités est causée par des accidents aux installations de déchargement ou de dépôt d'hydrocarbures.

Quant aux risques d'accidents graves hypothétiques dans les centrales nucléaires, il existe plusieurs rapports les évaluant.

D'après le rapport AEC-WASH 1400, le risque d'un tel accident, p.ex. la fusion du réacteur ("reactor melt-down") serait de l'ordre de 10^{-4} pour un réacteur de 500 MW.

La littérature sur ce genre d'accidents ne décrit pas les conséquences pour la qualité des eaux dans les environs. Cependant, il est clair que le genre de calamité et le cheminement des radionucléides libérés sont très différents de ceux rencontrés suite à un déversement accidentel direct de substances dangereuses.

Il faut noter que le risque de pollution accidentelle d'origine industrielle est diminué par la réglementation sur les établissements insasubres.

1.2.5 Inondations

Des produits dangereux stockés sur des terrains industriels à proximité des rivières, peuvent entrer dans l'eau quand la rivière est sortie de son lit.

Le risque réel d'une calamité de ce genre est toujours inférieur au risque d'inondation lui-même.

Souvent, des terrains situés en dehors de digues sont utilisés au dépôt de produits industriels. Le risque de voir inonder ces terrains est par nature plus important.

Les conséquences d'une rupture de digue dans les estuaires, et les inondations qui en résultent, sont variées. Comme cité ci-dessus, des substances dangereuses peuvent être entraînées par les eaux et transportées à des endroits où elles constituent un risque pour la qualité des ressources en eau; ensuite, les sels contenus dans l'eau de mer peuvent pénétrer dans les eaux douces, destinées à la production d'eau potable, et enfin, les inondations peuvent détruire des installations de traitement d'eau, situées en contrebas de rivières à marée.

Notons également que des inondations peuvent également se produire, suite aux opérations d'extinction d'incendies.

1.2.6 Eruptions polluantes¹ accompagnant les forages de gaz et de pétrole

De grandes quantités de pétrole ou de saumure peuvent être libérées et contaminer les eaux douces de surface. Le risque d'une pollution de ce genre dépendra surtout des mesures de sécurité prises.

1.2.7 Destructures intentionnelles

Nous pouvons mentionner à titre d'exemple:

- destruction des digues,
- attentats à l'explosif sur installations industrielles et entrepôts

1.3 Le comportement de polluants dans le milieu aquatique

Entre le lieu de déversement et la prise d'eau, il se produit dans le milieu aquatique une évolution de la pollution résultant de l'intervention de divers phéno-

¹"Blow out" des anglo saxons.

Pollution accidentelles dans la Seine Incidents sur le fonctionnement des usines de traitement d'Ivry et d'Orly

1975	
24 février	Fuel-Arrêt d'Ivry: pendant 1 jour environ.
27 Mars	Fuel-Arrêt d'Orly/d'Ivry: durant 20 heures environ.
18 au 21 avril	Fuel-Incident dû à la darse. Morillon Corvol (2 km en amont d'Orly). Arrêt d'Orly (3 jours) et d'Ivry.
Même incident pendant l'été, passages de fuel lâché par la même darse avec courts arrêts des usines.	
12 au 15 septembre	Pollution par du chrome. Arrêt d'Orly du 13 à 15 h. jusqu'au 15.9 à 9h.30. Arrêt d'Ivry le 14.9 à 6 h. jusqu'au 15.9 à 9 h.30.
1976	
6 mars	Passage de fuel. Pas d'arrêt à Orly. Ralentissement de la marche à Ivry.
12 octobre	Pollution de l'orge. Pas d'arrêt.
17 au 24 novembre	Pollution organique due à l'égout Fourier (égout dit pluvial en amont immédiat d'Ivry). Marche au ralenti de l'usine d'Ivry car les taux en ammoniacque étaient très élevés (1 groupe sur 4, soit 75 000 m ³ /jour).
1977	
20 septembre	Pollution par hydrocarbures, due à la Centrale Electrique, EDF de Vitry, en amont immédiat d'Ivry qui a duré 6 jours. Conséquences sur l'usine d'Ivry du 20 au 26 septembre:
— 20 septembre	12 h. en marche réduite 75 000 m ³ /jour
— 21 septembre	12 h. en marche réduite 75 000 m ³ /jour
— 22 septembre	1 journée en marche réduite
— 23 septembre	12 h. arrêt puis marche réduite
— 24-25 septembre	Marche réduite 75 000 m ³ /jour
— 26 septembre	Jusqu'à 15 h. - marche réduite 75 000 m ³ perte brute : 75 000 m ³
1978	
23 janvier	Traces de fuel sur la Seine - Pas d'arrêt.

mènes qui ne sont pas spécifiques au comportement des produits dangereux résultant de pollutions accidentelles; mais qui agissent sur toute substance introduite dans les eaux:

- Dissolution
 - Dispersion
 - Diffusion
 - Adsorption—sédimentation
 - Evaporation
 - Dégradation par voie chimique ou biologique
- Suite à une dissolution difficile ou à une adsorption-sédimentation importante, une partie des substances concernées peut rester sur les lieux de l'accident et être libérée progressivement, provoquant ainsi des pollutions secondaires.

Dans le tableau 1 en annexe figurent quelques données sur le comportement dans le milieu aqueux de trente substances organiques toxiques, transportées sur le Rhin.

1.4 Incidence des pollutions accidentelles sur le fonctionnement des usines de traitement

Les pollutions accidentelles ont des effets plus ou moins importants sur le fonctionnement des stations de traitement en fonction de la filière mise en jeu, les perturbations étant en général moins radicales pour les filières à "filtration rapide" que pour celles à "filtration lente" plus sensibles à l'empoisonnement.

Dans le tableau 2 en annexe figurent les conséquences des accidents de pollution survenus ces

dernières années sur le fonctionnement d'usines de traitement d'eau de la Ville de Paris: usines d'Orly et d'Ivry d'amont en aval sur la Seine, selon les renseignements fournis par le Service de Contrôle des Eaux de la Ville de Paris; ces deux usines ont une capacité nominale de 300 000 m³/jour chacune; l'usine d'Ivry est du type "filtration lente", l'usine d'Orly du type "filtration rapide" étant en outre précédée d'un bassin de rétention (darse d'une capacité d'environ 2 jours de production de l'usine.).

A noter que la mise en place de barrages flottants a permis de réduire l'incidence des pollutions par les hydrocarbures à partir de 1976.

Il y a eu en moyenne 4 pollutions par an, dont 2 ont nécessité des arrêts totaux d'une des usines au moins (celle d'Ivry) pouvant durer jusque trois jours. La qualité de l'eau de Seine à Ivry impose très souvent une réduction de la marche de l'usine et une surveillance accrue de la qualité de l'eau.

Le même examen portant sur la station de traitement de Saint-Maur sur la Marne montre qu'il y a eu 7 pollutions accidentelles par an en moyenne dont 5 ont entraîné une réduction de la marche de l'usine (d'environ la moitié de la production); on note 3 arrêts totaux de l'usine en 5 ans.

1.5 Conclusions

De ce qui précède, il ressort que l'estimation d'un risque de "calamité" par calcul de probabilité, qui n'est possible in situ que pour un nombre restreint de types de pollutions accidentelles (essentiellement celles dues aux avaries de bateaux) est encore rendue plus délicate par les phénomènes complexes régissant le comportement des divers produits dans le milieu aquatique et que de surcroît, la nature et la constitution de la filière de traitement peuvent également modifier ce risque.

En définitive le risque de "calamité" à la prise d'eau dépend d'un très grand nombre de facteurs en particulier des caractéristiques du bassin versant en amont de la prise d'eau (dimensions, hydrologie, population industrielle, trafic fluvial, routier et ferroviaire, nature des produits transportés, stockés et fabriqués), et de celles du traitement appliqué; ce risque ne peut être évalué qu'à partir d'une étude statistique et de probabilités s'appuyant sur les données historiques concernant les accidents de pollution et la réaction de la filière de traitement et sur les caractéristiques du BV ci-dessus mentionnés.

2 Moyens usuels de lutte contre les vagues de pollutions accidentelles

2.1 Moyens préventifs

Sont désignés par moyens préventifs les mesures destinées soit à limiter les risques d'accidents provoquant des déversements de produits dangereux—il s'agit là essentiellement de mesures réglementaires visant le transport, le stockage et l'utilisation de produits dangereux, réglementation qui n'incombe pas au distributeur d'eau et qui, en tout état de cause, ne peut être considérée comme une assurance—, soit à empêcher l'accès à la prise d'eau des polluants en cause.

En ce qui concerne ce deuxième type de moyens préventifs, le plus radical est évidemment la fermeture de la prise d'eau durant le passage de la vague de pollution, mais il est alors évidemment hautement souhaitable de disposer de solutions de rechange telles que l'interconnexion des adductions ou le doublement de la prise d'eau (une prise d'eau sur chaque rive de la rivière).

L'interconnexion des adductions, lorsqu'elle est possible (cas de communes ou de syndicats disposant de plusieurs sources d'approvisionnement en eau) constitue une excellente solution sous réserve que la (ou les) source(s) non touchées par les pollutions accidentelles puissent fournir temporairement pendant quelques jours un apport supplémentaire suffisant pour compenser le défaut d'approvisionnement à partir de la ressource touchée par la pollution accidentelle.

Le doublement de la prise d'eau ne peut être envisagé que dans le cas où, pour des raisons diverses, tenant le plus souvent à la proximité des collectivités à alimenter, la prise d'eau initiale a été installée sur la rive de la rivière où se produisent le plus fréquemment les accidents de pollution du fait, par exemple, de la proximité du réseau routier ou ferroviaire, ou de la présence d'un plus grand nombre d'établissements utilisant ou stockant des produits dangereux.

En dehors de la fermeture de la prise d'eau, d'autres moyens de prévention sont à la disposition du distributeur d'eau dans certains cas particuliers, et essentiellement dans le cas, très fréquent, de pollution accidentelle par une nappe d'hydrocarbures; l'immersion de la prise d'eau à une profondeur suffisante (de l'ordre de 2 m) permet de réduire les inconvénients de ce type de pollution, de même que les dispositifs du type "barrages flottants".

Il faut toutefois garder à l'esprit que, si ces techniques sont efficaces vis-à-vis des couches superficielles d'hydrocarbures, elles sont sans effet sur la partie soluble ou en émulsion de ceux-ci.

2.2 Possibilité d'introduction d'éléments de traitements supplémentaires

Il ne peut être question, d'une manière générale, lors de la réalisation d'une usine de traitement d'eau de prévoir tous les ouvrages spécifiques nécessaires pour faire face à tous les types de pollutions accidentelles pouvant intervenir à la prise d'eau, ni de surdimensionner certains ouvrages de traitements classiques (installation d'ozonation par exemple) pour les adapter à l'intensité des vagues de pollutions accidentelles susceptibles de se produire.

Cette méthode conduirait en effet à augmenter considérablement les investissements pour une utilisation très sporadique des ouvrages de traitements spécifiques et de la pleine capacité des ouvrages de traitement classique surdimensionnés. Pour les mêmes raisons et même si l'implantation de la chaîne de traitement a été prévue de manière suffisamment souple pour permettre l'adjonction ou le renforcement de la capacité de certains traitements—ce qui est rarement le cas—il est difficilement envisageable économiquement de réaliser des ouvrages supplémentaires spécifiques et un renforcement d'ouvrages classiques sur des installations existantes, même quand de nombreuses années d'expérience ont permis de préciser au moyen d'enquêtes, de mesures et d'études statistiques, la nature et l'importance des vagues de pollution susceptibles d'arriver à la prise d'eau.

Le seul moyen d'action dont pourra généralement disposer le traiteur d'eau consiste en l'addition de réactifs supplémentaires dans les ouvrages de traitement existants, sous réserve que les caractéristiques des ouvrages, permettent cette addition et que soient prévues des capacités de stockage suffisantes de ces produits.

Les possibilités sont dans le meilleur des cas, assez limitées, les réactifs en question devant avoir une gamme d'action très ouverte vis-à-vis des pollutions.

accidentelles éventuelles pour éviter la multiplication des aires en capacités de stockage. En pratique, deux types de réactifs, correspondant à deux grands groupes de polluants sont à prévoir :

- le *charbon actif en poudre* pour faire face aux pollutions accidentelles par substances organiques;
- la *chaux* en cas de pollution accidentelle par les métaux lourds.

Emploi du charbon actif en poudre.

Le charbon actif en poudre est utilisé systématiquement dans bon nombre de stations de traitement où il est le plus souvent introduit au stade de la coagulation; les doses utilisées en routine sont généralement faibles (<20 g/m³ eau).

En cas de pointe de pollution accidentelle par substances organiques, la mise en oeuvre de fortes doses de charbon actif en poudre constitue le seul remède suffisamment général pour pouvoir être appliqué dans tous les cas. Il a fréquemment été utilisé dans divers pays pour faire face à des pollutions accidentelles, notamment par les hydrocarbures, où des doses dépassant 100 g/m³ sont parfois nécessaires. Dans le cas de la pollution par le kérosène à Atlanta, cité plus haut, il a été possible de remédier aux conséquences de cette pollution, en mettant en jeu à haute dose, à la prise d'eau et en d'autres points de la filière de traitement, un mélange de charbon actif en poudre et d'argile et en augmentant les doses des autres réactifs mis en jeu; pendant les 3 semaines de durée de la vague de pollution les dépenses en réactifs ont été quatre fois supérieures aux dépenses habituelles.

Pour que la mise en oeuvre du charbon actif en poudre soit efficace, il est nécessaire que la station de traitement dispose d'un point d'introduction du réactif qui permette un temps de contact de l'ordre d'au moins quinze minutes sous agitation entre le charbon actif et l'eau. Dans le cas de filières du type "filtration rapide" (coagulation, floculation, décantation, filtration rapide), cette condition est toujours réalisée, le charbon pouvant être introduit en même temps que le réactif coagulant. Les filières à "filtration lente" se prêtent beaucoup moins bien à ce type de traitement, car il faut alors prévoir un ouvrage séparé pour réaliser le contact eau-charbon actif avant filtration.

Par ailleurs, il faut prévoir une capacité de stockage de charbon actif correspondant à quelques jours de production de la station de traitement selon la durée maximale prévisible des vagues de pollution à la prise d'eau. Si, par exemple, celle-ci est de 3 jours et si on admet un taux de traitement moyen durant le passage de la vague de pollution de 100 g/m³, il faudra disposer d'une capacité de stockage de 300 g charbon/m³ eau/jour, ou de préférence de 600 g/m³/jour (pour faire face à deux vagues de pollution rapprochées, en cas de difficultés d'approvisionnement) ce qui conduit, par exemple, pour une station de traitement de capacité nominale 25 000 m³/jour alimentant une ville moyenne, à une capacité de stockage de 15 tonnes de charbon actif.

A noter que le charbon actif en poudre constitue également un moyen de lutte contre une pollution par les cyanures nécessaire pour les stations ne disposant pas d'installations d'ozonation.

Emploi de la chaux.

La chaux peut être utilisée pour précipiter les métaux lourds à pH allant de 8,5 à 9,5, donc pour faire face aux pollutions accidentelles par ces corps toxiques minéraux. Ici encore, l'injection de chaux pourra se faire sans difficulté dans une filière du type "filtration rapide" où la chaux doit être injectée en même temps que le réactif coagulant (sel ferrique ou d'aluminium) qui favorise la précipitation des métaux lourds. Par contre, il

est pratiquement impossible d'insérer un traitement à la chaux dans une filière du type "filtration lente".

Les quantités de chaux à utiliser dépendent bien entendu des caractéristiques (pH, alcalinité, dureté) de l'eau à traiter et de la nature du métal à précipiter. On peut admettre qu'en moyenne une dose de l'ordre de 100 gm³ est nécessaire, ce qui conduit, comme le charbon actif poudre, à disposer d'une capacité de stockage de 0,6 kg/m³/jour, d'est-à-dire de 15 tonnes pour une station de traitement de 25 000 m³/jour de capacité nominale. Par ailleurs, une installation de préparation de lait de chaux doit être prévue.

Il est à noter que ce type de traitement ne représente pas une sécurité absolue vis-à-vis des pollutions accidentelles par les métaux lourds, d'une part parce que ses performances vis-à-vis d'un métal donné sont influencées par la présence d'autres métaux, ce qui fait qu'il n'y a aucune certitude de parvenir dans tous les cas à réduire la concentration du métal dans l'eau traitée en deçà des limites admises, d'autre part, le traitement à la chaux n'a aucun effet sur le chrome hexavalent, qui doit être auparavant réduit en chrome trivalent par le bisulfite ou le gaz sulfureux à pH voisin de 3, opération qui exigerait une étape de traitement supplémentaire—difficile sinon impossible, à insérer dans une filière existante—, des capacités de stockage de nouveaux réactifs (bisulfite, acide sulfurique) et le renforcement de la capacité de stockage de chaux.

3 Intérêt de la mise en place d'une réserve d'eau brute

Dans la grande majorité des cas, les stations de traitement ne sont pas armées; pour faire face à tous les types de vagues de pollution accidentelles, même si elles disposent de possibilités d'adjonction de réactifs tels que ceux dont il vient d'être question. C'est pourquoi il paraît souhaitable, plutôt que de multiplier les ouvrages de traitement et les réactifs à mettre en oeuvre, de prévoir en tête de station une réserve d'eau brute de capacité suffisante pour "effacer" les pointes de pollution et qui pourra être utilisée de différentes façons face à une détérioration accidentelle importante de la qualité de l'eau brute:

- arrêt total du puisage de l'eau brute et utilisation de la réserve comme seule ressource jusqu'à ce que la qualité de la rivière soit redevenue acceptable (une utilisation analogue peut être faite d'une réserve d'eau traitée; le coût de celle-ci, qui doit être couverte, est plus élevé que celui d'un bassin de rétention d'eau brute de même capacité);
- utilisation de la retenue comme un moyen d'amélioration naturel de la qualité de l'eau brute (dilution, sédimentation, flottation, autoépuration, etc.);
- utilisation de la retenue pour un stade supplémentaire de traitements artificiels (coagulation, réaération, oxydation, injection de charbon actif, etc.); avec possibilité de solutions intermédiaires, avec limitation du débit puisé et non arrêt total du puisage.

Le bassin de retenue peut être remplacé par la mise en oeuvre d'une réalimentation de nappe utilisée pour le stockage de l'eau brute, ce qui ne peut évidemment être fait que si les circonstances de lieu le permettent.

Le stockage dans la nappe permettra de disposer d'une réserve d'eau brute de qualité améliorée à laquelle il sera fait appel en permanence, mais qui, contrairement au bassin de retenue, ne sera utilisée en cas de pollution accidentelle sévère qu'avec arrêt total du puisage en rivière et de la réalimentation de la nappe.

Il est bien entendu admis dans les considérations ci-après relatives à la capacité de la réserve et à ses

Durée d'une vague de pollution à MERY en fonction du temps d'écoulement entre le point de déversement et MERY et de la durée du déversement

$$D = 0,4t + T$$

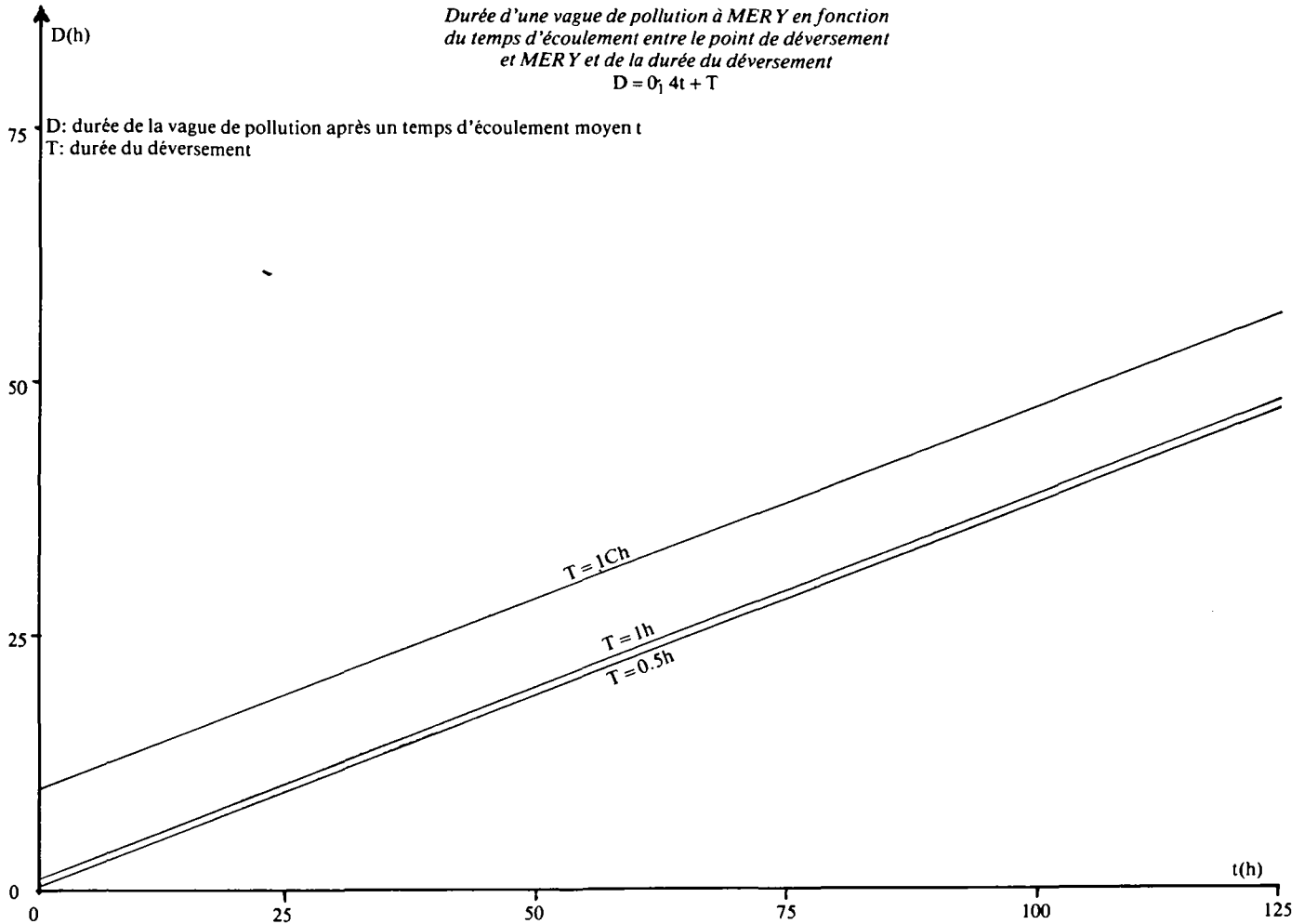


Figure 1

critères d'utilisation que la filière de traitement est susceptible de faire face elle-même à tout ce qui n'est pas pollution accidentelle (fond de pollution, pointes journalières, hebdomadaires et saisonnières).

3.1 Capacité de la réserve

La capacité souhaitable du bassin de rétention dépend essentiellement de la nature, de la durée et des concentrations à la prise d'eau induites par les déversements accidentels susceptibles de se produire dans le bassin versant. L'importance du bassin versant, du trafic fluvial et routier, et de l'industrialisation en amont de la prise d'eau ont évidemment une influence statistique sur la fréquence des pollutions accidentelles, qui a elle-même une influence secondaire sur la durée et les concentrations des vagues de pollutions accidentelles au droit de la prise d'eau, en ce sens qu'une fréquence élevée des accidents peut conduire à la superposition de deux, voire plusieurs vagues de pollution au droit de la prise d'eau; mais l'importance en dimensions du bassin versant et plus précisément de ses parties navigables et industrialisées a surtout une influence directe sur la durée possible des vagues de pollution à la prise d'eau, celle-ci dépendant du temps d'écoulement entre le point de déversement accidentel et la prise d'eau.

Tous ces facteurs font qu'il ne peut exister de formule générale permettant le dimensionnement optimal d'un bassin de rétention d'eau brute, et que celui-ci doit être déterminé cas par cas, en fonction des caractéristiques du bassin versant et des données sur les pollutions accidentelles au droit de la prise d'eau (durée,

concentrations, fréquence), lorsqu'elles portent sur une période suffisamment longue pour avoir une valeur statistique certaine.

Cependant, de manière générale, on peut se faire une idée de la durée et de la concentration moyenne en polluant d'une vague de pollution accidentelle au droit de la prise d'eau.

En effet, si l'on désigne par:

- T, la durée du déversement (en heures),
- t, le temps moyen d'écoulement entre le point de déversement et la prise d'eau (en heures),
- Co, la concentration en polluant déversé dans la rivière au point de déversement,

et si l'on considère que les vitesses d'écoulement au centre et au voisinage des bords de la rivière sont respectivement égales à 1,2 et 0,8 fois la vitesse moyenne d'écoulement, la durée (D) en heures de la vague de pollution à la prise d'eau sera:

$$D = T + 0,4 t \quad (1)$$

et la concentration moyenne (Cm) en polluant résultant du déversement:

$$C_m = \frac{C_o T}{T + 0,4 t} \quad (2)$$

Ces équations ont, par exemple, été utilisées dans le cadre d'une étude visant à fournir des éléments de dimensionnement d'un bassin de rétention destiné à protéger la station de traitement de Méry sur Oise (Syndicat des communes de la Banlieue de Paris pour les eaux), de capacité nominale 270 000 m³/jour.

L'application des équations (1) et (2) à ce cas, a.

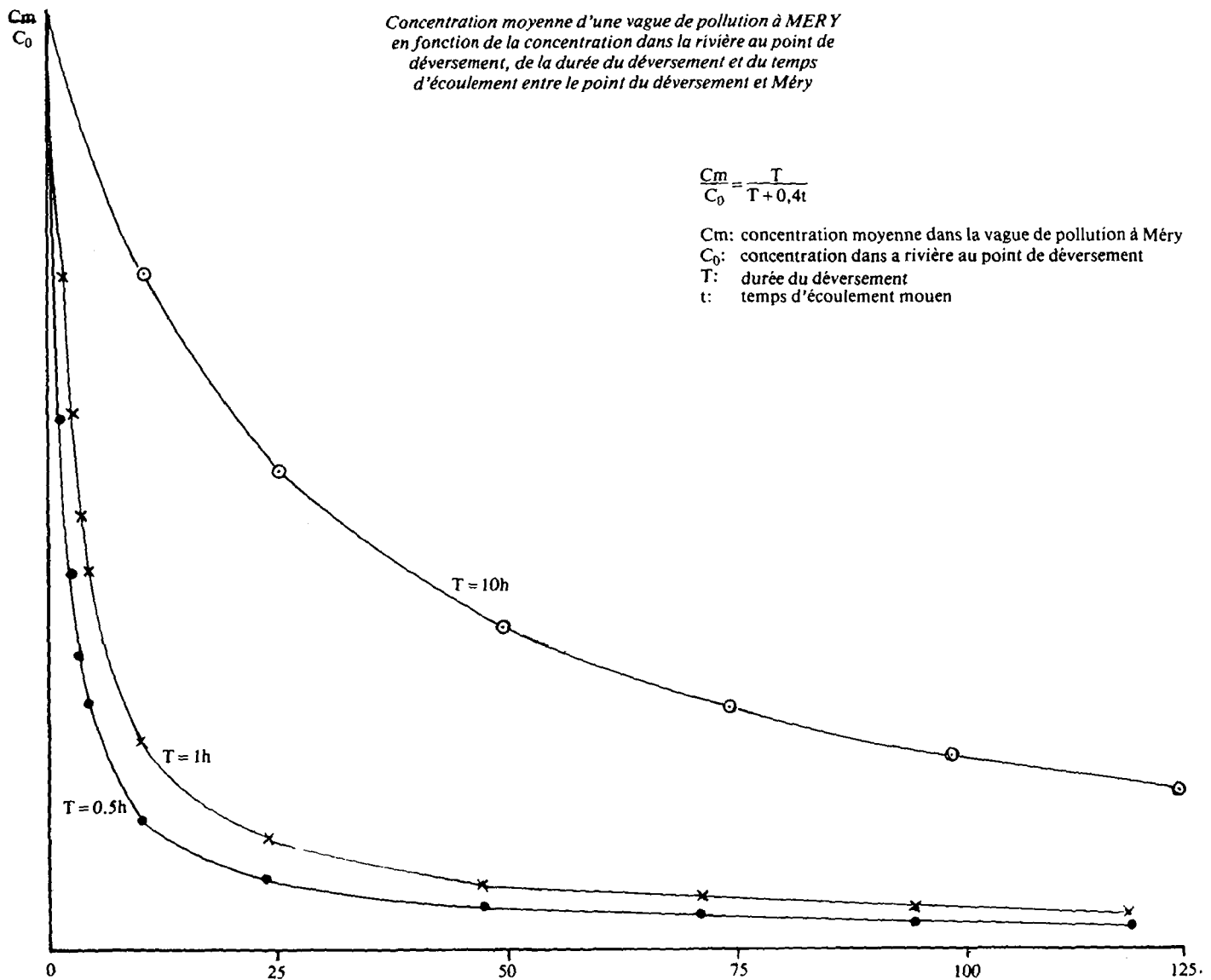


Figure 2

conduit aux considérations suivantes: (cf. figures 1 et 2)

— Pour une durée de déversement de 30 mn une réserve de 2 jours protégera l'usine contre tous les déversements effectués en amont, pour lesquels le temps d'écoulement moyen jusqu'à Méry est inférieur ou égal à 117 h, soit environ 5 jours, ce qui recouvre le plus souvent la plus grande partie du bassin versant de l'Oise en amont de Méry; pour les points de déversement plus éloignés de Méry (vagues de pollution de durée supérieure à 2 jours à Méry), la concentration moyenne en polluant déversé de la vague de pollution est plus de 100 fois plus faible qu'au point de déversement dans la rivière.

Dans le même cas, une réserve de 3 jours protégerait l'usine contre les déversements effectués en des points situés en amont de Méry à des distances correspondant à des temps d'écoulement inférieurs ou égaux à 178 h (plus d'une semaine) et les vagues de pollution durant plus de 3 jours à Méry seraient plus de 144 fois moins concentrées en polluant qu'au point de déversement.

— Dans le cas d'un déversement de très longue durée (10 h), une réserve de 2 jours protégera contre les déversements effectués à moins de 95 h (environ 4 jours) de temps d'écoulement de Méry et pour les temps d'écoulement supérieurs, la teneur en polluant à Méry sera au moins 4,8 fois plus faible

qu'au point de déversement; une réserve de 3 jours protégera dans ce cas contre les déversements effectués à moins de 155 h de temps d'écoulement, et pour les déversements effectués en des points plus éloignés de Méry, la concentration dans la vague de pollution à Méry, sera 7,2 fois plus faible qu'au point de déversement.

Ces observations d'ailleurs confortées par d'autres éléments de l'étude statistique effectuée ont conduit à conclure que dans le cas considéré, une réserve de 2 à 3 jours permettrait de faire face à la grande majorité des vagues de pollution au moins si celles-ci ne proviennent pas de déversements trop prolongés et trop éloignés de Méry, la gravité du problème étant toutefois atténuée dans le cas de points très éloignés du fait de la diminution d'intensité de la vague de pollution sous l'effet de la dilution et de l'autoépuration.

A l'issue de cette étude, il a été décidé de mettre en place à Méry un bassin de rétention d'une capacité de 2 jours de production de l'usine, capacité qui pourrait être portée ultérieurement à 4 jours.

D'une manière générale, une capacité correspondant à quelques jours de production de l'usine de traitement sera le plus souvent suffisante pour les prises d'eau en rivière; à noter que la réglementation anglaise recommande une capacité correspondant à 7 jours de production, mais que cette recommandation est loin

d'être acceptée unanimement par les distributeurs d'eau anglais, dont beaucoup estiment que la capacité de stockage doit être déterminé cas par cas.

Dans le cas d'un canal où les temps d'écoulement sont plus importants, c'est la durée d'évacuation du bief où se situe la prise d'eau qui peut être prise comme base de dimensionnement du réservoir.

3.2 Critères d'utilisation de la réserve

Les critères d'utilisation de la réserve sont différents selon les aménagements du bassin de rétention.

Dans le cas où la retenue est prévue comme simple réserve d'eau, sans possibilité d'amélioration notable de la qualité de l'eau (cas des bassins de grande profondeur, par exemple), il sera souhaitable d'arrêter son alimentation dès que la qualité de l'eau à la prise d'eau ne sera plus suffisante (selon les critères indiqués au paragraphe 1.1) pour permettre la production de l'eau potable.

Le bassin de rétention sera alors utilisé fermé jusqu'à ce que la qualité de l'eau de la rivière respecte à nouveau ces critères (des mesures très fréquentes du ou des paramètre(s) incriminé(s) devront être faites pour que le bassin puisse être réalimenté dès que possible).

De la même manière, la réalimentation d'une nappe utilisée comme réserve d'eau brute sera interrompue dès alerte à la pollution afin d'éviter toute contamination de la nappe, la station recevant alors l'eau de la nappe non alimentée, et ce jusqu'à la fin de la vague de pollution.

Si le terrain disponible pour la construction de la retenue a permis la mise en place d'un bassin de rétention peu profond (de l'ordre de 2 mètres au maximum), on pourra escompter une certaine amélioration de la qualité de l'eau par effet de stockage (azote ammoniacal, substances organiques biodégradables, matières en suspension et métaux lourds notamment). Dans ce cas, l'alimentation de la retenue ne sera interrompue que lorsque le paramètre de pollution concerné sera en concentration telle à l'entrée de la retenue que l'effet de stockage permette tout juste le respect des critères de puisage à la sortie de la retenue. La durée d'utilisation du bassin fermé pourra donc être nettement raccourcie relativement au premier cas. Un autre avantage d'un tel type de bassin de rétention est qu'il permettra en dehors des périodes de vagues de pollution, une économie de réactifs dans la suite de la filière de traitement. Il est en effet bien connu qu'un stockage d'une durée de 2 à 4 semaines permet une amélioration très nette de la qualité moyenne de l'eau, en plus de l'effacement des vagues de pollutions, comme l'ont montré notamment les expériences d'Helsinki et de Rotterdam (abattement de 90% des MES et de 30% de la DCO en 2 semaines), mais les essais récents de longue durée effectués en pilote par la SETUDE sur les eaux de l'Oise, montrent qu'une amélioration notable peut être obtenue après seulement 2 à 4 jours de stockage, avec une économie non négligeable des réactifs utilisés pour le traitement (cf tableau 3-A).

Enfin, il est possible d'utiliser une partie du bassin de rétention pour des prétraitements, tels que l'adjonction de charbon actif en poudre ou la réoxygénation des eaux, l'effet de ces prétraitements s'ajoutant ou non à l'effet de stockage selon les caractéristiques du bassin. Dans ce cas, comme dans le précédent, on tiendra compte de l'amélioration de la qualité des eaux se produisant dans le bassin (ici grâce aux prétraitements et éventuellement au stockage) et on n'interrompra l'alimentation du bassin que lorsque l'amélioration de la qualité de l'eau dans le bassin ne

Tableau 3 Essais de stockage en bassins pilote sur l'eau de l'Oise

3.A Effet du stockage sur les taux moyens de réactifs nécessaires dans la filière de traitement ultérieure

	Eau brute	Eau après stockage	
		Storage 2 jours	Storage 4 jours
Taux de traitement au chlore (break-point), g/m ³	6,5	4,0	2,8
Taux de coagulant (WAC), g/m ³	21,7	8,3	5,0
Taux de postozonation virulicide vraie, gO ₃ /m ³	3,85	3,12	3,0

3.B Effet de la préozonation sur les taux moyens de réactifs nécessaires dans la filière de traitement ultérieure avec et sans stockage.

	Eau brute	Eau préozonée (1,2gO ₃ /m ³)	Eau après stockage 2 jours (sans préozonation)	Eau préozonée (1,2gO ₃ /m ³) + stockage 2 jours
Taux de traitement au chlore (break-point), g/m ³	6,5	5,7	4	3,3
Taux de coagulant (WAC), g/m ³	21,7	19,2	8,3	5,0
Taux de postozonation virulicide vraie, gO ₃ /m ³	3,85	3,18	3,12	2,76

sera plus suffisante pour permettre le respect des critères de puisage à la sortie.

L'adjonction des prétraitements dans le bassin de rétention peut ainsi permettre de faire face sans dommage à des pollutions accidentelles de durée et d'intensité exceptionnelles. En temps normal, l'adjonction de prétraitements judicieusement choisis dans la retenue, permet en général une économie sur les quantités globales de réactifs utilisés au cours du traitement. C'est ainsi que l'addition d'un stade supplémentaire de traitement au charbon actif permet, à résultat égal, de réduire dans des proportions importantes la dose globale de ce réactif à mettre en jeu; de même la mise en oeuvre d'une préozonation en tête du bassin de stockage peut conduire à une économie non négligeable des réactifs à mettre en jeu ultérieurement, comme l'ont montré les essais de stockage sur les eaux de l'Oise dont il vient d'être question (cf tableau 3-B).

Conclusion

Les accidents de pollution sont d'origines très diverses (accidents de navigation, accidents routiers ou ferroviaires, accidents au cours du chargement ou du déchargement de produits, inondations et incendies déversements accidentels d'origine industrielle, accidents sur forages de gaxon de pétrole, sabotage et faits de guerre).

Seuls ont été pris en considération dans ce rapport ceux qui provoquent le déversement dans le milieu naturel de substances de nature et de concentration telles qu'elles posent un problème particulier et temporaire pour le traitement de l'eau destinée à l'alimentation humaine.

L'étude a été limitée aux pollutions accidentelles des eaux superficielles, celles des eaux souterraines

ayant des conséquences très différentes en ce qui concerne le traitement de l'eau: en effet les accidents de pollution s'y traduisent le plus souvent par une contamination de longue durée qui impose soit de suspendre l'utilisation de la ressource, soit de modifier de manière fondamentale la chaîne de traitement.

L'examen des divers moyens de lutte contre les vagues de pollutions accidentelles dont dispose le traicteur d'eau montre que, si des moyens réglementaires ou préventifs (double prise d'eau, interconnexion des adductions, barrages flottants, disposition immergée des prises d'eau) ont une certaine efficacité, de même que les moyens dynamiques (mise en oeuvre temporaire de traitements légers complémentaires par exemple au charbon actif en poudre ou à la chaux), la méthode la plus sûre et, en tout cas, la plus généralement applicable, consiste à mettre en jeu en amont de la filière de traitement une réserve d'eau brute sous la forme d'un bassin de rétention ou d'un stockage souterrain.

Les dimensions de la retenue d'eau brute doivent être calculées dans chaque cas en fonction des caractéristiques du bassin versant de la rivière en amont de la prise d'eau (notamment: dimension, hydrologie, population industrielle, trafic fluvial, routier et ferroviaire), de l'historique des accidents passés et d'une étude des potentialités d'accidents dans ce bassin versant en amont de la prise d'eau, mais sa capacité devra être, le plus souvent de quelques jours de productions de l'usine de traitement.

Si le storage en nappe ne peut être utilisé qu'avec arrêt total du puisage de l'eau brute durant la détérioration temporaire de la qualité de celle-ci, par contre le bassin de rétention peut en outre être utilisé complémentaiement de deux autres façons pour faire

face aux vagues de pollutions accidentelles:

- utilisation comme moyen d'amélioration naturel de la qualité de l'eau brute par effet de "storage" (cas des retenues peu profondes qui sont à recommander si l'on dispose d'un terrain suffisant)
- utilisation pour un stade supplémentaire de traitements artificiels légers.

Ces deux modes d'utilisation autorisent un temps de fermeture plus court du bassin de rétention, en cas de vague de pollution accidentelle, ce qui permet soit de diminuer la capacité de la retenue au moment de sa construction, soit d'accroître sa sécurité, à capacité. Par ailleurs, en dehors des périodes de pollutions accidentelles, ces deux types d'utilisation de la retenue conduisent à un abattement de pollution qui se traduit par une économie de certains des réactifs utilisés pour le traitement. Ces économies de réactifs doivent être prises en compte lorsqu'on établit le bilan économique investissement-exploitation de la création d'une réserve d'eau brute.

Enfin il doit être souligné que la réserve ne pourra être utilisée de manière rationnelle et sûre que sous réserve de la mise en place d'un dispositif de mesure automatique avec alarme muni d'un nombre de capteurs important visant les paramètres de qualité les plus susceptibles de dégradation à la prise d'eau en rivière. Un tel dispositif doit au moins être implanté à proximité amont de la prise d'eau mais il est préférable d'en prévoir un également à proximité amont de la sortie du bassin de rétention. Il est évident que le développement de capteurs visant un maximum de polluants potentiels est nécessaire pour optimiser l'utilisation des réserves d'eau brute comme celle de tout autre remède contre les pollutions accidentelles.

Control of specific industrial pollution of water resources

by H. Fish and S. Torrance

Thames Water Authority, UK

Introduction

One of the major problems facing the water supply authorities in the industrialised countries is the growing professional and public concern regarding the chemical purity of public water supplies. This arises first because generally adequate, and hygienic, supplies of water are now demonstrably available, and hence there are few grounds for concern on these counts. Second, because of the continuing expansion in chemical production and usage which increases the nature and extent of pollution of the environment, including water resources. Third, because we are obliged to draw increasingly on polluted river sources for meeting new water demands, and finally because we are now capable of demonstrating chemical contamination in waters at exceedingly minute levels.

The concern is of course with public health—on a personal basis for the individual and on a local, regional or national basis for supply authorities and for governments. Justified or not, this concern will not go away, and there cannot be any water scientist in the world who can demonstrate absolutely that the public supply he examines is *completely* free of chemical contamination caused by man.

In this situation, the only course of action to be taken by any water supply authority is to demonstrate that the water supplied contains no residual chemicals in concentrations judged to be harmful to human health. This judgement must embrace the possibility of harmful effects accruing over a lifetime of drinking as well as short-term considerations.

It is a relatively simple process to demonstrate that water supplies are adequately free of acutely toxic or otherwise obnoxious chemicals. It is also readily possible, given an appropriate water quality management organisation, to ensure that water supplies are maintained adequately free of this kind of pollution, even where the water source is a lowland river draining developed areas.

Yet it is impossible to show that a water supply drawn from a river draining a developed area does not contain contamination which might, over long period consumption, have harmful effects on human health. This situation arises because current medical knowledge of the lifelong health-implications of ingestion of minute traces of most chemicals is very limited or non-existent, and because complete chemical analysis of all waters is not practicable.

We are never likely to be delivered out of this great difficulty. As our medical knowledge expands, so the chemical complexity of the subject is likely to expand. As we find answers to existing questions so will new questions be posed.

As is usual in a public debate on any human problem, such opinions as are held on the problem tend to polarise to two extremes. On the one hand, there are those who demand proof that waters are absolutely wholesome. This extreme view is often modified into the requirement that if any water is abstracted from an obviously unwholesome source, the supply authority

must prove that the water will be made completely wholesome before it is put into supply. At the other extreme there are the persons who hold that concern with minute contaminations of water supplies is misguided, and that the risks to health arising are insignificant. Between the two extremes of view lies the majority opinion of the water supply industry, namely that if a water supply can be shown to be within the current acceptable national or international limits of quality, then the water is acceptably wholesome.

However there are many people, including the authors, who believe that this majority opinion is only valid provided the water supply authorities take all practicable steps to ensure that the degree of pollution of water supply which can occur, both in general terms and in terms of specific chemicals, is firmly controlled. This is exactly what the Thames Water Authority is proceeding to do, initially in the industrial pollution context. This paper describes how this new approach to industrial pollution control was formulated, how it is being carried out, and the results achieved to date.

Background to control of industrial pollution of water in England and Wales


Throughout England and Wales, control of industrial and agricultural discharges of wastewater to urban and rural sewerage and sewage purification systems has been exercised for more than 40 years. General control of industrial (and domestic sewage and agricultural) discharges of wastewater to freshwater rivers and streams has been exercised since 1951. The degree of both types of pollution control exercised has increased over the years to meet the needs of expanding population and increasing national productivity, and increasing needs for river use and environmental protection.

In 1974, ten water authorities were formed in England and Wales (Fig. 1), each to manage the complete water cycle in their river basin areas. On their formation, the water authorities, inherited from their predecessor local authorities, sewerage boards, water supply boards, and river authorities, generally advanced systems of water management in its various branches. Since 1974 the water authorities have integrated, consolidated, and developed further the systems they inherited, with the assistance of the 31 water companies which remain in operation as water supply undertakings within the water authorities' areas, and the assistance of the local authorities who deal with local sewerage as agents of the water authorities.

Within the total systems of water management now operated by the water authorities, the position regarding control of effluent discharges is basically as follows:-

1. All discharges of sewage effluent and of industrial and agricultural effluent to freshwater rivers and streams are made with the consent of the relevant water authority. Such consents lay down conditions

REGIONAL WATER AUTHORITIES

Areas in England within Welsh
National Water Development Authority 


Areas in Wales within
Severn - Trent Water Authority 



Figure 1

regarding the volume and rate of discharge, and regarding the quality of the discharge. Virtually all discharges of significant volume are given primary and secondary treatment before discharge to rivers and streams.

2. The discharge of industrial effluents to water authority sewerage systems is generally encouraged, on payment of charges for the service given, where the sewerage systems and the associated sewage treatment works are of adequate capacity to receive such wastes. All discharges are required to conform with the requirements of the water authorities as regards volume and rate of discharge and the quality of the discharge.

Where discharges of sewage effluent and other waste-waters are made direct to rivers, control of the general quality of the discharges in terms of suspended solids, BOD₅, and ammonia is maintained and where necessary limitations on toxic substances such as cyanide, heavy metals, phenols, etc. are applied. As regards discharges to sewerage systems, the general and specific quality of these discharges has been controlled to ensure that no damage to sewers, or hazards to sewerage workmen, or interference with sewage purification, could arise.

In general, and particularly on rivers used as sources of public water supply, this control of discharges to rivers and sewers has ensured that the rivers have been kept clean, supporting healthy fish life, and suitable for abstraction for public supply after appropriate treatment. Certainly on the water supply

rivers in the Thames Water Authority area, the raw river waters abstracted for public supply comply in all respects with the limits of quality specified for *treated waters* by the World Health Organisation (European Standards).

The basis of the new approach to pollution control

Some two years ago, the Thames Water Authority decided that a much more detailed and precise system of controlling pollution of the freshwater reaches of the River Thames, and its main tributary the River Lee, should be developed. This decision was taken for the following reasons:-

1. The freshwater River Thames supplies an average of 1.6 million m³/day of raw water for conversion to public supply for London, and in a dry summer approximately 40% of the abstracted water consists of sewage effluent and industrial wastewater discharges passed to the river upstream of the waterworks intakes. (Fig. 2). (Table 1).
2. Likewise, the River Lee supplies an average of 0.3 million m³/day of public supply to London, and in a dry summer some 60% of the abstracted water consists of previously used water.
3. Public concern is increasing regarding the possibility that this high degree of water reuse in public supply results in trace-chemical contamination of the water supply with possibly harmful effects on consumer health over lifetime drinking. It was concluded that a new initiative should be taken to establish exactly

Thames Water

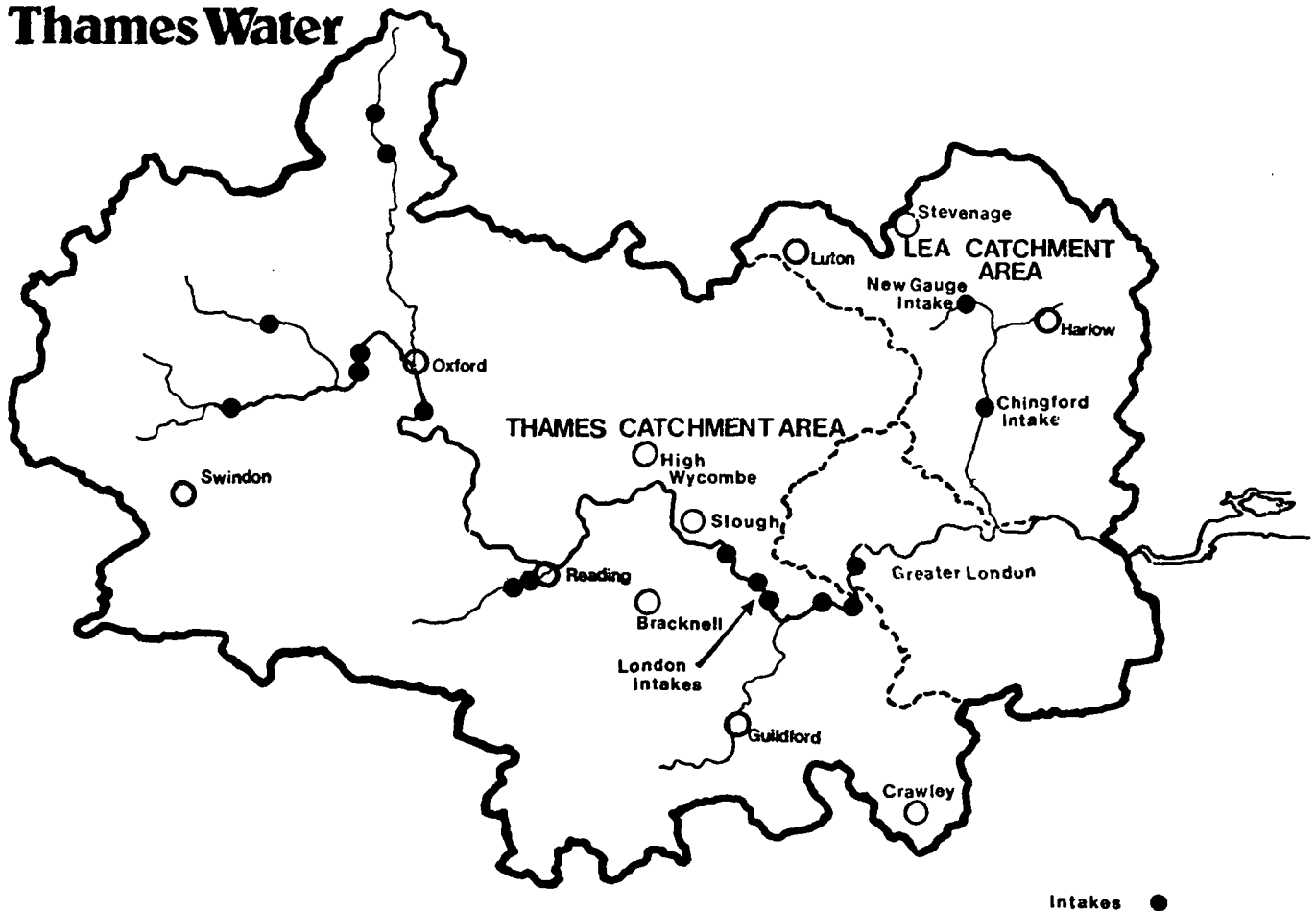


DIAGRAM OF THAMES AREA

Figure 2

Table 1 Thames Water Authority

List of towns and major industries draining to rivers upstream of waterworks intakes

Authority's Operating Division	Town	Major Industries (producing discharges >500m ³ /day)
Cotswold	Swindon	Engineering; Plastics
	Witney	Blankets manufacture
Vales	Abingdon	Food and drink; Tanning
	Oxford	Engineering; Paper
Lambourn	Bracknell	Electronics
	Reading	Food and drink; Engineering
Southern	Alton	Food and drink
	Crawley	Engineering; Pharmaceuticals and Toiletries
Chiltern	Guildford	Food and drink
	Leatherhead	Engineering
	Reigate and Redhill	Pharmaceuticals
	Weybridge	Engineering
	Hemel Hempstead	Paper; Photographic Processing; Engineering
Lea	High Wycombe	Paper
	Kings Langley	Food and drink
	Rickmansworth	Paper
	Slough	Food and drink; Engineering; Textiles
	Watford	Printing
	Harlow	Engineering; Chemicals
	Hatfield	Engineering
	Luton	Engineering; Food and drink; Chemicals
	Stevenage	Engineering; Photographic Processing
	Welwyn Garden City	Pharmaceuticals; Plastics; Engineering

Note: Of the above listed Operating Divisions, the first five are responsible for water supply and sewage disposal. The Lea Division is responsible for sewage disposal and river management including control of discharges direct to river. The Thames Conservancy Division (not listed) is responsible for river management in the freshwater Thames catchment.

what trace-chemical contamination of the water supply was occurring, and to put in hand any new control of this contamination considered necessary or desirable. This method of approach was judged to present the most direct and practicable means of allaying public concern within a short period of time. At the same time, this approach would ensure that protection of the river ecology from harmful trace-chemical contamination could be achieved.

- The placing of all water management functions in the Thames area (as in other water authority areas) under the complete control of one *executive* body provided, for the first time, means whereby integrated water pollution control in all its aspects could be exercised from a central command in the interests of *all* the water users. This control ranges from broad planning and general direction at headquarters level, down to the day-to-day decision-making by the Authority's nine Operational Divisions in sewage works and waterworks construction and operation, in inspection of premises discharging wastewaters, in the sampling and analysis of discharges, rivers, groundwaters and supply waters, and the taking of swift preventive, corrective, or mitigating action when unacceptable pollution is apprehended or occurs.

The central philosophy of the new approach is simple. It is a sound, and long-held, principle that in the catchment areas of water impoundments drawn on for public water supply, all activities likely to cause pollution should be subjected to strict control. While the severity of past control has been modified considerably in recent years to permit recreational activities to proceed on reservoirs, the basic control arrangements

remain the same. It was decided that in view of the importance of the Rivers Thames and Lee as sources of public supply, an approach to the protection of river quality, similar to that applied to reservoirs, should be attempted, to be described as "catchment quality control".

The objective of this catchment quality control is to provide a new dimension in water pollution control to supplement the existing general pollution control arrangements. It is a process of assessing, and controlling where necessary, the nature and extent of persistent low-level chemical contamination passing to rivers, from industrial, agricultural, and domestic sources. It is a process which is the converse of, and supplementary to, analytical and toxicological research efforts directed at assessing what harmful contaminations water supplies contain and epidemiological investigations directed at relating statistically the incidence of human disease to water supply quality.

Having decided to proceed with establishing catchment quality control, the questions of where to begin and how to proceed were considered. In this, there were no precedents or previous experience available to build on. Since the primary concern was with low-level contamination of water supply and its possible effects over long-period drinking, it followed that the primary target for consideration should be the contaminations likely to arise more or less continuously over long periods, i.e. those arising from discharges of waste water. In this respect, sewage effluents and industrial effluents are the major contributors.

Because contaminations from industrial sources were likely to be in greatest variety, and their nature probably presented the greatest hazards, and because the investigation of them presented the greatest difficulty, it was decided that these should be investigated first.

The procedure adopted

First a Catchment Quality Control Unit was formed, consisting of a senior scientist with a wide knowledge of both industrial processes and industrial effluent treatment and control. An assistant scientist with similar background completed the team. This team operates from the Authority's Headquarters, and is assisted by the scientists and field staff of the seven of the Authority's Operating Divisions who deal with the day-to-day normal business of control of industrial effluents discharging to sewers and direct to water supply rivers in their divisional areas. (Fig. 3).

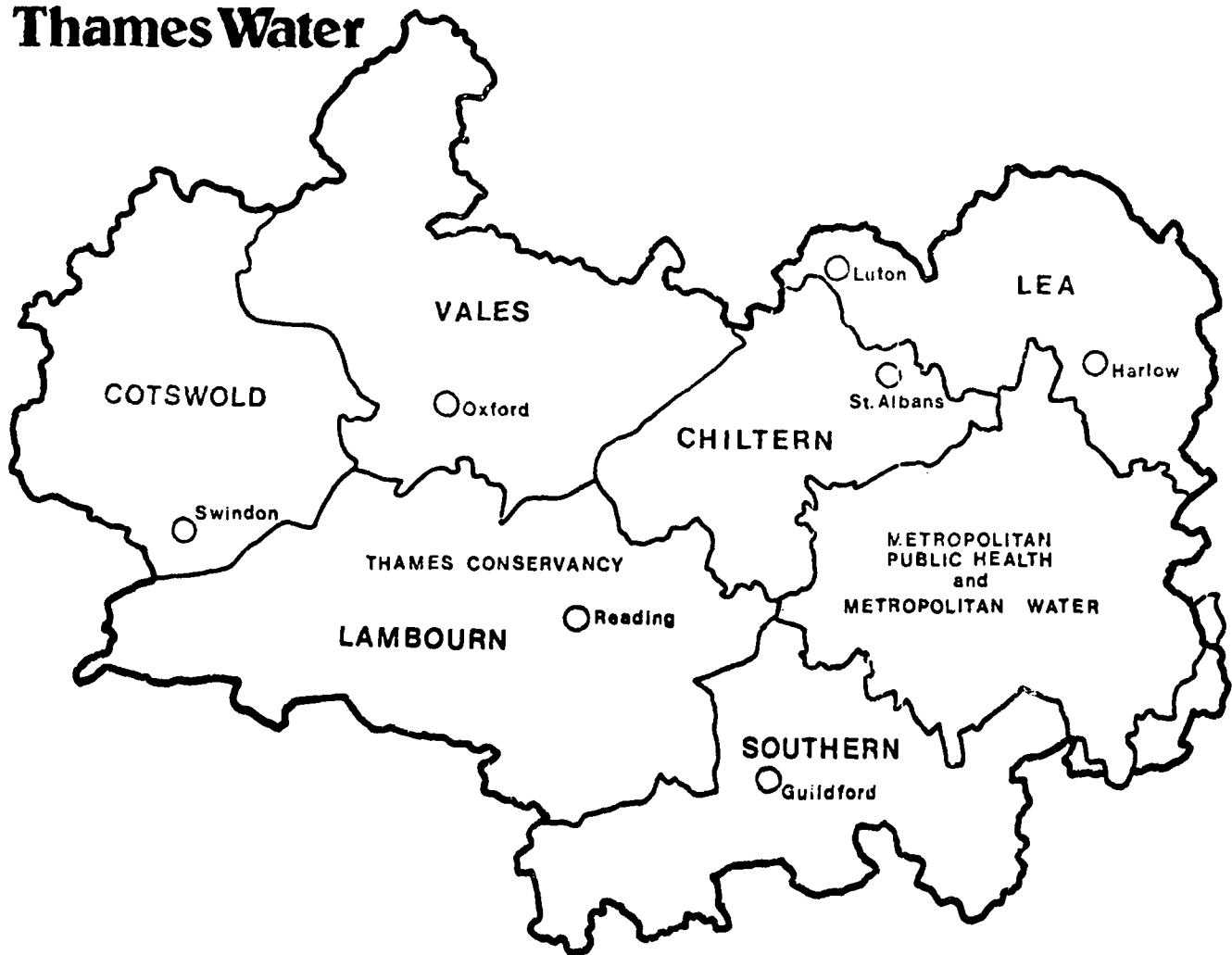
The programme of work proposed was formulated on a tentative basis, to be modified as and when necessary in the light of experience of any practical obstacles to progress which developed. The programme was scheduled as a series of consecutive screening phases, as follows:-

Phase 1 This would be a desk-study, based on general information already documented, of all industrial premises discharging to sewers or to rivers direct. Those premises which obviously did not use significant quantities of questionable chemicals, for example most of the food industries, were eliminated from further consideration.

Phase 2 To visit each industrial establishment emerging from Phase 1 to establish what processes and chemicals usage was involved. Visits would be preceded by a letter from the Authority to the company concerned, explaining the objects of the investigation and the purpose of the visit and undertaking to observe confidentiality on the details of information given.

Phase 3 To assess the results obtained in Phase 2 in terms of chemical usage. Harmless chemicals, those

Thames Water



BOUNDARIES OF OPERATIONAL DIVISIONS

Figure 3

known to be readily biodegradable under standard effluent treatment conditions, and those which were so insoluble in water as to be virtually absent from the final effluent, would be eliminated from any further consideration. A mass balance of the chemicals thought likely to appear in the final effluent would be calculated, after taking into account in each process the quantities incorporated in the products and any removed from the effluent stream for disposal elsewhere as solid or strong toxic wastes. Note would be taken of probable side reactions during the production processes.

Phase 4 Calculation of the total annual output of each chemical emerging from Phase 3 in discharges to sewer and to river, and to assess the overall importance of these outputs in relation to water supply. This assessment of the importance of individual chemicals would embrace the following principle. Any annual output of chemical which would be diluted by the lowest recorded total annual river flow at the nearest downstream waterworks intake, to an average concentration of less than 1 part in 10 000 million parts of river water ($0.1 \mu\text{g/l}$) would be eliminated from further consideration. Radioactive substances are outside the considerations of this paper.

This decision to ignore annual average concentrations of any chemical of less than $0.1 \mu\text{g/l}$ was based on the following considerations:-

1. Study of worldwide standards of quality for drinking water showed no quality limit more stringent than 1 part in 1 000 million, except the WHO limit for the poly-nuclear aromatic hydrocarbons which is 2 parts in 10 000 million.
2. The selected limit of 1 part in 10 000 million is thus more stringent than any existing water supply standard, and it is applied to abstracted river water which ignores any removal of the chemical in waterworks treatment, thus giving some additional margin of safety.
3. The above calculation of annual average concentration of any chemical ignores any biodegradation or other pathways of removal, which in practice are likely to occur in effluent treatment or river self-purification, again giving a margin of safety. Furthermore, the calculation is based on the lowest recorded total annual river flow, so in all other years the actual concentration should be less than calculated giving a further margin of safety.
4. The limit of $0.1 \mu\text{g/l}$ will be kept under review, and made more stringent if and when it is considered justifiable to do so in the light of further knowledge.

The question might be asked as to why annual average concentrations should be used as the yardstick instead of daily or monthly average concentrations. The answer is that since the concern relates to the lifelong

effect on consumers of minute traces of contamination of drinking water, the variations of daily or monthly concentrations are not likely to be of significance. This is particularly so when the calculation is used for screening purposes, and actual measurement of the concentrations in the river will follow, if necessary, in the next Phase.

Phase 5 To sample the river water in question at the relevant waterworks abstraction point and to analyse this for the specific chemicals emerging from Phase 4. If any of these chemicals was found to be present at a concentration very different from that predicted in the circumstances of usage and river dilution pertaining, the reasons for this aberration would need to be sought.

Phase 6 This final phase is probably the most important one. Questionable chemicals found in the river and in drinking water supplies abstracted therefrom would be referred to medical and toxicological experts for assessment as to public health significance. This will involve a further, possibly lengthy series of investigations since at present no simple method exists for correlating toxicity and mutagenicity tests with acceptable standards for daily human ingestion over a long period of time. If the expert opinion advised that removal of any substance or substances from the water system was necessary or desirable, steps would be taken to achieve this at the industrial premises concerned or, if more appropriate, at the downstream abstracting waterworks.

The results achieved up to 1977

The phased programme of work was begun in 1975, and so far, surprisingly little variation of the programme has been necessary. The programme was begun in the catchment area of the River Lee. Following completion of Phase 1, which was essentially a desk-study of all industrial effluents discharged to the river, a list of the effluents to be investigated was drawn up. The Phase 2 procedure was then applied. The Managing Director of every company making a discharge was sent a letter explaining the nature of the project, requesting his cooperation and preparing the way for the initial visit of the Authority's Catchment Quality Control Scientist. At each of these meetings, information was requested, in confidence, as follows:-

1. Details of all water-using processes carried out at the factory.
2. Details of all chemicals used or manufactured in each process, including chemicals produced by side-reactions.
3. The approximate total quantity of each chemical likely to be discharged in the trade effluent over the past year.

As regards the quantities of chemicals expected to be discharged over a year, the companies were advised to ignore those chemicals which would not be discharged at the rate of more than 1 Kg/year. This quantity of 1 Kg/year is the amount which, in the River Lee during the drought year 1975/76 which yielded the lowest annual river flow ever recorded, would not cause an average annual concentration of that chemical in the river greater than 1 part in 25 000 million. This action was taken to eliminate any unnecessary work, bearing in mind that the limit of concern is 1 part in 10 000 million, and an operating limit of 1 part in 25 000 million was considered appropriate at this stage of the investigation.

The results of this preliminary series of interviews were very satisfactory. Dischargers were extremely cooperative, and made great efforts to produce the information required. This was found to be the case throughout the investigation and the great help given by industry in this matter is hereby acknowledged.

However one particular difficulty had to be overcome. Many proprietary compounds were purchased for process use and, frequently, the users had little or no knowledge of their chemical constituents. This involved a separate approach to manufacturers of these proprietary materials, requesting the precise chemical makeup of their products. Not surprisingly, the reaction of many manufacturers to these requests was not very enthusiastic. Nevertheless, by perseverance, almost all the required information was eventually obtained, in some cases from manufacturers in Germany, Switzerland, the USA and elsewhere. It is pleasing to record that when these manufacturers understood the nature and purpose of enquiries, they were most helpful in their cooperation.

As a result of this Phase 1 and 2 work, a list of 50 chemicals, discharged to the River Lee upstream of the Authority's New Gauge Waterworks Intake (Fig. 2) was drawn up for further consideration. A second list of 150 chemicals, discharged to the River Lee downstream of the New Gauge Intake, but upstream of the Chingford Intake, was also compiled.

Phases 3 and 4 of the investigation were then carried out by an expert panel of the Authority's scientific staff, comprising the Catchment Quality Control Scientist, a senior scientist engaged in the control of water supply quality, and the Regional Medical Officer. All available information regarding the biodegradability and toxicity of the listed chemicals was put before this expert panel. Much of this information was made available by the Information Service on Toxicity and Biodegradability (INSTAB) operated by the Stevenage Laboratory of the Water Research Centre.

The expert panel proceeded to eliminate from these lists any remaining chemicals judged to be harmless, readily biodegradable, or highly insoluble in water. Additionally, those chemicals which would be present in the river at the waterworks intakes, having regard to minimum annual river flow, at concentrations less than 0.1 $\mu\text{g/l}$ were also removed from the lists. A final list of "hard-core" chemicals emerged. This list is shown in Table 2. The investigation then moved into Phase 5—the sampling of the river water and analysis of this to determine the actual concentrations of hard-core chemicals in the river water.

The River Lee was sampled for one calendar month at the two Lea Division automatic water quality monitoring stations nearest the abstraction points. Sampling was carried out at regular hourly intervals throughout the 24 hours of each day during the month of March 1977, so as to produce a total of 60 litres of river water at each station. A small quantity of each was removed for analysis for the usual quality parameters. The remainder was divided into two portions, one representing raw river water, the second being converted to potable water in the laboratory by means of standard techniques of filtration and chlorination. The four samples, which had been stored in a refrigerator at about 5°C, were despatched to the Water Research Centre, Stevenage Laboratory. The Water Research Centre had kindly undertaken to carry out the analysis for the selected chemicals. The invaluable assistance of the Water Research Centre throughout the investigation is gratefully acknowledged.

The samples were analysed by gas chromatography/mass spectrometry. Since it is understood that the Water Research Centre will be publishing in due course details of the analytical techniques employed, no further information on this aspect will be given in this paper.

River flows for March 1977 were higher than the average for 1975/76. At the Water Hall Automatic Quality Monitoring Station, the sampling point on the River Lee upstream of the New Gauge waterworks

Table 2 Thames Water Authority

Hard-core chemicals in River Lee

Item No.	Name and Formula of Chemical	Estimated Average Concentration at Abstraction Points (1975/76 Flows) – pts/10 ¹⁰	
		New Gauge Water Intake	Chingford Water Intake
1.	1:2 Benzisothiazolin-3-one	—	1.2
2.	Dichlorophen (2:2'-Dihydroxy-5:5'-dichloro-diphenyl methane)	—	21
3.	1-(3-Chloroallyl)-3:5:7-triazolo-1-azonia adamantine chloride	—	3.3
4.	Ethyl Diamine Tetra-acetic Acid	448	1719
5.	Orthophenyl phenol	202	31
6.	Pentachloro phenol	—	15
7.	Photographic Chemical A – *	—	11
8.	Photographic Chemical B – *	—	42
9.	Photographic Chemical C – *	—	24
10.	Photographic Chemical D – 4-(N-Ethyl-N-2-methane sulphony laminoethyl)-2-methyl phenylene diamine (sesqui-sulphate monohydrate)	—	84
11.	Photographic Chemical E – 4-(N-Ethyl-N-2-hydroxyethyl)-2-methyl phenylene diamine (Sulphate)	—	140

* Further details of these materials may not be divulged.

Intake, the river flow was approximately 1½ times the 1975/76 flow. At the Kings Weir Water Monitoring Station, the sampling point upstream of the Chingford Intake, the flow was about 3 times that in 1975/76. The dischargers of hard-core chemicals were approached to ascertain how their usage and discharge of chemicals for March 1977 compared with their original estimates for 1975/76. These enquiries produced the following information:-

- (a) The use of Item 1 in Table 2. 1:2 benzisothiazolin-3-one had been virtually discontinued, the usage during the sampling period being less than 10% of the 1975/76 use. Accordingly, analysis for this chemical was not carried out.
- (b) The use of Item 3, 1-(3-chloroallyl)-3:5:7-triazolo-1-azonia-adamantine chloride, had been completely discontinued. Again, no analysis for this chemical was carried out.
- (c) Usage of the photographic chemicals, Items 7-11, was about 65% of the 1975/76 average (photographic processing is a seasonal trade).
- (d) Usage of Item 2, Dichlorophen, 2:2'-dihydroxy-

5:5'-dichloro-diphenyl methane, was 2½ times the 1975/76 average.

- (e) Usage of Item 5, orthophenyl phenol, was half the 1975/76 average.

One further matter had to be taken into account. During 1975/76 approximately 75% of the river flow had been abstracted at the New Gauge Intake. During March 1977, there was no abstraction at New Gauge. Due allowance was made for the effect of this on river flows downstream of New Gauge, and for the other factors in computing the estimated concentrations of the hard-core chemicals at the respective sampling points.

The Water Research Centre have now completed the analysis of the samples for Items 2, 4, 5 and 6. They were unable at the time to analyse for Items 7 to 11, the photographic chemicals, by GC/MS, and alternative methods of analysis for these chemicals, notably HPLC, are being explored. The results obtained, with the updated estimated values, are shown in Table 3.

Comparison between the results obtained and the estimated values has indicated that one set of figures are reasonably close; this is for Item 6, pentachlorophenol. Another compound, Item 5, orthophenyl phenol, has virtually disappeared in the river although it was stated to be non-biodegradable. The compound, Item 2, dichlorophen, is present at a concentration about 5 times the estimated figure, and in the case of the compound, Item 4, EDTA, the concentration in the river is many times that estimated.

The position, however, is less discouraging than would appear at first sight. Dichlorophen, Item 2, is a wide spectrum biocide/fungicide and the higher concentration found suggests its use by dischargers not included in the survey. This particular material is often used in small amounts as a general purpose biocide/fungicide for cooling water systems, in circulating waters in water-backed paintspray booths, and as an ingredient of several commercial agricultural preparations for market gardeners, etc. The much higher concentration of Item 4, EDTA, is by no means unexpected since EDTA is a constituent of a large number of domestic and industrial cleaning compounds. The virtual disappearance of Item 5, orthophenyl phenol, is a matter for speculation and further work is being carried out to attempt to explain this. Although more generally used as a biocide, in this particular case this chemical was used in a particular industrial production process. This process was specifically sampled and analysed to establish exactly how much of the chemical was present in the process water at the beginning and end of the process. The ratio of final concentration to initial concentration found, about 60%, was similar to the user's estimate. In order to investigate the situation in the receiving sewage treatment works, it is proposed to

Table 3 Thames Water Authority

Analysis of composite samples of River Lee water for selected hard-core chemicals

Item No.	Name of Compound	All results below are given in parts 10 ¹⁰					
		Water Hall (for New Gauge Intake)			Kings Weir (for Chingford Intake)		
		Raw Water		Processed Water	Raw Water		Processed Water
		Estimated	Found	Found	Estimated	Found	Found
2.	Dichlorophen	Nil	0.67	0.50	17	85	63
4.	EDTA	300	6320	ND	575	2560	ND
5.	Orthophenyl phenol	68	0.04	0.03	30	0.26	0.20
6.	Pentachloro-phenol	Nil	9	7.5	5	10	8

ND = Not determined

take samples over a period of one month of crude sewage, final effluent and sludge, before and after digestion, and to analyse for orthophenyl phenol. It should be noted, however, that, whatever the outcome of this investigation, its greatly reduced concentration in the river removes orthophenyl phenol from medical concern.

The Water Research Centre's results showed that laboratory conversion of raw water to potable quality did not significantly reduce concentrations of the listed hard-core chemicals, indicating that these chemicals are likely to pass almost unchanged into distributed water supply.

Phase 6 of the investigation in relation to the River Lee is now proceeding. The hard-core chemicals which were expected to be present in the river, but could not be found, and those which were found in concentrations much lower than expected, will be subjected to further investigation. Absence, or reduction of concentration, would suggest that either the chemical has been absorbed on sewage sludge or that some form of biodegradation has occurred at sewage works or in the river. If the former process is suspected, the concentration of the chemical in the sludge will be determined and the possible effects of application of the sludge to land assessed. If the latter process is suspected the nature and concentration of biodegradation products will be ascertained.

Eventually the key question to be answered is "What does the presence of the chemicals found in drinking water at the concentrations determined mean in medical terms?". In the light of present knowledge this is not a problem admitting of a simple solution. There is little, if any, information on the likely effect of drinking about 2 litres per day of this water over a period of 50 years or longer. A concentration in this water of any compound of 1 part per 10 000 million means a daily ingestion of 0.2 µg of this material. Figures are generally available of minimum lethal doses of many organic chemicals¹ but there is as yet no direct method of translating these into an acceptable maximum concentration for long-period ingestion. At a meeting organised by the World Health Organisation in 1975², a list of organic compounds identified in water was reviewed. Toxicological data was available for 45% of the 289 compounds reviewed, but long-term toxicity data was available for a much smaller proportion.

There is no useful information available regarding the long-term health implications of the presence in drinking water of the hard-core chemicals discharged to the River Lee. Accordingly, the UK Joint Committee on Medical Aspects of Water Quality is being asked to consider the implications of our findings. New developments on techniques for screening chemicals for possible carcinogenic properties have been reported³ which may permit medical answers to be given to the questions posed as a result of the work carried out on the River Lee. At least the catchment quality control process has pinpointed the need for medical decision-making on some specific chemicals.

In the meantime, the work has been extended to the catchment area of the freshwater River Thames. Phases 1 and 2 for this area have been completed. Phases 3 and 4 are well advanced and will yield in the near future a list of hardcore chemicals relevant to the waterworks intakes on the River Thames. It is expected that the Phase 5 work, involving sampling and analysis of the river water near the waterworks intakes, should begin in the Spring of this year.

One particular and valuable benefit of the initial work done accrued to the Thames Water Authority during the great drought of 1976. Then, for the express purpose of augmenting the dwindling water supplies for London, some waters containing very high proportions

of effluent, which are not normally put into public supply, had to be drawn on. The knowledge and experience already gathered in catchment quality control was of immense value in aiding the decision-making regarding the suitability of these waters for conversion to public supply and the need for special treatment.

Future intentions

As the Phase 6 work is completed, so the medical advice will be given as to whether elimination or reduction of concentration of particular chemicals identified as present in drinking water is necessary. As a result of the work in catchment quality control, it should not be a very difficult matter to apply the necessary remedial action. The main sources of the offending chemicals will be known, and the remedial action to be sought will depend on circumstances. In some cases, removal of the chemicals at source will be the appropriate action to be taken. This could be achieved by use of a safer substitute material, or by better "housekeeping" at the premises concerned, or by specific treatment of the industrial wastewater concerned before discharge to sewer or to river. Alternatively removal of some of the offending chemicals, particularly if there are many sources of a particular chemical, might be sought by special treatment at the abstracting waterworks.

The work on industrial contamination of river waters is envisaged to be a continuous process, with all industrial discharges being reviewed annually to permit proper account to be taken of changes of processes and use of new materials.

In the next year or so, attention will be directed to assessing the chemical contaminations likely to arise from agricultural operations. Consideration will also be extended to domestic usage of chemicals (some valuable work has already been done in relation to the discharge of birth-control chemicals (the Pill) via domestic sewage). Specific investigations are also contemplated in respect of urban run-off particularly in heavily-industrialised areas.

As regards the chemicals naturally present in wholly domestic sewage, this is seen to be a matter for national research investigations since that matter clearly cannot be investigated solely by the catchment quality control process. As and when detailed chemical analysis of purified domestic sewage is carried out, to replace Phases 1 and 2 of the catchment quality control processes as applied to industrial discharges, then Phases 3 to 6 of the process can be pursued. Then it will be possible to decide which, if any, trace chemicals present in purified domestic sewage need to be removed to protect the quality of water supplies drawn from rivers receiving sewage effluents.

Finally, some readers may question the validity of seeking to control the trace contamination of rivers caused by substantially continuous industrial discharges when it is well known that accidental spillages of chemicals from time to time cause gross pollution, and prevention of such incidents is virtually impossible. This is not the place to explain at length how, in the Thames area, such pollutions have not had any significant effect on water supplies drawn from Rivers Thames and Lee. However, it can be said that working arrangements exist whereby the Authority is advised immediately of accidents likely to cause river pollution. Most industrial wastewater discharges pass to sewers and our sewage works buffer-out many individual minor spillages to insignificance. Furthermore, our water supply arrangements are such that any river intake can be shut-down quickly and alternative supplies brought into use. Also, most of our river intakes for public supply (and all in

London) discharge first into storage before treatment, and all intakes will be provided with this facility as soon as possible. These safeguards collectively ensure that the effect of accidental pollutions on the health of water consumers is negligible.

Conclusion

The foregoing outline of the control of industrial pollution of water sources in the Thames area indicates how a new detailed approach to the finer chemistry of industrial processes has been added to the conventional methods of controlling industrial pollution of rivers.

It is submitted that while there is yet a vast amount of work to be done before the new process of catchment quality control, outlined above, can be regarded as fully established and fully effective, the viability of the process has been demonstrated and the work done has given a new, and reassuring, insight of important aspects of water supply quality management.

The circumstances of water reuse in the Thames area demand that the control of river pollution be set, and maintained, at a very high standard, and the commencement of catchment quality control is a necessary part of meeting that demand. The circumstances of integrated water management in England and

Résumé

Au Royaume-Uni, comme dans de nombreux autres pays le grand public se préoccupe de plus en plus du fait que l'eau obtenue de sources exposées à la pollution humaine et industrielle pourrait être nocive à la santé de l'homme qui en consomme pendant toute son existence, par suite d'une faible contamination par des produits chimiques.

Les administrations chargées de la distribution de l'eau peuvent disposer de trois manières de calmer cette inquiétude. La première, qui est la manière classique et normale, est d'établir d'analyse chimique et des constats de toxicité afin de démontrer qu'il n'y a aucune contamination sensible de l'eau distribuée. La seconde manière consiste à élaborer des techniques épidémiologiques de corrélation entre la maladie humaine et la qualité de l'eau, puis de définir et supprimer tout produit chimique avec lequel la corrélation s'avèrerait forte.

Wales obviously have greatly facilitated the adoption of this new approach.

Whether this kind of complex water pollution control process should, and could, be adopted in other countries depends of course on the industrial, water supply, and organisational position applicable in those countries. Nevertheless it seems likely that in any catchment area where rivers draining developed areas are drawn on for public supply, events will dictate that catchment quality control, or some similar control process, will have to be established sooner or later if the public are to be given reasonable assurance regarding the true quality of the water they drink.

References

1. "Registry of Toxic Effects of Chemical Substances". H. E. Christensen, Editor. US Dept. of Health, Education and Welfare, Washington, DC.
2. World Health Organisation, International Reference Centre for Community Water Supply, 1975. "Health Effects Relating to Direct and Indirect Reuse of Wastewater for Human Consumption". Report of an International Working Meeting, Tech. Paper No. 7. The Hague, The Netherlands.
3. B. A. Bridges, Short-term Screening Tests for Carcinogens. Nature, 1976, 261, 195-200.

Ces deux méthodes de traiter le problème sont, d'une manière générale, utilisées à l'échelon international à l'heure actuelle.

La troisième manière, qui se trouve maintenant utilisée par la Thames Water Authority, à l'origine dans le cadre de la pollution industrielle, consiste à établir avec exactitude quelle pollution par les produits chimiques en traces intervient dans la Tamise et dans le Lee, principales sources d'approvisionnement en eau de Londres, puis de prendre des mesures pour éliminer toute pollution considérée présentant un risque pour la santé des consommateurs la vie durant.

Ce mémoire décrira les bases sur lesquelles cette nouvelle méthode a été mise au point, les progrès faits, les résultats obtenus à ce jour, et les mesures complémentaires envisagées.

Part A. Les polluants spécifiques organiques dans les eaux de surface et leur évolution

par Maarten Schalekamp

Zürich

1 Introduction

Avec le développement de la civilisation technologique, le problème créé par les matières organiques résiduelles devient de plus en plus aigu et inquiétant. Car quelques-unes de ces matières sont toxiques. Les matières organiques sont omniprésentes dans l'environnement, en effet, elles se trouvent dans l'air, dans le sol et, bien entendu, dans les eaux.

Pour un service des eaux ces substances créent différentes difficultés lors de la préparation de l'eau. Le traiteur d'eau qui veut garantir une eau de qualité irréprochable et sans danger pour la santé du consommateur doit pouvoir adapter, en toutes circonstances, le traitement de l'eau en fonction de la charge créée par les matières organiques. Le traiteur d'eau doit suivre l'évolution des concentrations des matières organiques, d'une manière globale d'une part et, d'autre part, en s'intéressant à la détection de composés individuels. L'adaptation du traitement de l'eau doit pouvoir s'effectuer, immédiatement, en cas d'une pollution accidentelle par des composés organiques et, à moyen et long terme, en planifiant et en réalisant la modification et le développement du traitement en fonction de la charge organique dans les eaux à traiter.

Avec ce travail, nous allons tenter de donner un aperçu du problème créé par les polluants spécifiques présents dans les eaux. Pour nous documenter sur notre sujet (les polluants spécifiques organiques) et sur le sujet de Monsieur Burkard (les polluants spécifiques minéraux), nous avons questionné 40 pays, membres de l'AIDE et nous avons extraits des renseignements de la littérature. Nous avons récolté également des informations au cours du "Second International Symposium on Aquatic Pollutants", qui a eu lieu à Noordwijkerhout (Pays-Bas), en septembre 1977. En réponse à nos lettres et questionnaires, 9 pays, membres de l'AIDE, nous ont transmis une documentation très enrichissante et instructive. Il s'agit, dans l'ordre alphabétique, de l'Autriche, la Belgique, la Finlande, la France, les Pays-Bas, la Pologne, la République Sud Africaine, l'Union des Républiques Socialistes Soviétiques, et la Suisse. Nous les remercions tous chaleureusement. Ce travail n'aurait pu voir le jour sans la collaboration des pays membres de l'AIDE qui nous ont transmis de précieux renseignements. Je suis reconnaissant pour l'aide apportée par mes collègues suisses et tout spécialement par mes collaborateurs Dietlicher, Valenta, Wattenhofer et Zimmermann.

2 Généralités

Considérées d'une manière globale, les matières organiques présentes dans les eaux de surface montrent une très grande multiplicité, par leurs compositions moléculaires ou par leurs fonctions et propriétés chimiques et physiques. Ces matières organiques ont une origine naturelle, généralement biologique et une

origine due à la civilisation humaine: rejets domestiques et industriels. La quantité de ces dernières a beaucoup augmenté durant les 20 dernières années. Concernant la structure intrinsèque des molécules, on distingue des composés dégradables, généralement biodégradables, et des composés difficilement biodégradables, persistants.

Le traiteur d'eau s'intéresse surtout aux matières organiques dangereuses pour la santé ou bien qui lui causent des difficultés lors de la préparation de l'eau, c'est pourquoi il les considère comme des polluants spécifiques organiques. Par exemple: ces polluants colorent l'eau et dégradent ses qualités organoleptiques. Au cours du traitement de l'eau, ces matières organiques sont des précurseurs pour la formation de composés toxiques. Les acides lignines sulfonés créent des perturbations pendant la floculation. Les composés organiques sont une réserve de matières nutritives pour des microorganismes qui peuvent recontaminer le réseau de distribution.

Pour le consommateur, certains de ces polluants sont hautement cancérogènes ou d'autres sont toxiques et bioaccumulables.

3 Les polluants spécifiques organiques dans l'eau

3.1 Multiplicité des polluants organiques dans les eaux

Des listes polluants organiques présents dans les eaux ont été établies récemment aux Etats-Unis par l'agence pour la Protection de l'Environnement (EPA),¹ et en Europe avec le Project COST². Ces listes donnent des indications et des concentrations de plus de 1000 polluants déjà recensés, dans les eaux douces, dans les affluents d'eaux usées, dans les organismes aquatiques et dans les sédiments. A Bruxelles, la Communauté Européenne, recense les polluants de l'environnement. Ce projet appelé "Environmental Chemicals Data and Information Network", ECDIN³ offre une banque de données, déjà opérationnelle, où se trouvent différents renseignements sur les polluants, notamment leur toxicité, leur structure et leur spectre pour l'analyse par chromatographie en phase gazeuse couplée au spectrographe de masse (GC/MS).

3.2 Exemples de polluants organiques dans le milieu aquatique

Dans les eaux douces superficielles se trouvent des polluants organiques non dégradables et des polluants organiques dégradables. Citons, pour mémoire, quelques polluants organiques considérés comme non biodégradables. Les composés organochlorés, par exemple les biphenyls polychlorés (PCB) et le DDT qui sont adsorbés préférentiellement sur les matières

particulaires⁴ et se retrouvent généralement fixés dans les sédiments. Dans un organisme animal, les PCB s'accumulent dans les graisses, et, dans le cas de diète ou de maladie avec utilisation des graisses de réserve, ces substances sont remises en circulation et se retrouvent ainsi libérées à forte dose dans l'organisme qui s'auto-intoxique. Il existe des communautés microbiennes provenant de station d'épuration ou de sédiment, qui peuvent, dans des conditions expérimentales strictes, transformer lentement le DDT, les principaux métabolites formés sont le DDD et le DBP⁵. Les hydrocarbures aromatiques polycycliques sont également non biodégradables, et certains, comme le 3-4 benzopyrène, sont hautement cancérigènes. D'après les nouvelles normes recommandées, ces composés ne devraient pas se trouver, dans l'eau de boisson, à une concentration, globale et totale, supérieure à 100 µg/m³^{3,7}

Les polluants organiques dégradables peuvent être transformés dans la nature, suivant plusieurs voies. La plus fréquente est la transformation biologique par les microorganismes. Dans le milieu aquatique, les microorganismes se trouvent dans l'eau et dans la couche superficielle du sédiment. Dans l'eau, les vitesses de réaction peuvent être plus élevées que dans le sédiment où les matières organiques peuvent être fixées sur des particules et ainsi être masquées pour les microorganismes. Suivant les conditions de milieu, les réactions de dégradation microbienne peuvent s'effectuer en anoxie ou en aérobie, par exemple, Gibson⁶, dans une récente étude, a montré que des microorganismes pouvaient, en présence d'oxygène, dégrader des composés aromatiques. Des modes de transformation moins fréquentes dans la nature sont les transformations chimiques, par réaction de composés entre-eux, et les transformations photochimiques. Ces dernières peuvent se faire selon plusieurs modes, par exemple, la photoisomérisation qui conduit à la formation de nouvelles liaisons intramoléculaires, les photoisomères peuvent être plus toxiques que les molécules-parents⁷. La photominéralisation, conduisant à des fragments inorganiques et des composés nommés photoproduits. Et enfin la photooxydation qui implique une réaction entre le composé organique et un oxydant existant dans le milieu.

3.3 Quelques exemples de polluants organiques observés dans le traitement de l'eau

Formation d'haloformes par la chloration.

Les études sur ce sujet ont commencé aux Etats-Unis, où il a été observé que la préchloration de l'eau, contenant des matières organiques, induisait la production d'haloformes, qui sont en majorité des trihalométhanes parmi lesquels le chloroforme prédomine⁸. Rook¹² a postulé que les précurseurs de ces haloformes se trouvent dans la matière humique. Ses observations étaient basées sur le fait que la quantité de chloroforme formé était en corrélation avec l'intensité de la coloration des eaux. Les réactions de production d'haloformes peuvent se poursuivre encore pendant quelques jours après la chloration⁹. En cas de contamination par des traces de brome ou d'iode, on obtient d'autres trihalométhanes en plus du chloroforme. Les haloformes le plus souvent trouvés sont: le chloroforme, prédominant, le bromodichlorméthane, le dibromochlorméthane, le tribromométhane, le bromophorme et le iododichlorméthane^{9,10}. Il est possible de diminuer la quantité d'haloformes produits. Aux Etats-Unis, après la publication du rapport NORS¹¹ qui montra l'omniprésence du chloroforme

Modification des matières organiques dans le traitement de l'eau

Modification of organic matter during water treatment

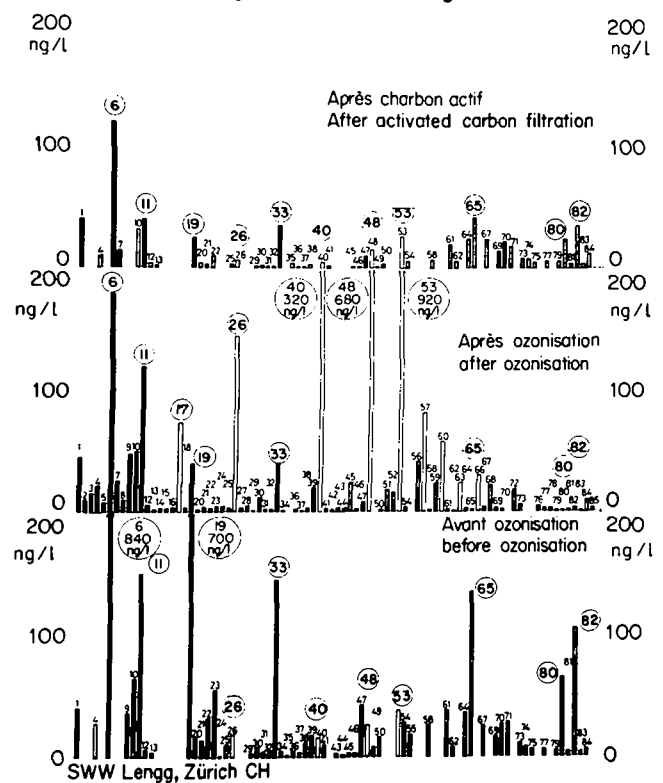


Figure 1

dans 80 Services des Eaux, un programme national fut établi pour réduire les teneurs de cette substance dans l'eau de boisson. La quantité d'haloformes produits dépend de la dose de chlore et de la teneur en matières organiques dans l'eau. Ainsi, des recherches effectuées dans deux services des eaux aux Etats-Unis¹³ et ¹⁴ ont montré que le déplacement de la préchloration vers l'aval du traitement, où l'eau est déjà débarrassée d'une partie des matières organiques, provoque une diminution des trihalométhanes, soit, par exemple environ 75% pour le chloroforme (de 150 µg/l à 40 µg/l, à Cincinnati) et 100% pour le bromophorme. La réaction de formation de chloroforme, par la chloration, dépend du pH de l'eau; plus le pH monte dans le domaine alcalin, plus on observe de quantité de chloroforme produit¹⁴. Par contre, l'ozone, avec un pH élevé, permet de diminuer beaucoup les concentrations des polluants organiques (figure 1). Par exemple, en Suisse, à Zurich, afin de limiter la teneur des polluants organiques, l'eau brute, qui a un pH légèrement supérieur à 7, est préchlorée, mais seulement à faible dose (1mg Cl₂/l), puis passe dans des filtres rapides avec microfloculation, ensuite le pH de l'eau est élevé jusqu'à 9, avec du lait de chaux, puis l'eau est traitée par l'ozone qui, dans ces conditions de pH, permet de diminuer beaucoup la teneur des polluants organiques. La majeure partie des polluants organiques restant après l'ozone, est retenue par le charbon actif¹⁰.

Action de l'ozone et du charbon actif sur les polluants organiques.

Par une méthode très sensible de chromatographie en phase gazeuse qu'il a lui-même améliorée, Grob a mesuré à l'intention du Service des Eaux de Zurich la quantité des polluants organiques lors du traitement des eaux, soit, en amont et en aval de l'ozonisation ainsi qu'en aval de la filtration au charbon actif (figure 1).

Dans l'eau brute préchlorée, 84 composés organiques ont été déterminés et dosés. Les plus abondants sont:

Numero	Composé	Quantité $\mu\text{g/l}$
6*	Chlorophorme	0,840
11*	Tétrachloréthylène	0,150
19*	Bromodichlorométhane	0,700
33*	Dibromochlorométhane	0,145
65	Tributylphosphate	0,135

* les trihalométhanes sont en quantités relativement faibles en comparaison avec les valeurs généralement mesurées aux États-Unis. Ces valeurs vont être encore réduites par l'ozonation puis par le charbon actif.

Grâce à pH élevé, l'ozone, dans cet exemple, dosé à 5 $\mu\text{mg/l}$, a provoqué une diminution notamment du chlorophorme (no 6), du bromodichlorométhane (no 19), du bromochloropropène (no 23), et du dibromochlorométhane (no 33). Par contre l'ozone a provoqué l'augmentation d'aldéhydes tels que l'hexanal (no 17), l'heptanal (no 26) L'OCTANAL (no 40), le nonanal (no 48) et le décanal (no 53). Mais leur teneur s'abaisse lors du passage sur charbon actif à une valeur inférieure à celle d'avant ozonation. Si l'ozonation n'est pas suivie par la filtration au charbon actif, les aldéhydes peuvent être utilisées comme matières nutritives par des micro-organismes capables de contaminer le réseau de distribution. Le reste des polluants organiques, y compris les trihalométhanes, est en grande partie retenue par le charbon actif. Selon Stevens⁹, l'efficacité du charbon actif dépend beaucoup de la durée de fonctionnement du filtre à charbon actif.

3.4 Effet cancérigène toxicité, bioaccumulation et goût

Les polluants organiques concérigènes sont principalement: les hydrocarbures aromatiques polycycliques, les amines aromatiques, les hydrocarbures chlorés. Selon l'OMS une substance est cancérigène si elle induit ou active un processus néoplasme. Un néoplasme étant une tumeur pathologique. On admet qu'il ne peut y avoir de concentration inoffensive dans le cas de composés cancérigènes¹⁵. En France, Lazar¹⁶, a effectué des tests de toxicité et de cancérigénicité, in vitro et in vivo, sur des cultures de cellules humaines et sur différents animaux. Il a démontré que, pour les cultures de cellules humaines, l'eau superficielle a une toxicité plus élevée que l'eau de boisson. Il n'a pas constaté de corrélation entre la quantité de micropolluants et leur activité toxique. Les tests, in vivo et in vitro, sur différents animaux ne donnaient pas les mêmes résultats. D'après ses conclusions, le traitement réduit la quantité des micropolluants mais pas leur activité toxique.

Effet cancérigène des haloformes

Aux États-Unis, en Louisiane, une étude épidémiologique a montré une corrélation entre la pollution, par les haloformes, de l'eau potable, qui provenait de Mississipi et taux anormalement élevé de mortalité par cancer du tractus gastro-intestinal¹⁵. A la Nouvelle Orléans, Louisiane, Dowty¹⁷ a montré que la plupart des haloformes, présents dans l'eau potable, se retrouvaient dans le plasma sanguin des personnes qui consommaient cette eau pendant une longue période. Le tétrachloréthylène dans le plasma se trouvait en concentration significativement plus élevée que dans l'eau potable. Une étude récente, aux États-Unis, a démontré par des bioessais que le chlorophorme était concérigène¹⁸. Beaucoup d'haloformes sont cancérigènes et peuvent s'accumuler dans différents tissus humains et animaux.

Toxicité des haloformes

Les propriétés toxiques des haloformes sont généralement¹⁹: toxicité pour le système nerveux central, cardiotoxicité, pneumotoxicité, nephrotoxicité.

Bioaccumulation des biphényles polychlorés (PCB)

Les PCB ont tendance à s'accumuler dans les organismes, comme nous l'avons mentionné précédemment. Par exemple, en France, des poissons de rivières peuvent avoir une teneur en PCB qui est 4000 fois plus élevée que celle de l'eau de la rivière (0,09 $\mu\text{g/l}$)²⁰.

Problème du goût

La chloration de l'eau contenant du phénol conduit à la formation de chlorophénols qui confèrent à l'eau un goût de désinfectant. La teneur en trichlorophénol peut être diminuée en traitant l'eau par l'ozone¹⁰. La diminution des teneurs en chlorophénols peut également s'effectuer par filtration sur charbon actif ou par photodécomposition par irradiation avec des UV²¹. Quelques ascomycètes et quelques algues produisent des substances odoriférantes qui confèrent à l'eau un goût de moisi. Ces substances peuvent être retenues par le charbon actif²².

4 Les polluants organiques dans les lacs

Dans l'eau des lacs, on trouve les polluants qui proviennent de la civilisation. Par exemple le tétrachloréthylène, solvant pour le nettoyage et le dégraissage et le 1,4-dichlorobenzène, désodorisant domestique, ont tous deux été trouvés, en été pendant la stratification, en concentration maximale dans le métalimnion du lac de Zurich (environ à 10 m de profondeur sous le niveau de l'eau). Selon Giger²³, l'origine principale de ces polluants serait les effluents de stations d'épuration.

Mais dans les lacs, il est fort intéressant d'étudier les sédiments, car ceux-ci permettent la mise en mémoire des principaux événements (ou pollutions) concernant le lac. Les sédiments superficiels sont riches en matières organiques. En effet, ils contiennent la matière organique encore non dégradée, des organismes benthiques et des microorganismes. Les couches plus profondes ne renferment que la matière organique en cours de dégradation puis de transformation dans le processus de diagenèse²⁴. Dans les sédiments, par l'étude de la longueur des chaînes des alcanes il est possible de déterminer leurs origines. Alcanes autochtones (produits par organismes aquatiques), alcanes allochtones (d'origine naturelle ou pollution)²⁵. Par exemple: Pour un lac oligotrophe où se trouve peu de phytoplancton, situé en Angleterre, la composition des alcanes dans les sédiments superficiels dépendait de la composition de la matière organique dérivée du bassin versant²⁶. Dans une étude analogue³⁰ sur le lac de Zoug (Suisse), l'étude des alcanes des sédiments au moyen de la chromatographie en phase gazeuse permet de différencier des zones polluées et des zones non polluées. Pour les zones polluées, l'analyse montrait une distribution continue des alcanes, sans prédominance d'un composé particulier, certains alcanes présents étaient analogues à ceux qui existent dans les carburants. Tandis que les zones non contaminées montraient une distribution des alcanes avec une prédominance de l'heptadécane (C17) produit par le phytoplancton et une majorité d'alcanes à nombre impair de carbones, indiquant une origine biologique.

Aux États-Unis, une étude des hydrocarbures sur le lac Washington a permis d'en établir le bilan²⁷. 70% des

Matières organiques dans des sédiments d'âges différents

Organic matter in sediments of different ages

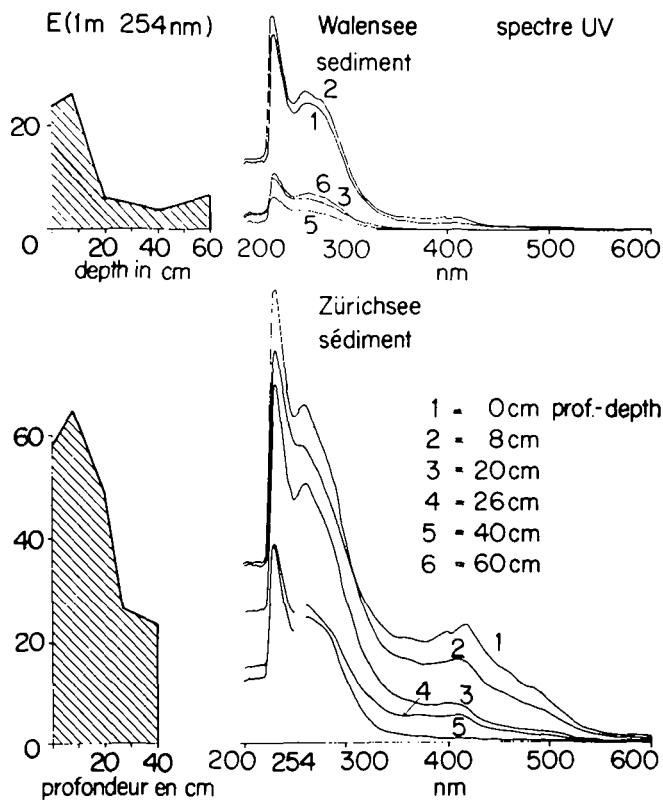


Figure 2

hydrocarbures entrant dans le lac sont amenés par les rivières et les drainages. Le reste est amené par les poussières, les précipitations. L'élimination des hydrocarbures se fait pour 85% par la sédiments superficiels contiennent un niveau élevé d'hydrocarbures aliphatiques ayant des caractéristiques similaires aux composés de pétrole. Alors que les sédiments plus profonds (plus de 30 cm) montrent une moins grande charge en hydrocarbures, leur origine supposée étant les plantes terrestres. Au lac Maggiore (Italie), on a utilisé le rapport teneur de carbone sur teneur d'azote pour différencier des matières organiques sédimentant²⁸. Dans le cas des Grands Lacs américains, le carbone organique, dans les sédiments du lac Huron, décroît linéairement avec l'augmentation de la profondeur, dans le sédiment lui-même, ce qui suggère une lente dégradation de la matière organique et semble être le procédé normal de diagenèse. Tandis que dans les lacs Ontario et Erie, où les apports allochtones sont importants et la productivité primaire (phytoplancton) est plus élevée, on observe une forte concentration de carbone organique dans les sédiments superficiels²⁹. Le Service des Eaux de Zurich, qui s'approvisionne en majeure partie avec les eaux du lac de Zurich, et qui alimente une population de près de 1 million de personnes, a effectué des analyses de sédiments dans ce lac et dans le Walensee. L'affluent principal du lac de Zurich est formé par l'effluent du Walensee. La matière organique (figure 2), mesurée par l'extinction UV, est très abondante dans les sédiments superficiels du lac de Zurich. Cette forte teneur est due à la matière organique naturelle et sur tout à la pollution organique causée par la haute densité de population autour de ce lac. Le Walensee, qui est situé dans une région montagneuse

renferme beaucoup moins de matière organique dans ses sédiments superficiels. En effet, les sédiments superficiels du Walensee contiennent environ le tiers de la teneur de matière organique contenue dans les sédiments anciens du Walensee le bruit de fond de matière organique est très faible. Il faut noter que ce lac fonctionne comme un piège à sable et que la matière organiques peut être mélangé avec beaucoup de matière inorganique dans les sédiments. L'impact de la civilisation se traduit, par exemple, par la teneur en hydrocarbures aromatiques polycycliques qui proviennent en grande partie de la combustion incomplète des carburants. Dans les sédiments de ces 2 lacs, nous avons pu déterminer le phénanthrène, le fluoranthène et le pyrène (figure 3).

Les sédiments récents du lac de Zurich contiennent environ 12 fois plus de phénanthrène, 16 fois plus de fluoranthène et 10 fois plus de pyrène que les sédiments récents du Walensee (figure 4). Les teneurs au Walensee ne sont pas nulles car il a été prouvé que les hydrocarbures aromatiques polycycliques étaient transportés dans l'atmosphère et il existe aussi des hydrocarbures aromatiques polycycliques qui peuvent être formés naturellement par pyrolyse lors de feu de forêt ou dans les sédiments³⁰. Ce qui pourrait expliquer le bruit de fond mesuré au Walensee même dans les sédiments profonds. (Figure 5) en Allemagne, une étude sur 19 lacs de barrage a montré une corrélation entre le degré de colonisation du bassin versant par la civilisation et la teneur en hydrocarbures aromatiques polycycliques dans les eaux des affluents des lacs³¹. Cette étude représente la situation actuelle, et devra être répétée dans quelques années pour que l'évolution des écosystèmes puisse être observée.

PCA dans sédiments superficiels Zürichsee

Chromatographie en phase gazeuse

PAH in most recent sediments

Gas chromatography

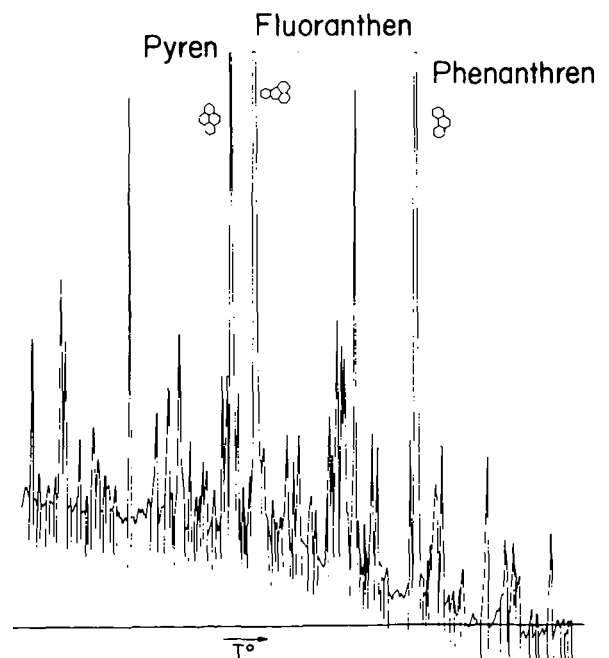


Figure 3

PCA selon l'âge du sédiment
PAH in sediments of different ages

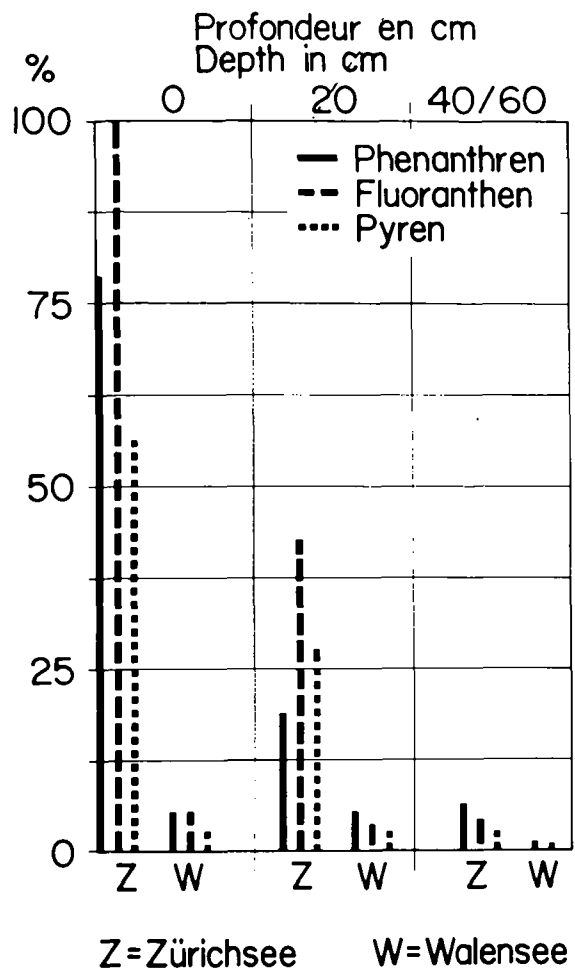


Figure 4

5 Les polluants organiques dans les cours d'eau

Le cas du Rhin

Le débit du Rhin ne représente que 0,2% des eaux du monde occidental alors que le bassin rhénan abrite près de 20% de l'industrie chimique occidentale^{32,36}, figure 6. D'après des travaux de l'IAWR³³, dans le Rhin, pour un débit moyen de 2200 m³/sec, la matière organique dissoute est formée de 32% de matières dégradables (en 5 jours) et 68% de matières difficilement dégradables, réfractaires, soit 38% d'acides humiques, 6% de composés organiques chlorés, 10% d'acides sulfoniques et 14% d'acides lignin-sulfoniques. Dans les services des eaux utilisant l'eau du Rhin, les acides lignin-sulfoniques créent des perturbations de la floculation. Dans le fleuve, la proportion des substances réfractaires, dans les matières organiques dissoutes, a tendance à diminuer dans le cas d'une augmentation de débit. Mais il faut aussi mentionner que la charge de carbone organique dissout (DOC) est, pour les plus forts débits, environ 2,5 fois plus grand qu'à l'étiage. C'est pourquoi les services des eaux rhénan ont autant de difficultés lors du traitement. Dans le Rhin, les composés organiques chlorés à haut poids moléculaires ainsi que les acides ligninsulfonés proviennent des industries de cellulose et de papier. Les composés organiques chlorés volatiles peuvent être des solvants ou bien des résidus de l'industrie chimique. Plus

on descend le long du cours du Rhin, plus la charge des composés réfractaires est élevée. Cependant malgré cette forte charge, le Rhin montre une auto-épuration considérable (figure 7). L'auto-épuration d'un cours d'eau dépend en majeure partie du degré d'industrialisation de son bassin versant et du genre du cours d'eau (figure 8). La Meuse, étudiée ici dans sa partie très industrialisée, montre une forte augmentation de la charge des polluants. Tandis que l'Oder, étudiée sur une partie moins industrialisée, montre une augmentation moins forte, et même une diminution, de certains polluants.

Des études comparatives sur l'état des cours d'eau ont été entreprises dans plusieurs pays: Par exemple en France, il a été effectué un inventaire des qualités des eaux superficielles, cette étude a été réalisée sur l'ensemble du territoire³⁴ et donne des indications sur les paramètres physiques, chimiques et biologiques pour différents points des cours d'eau. En Suisse le projet MAPOS³⁵ a été effectué sur les cours d'eau et a mis en évidence des indicateurs biologiques.

6 Tests et surveillance

Pour un service des eaux il est nécessaire et important de connaître immédiatement la toxicité de l'eau. La détermination de la toxicité peut se faire par différents tests biologiques, par exemple avec des poissons, des cultures de zooplancton et des cultures d'algues. Ces organismes réagissent à certaines substances toxiques particulières. D'autre part, il y a des tests chimiques qui permettent d'une part de détecter des contaminations accidentelles avec des substances

PCA dans affluents de lacs de barrage
PAH in tributaries to lake reservoirs

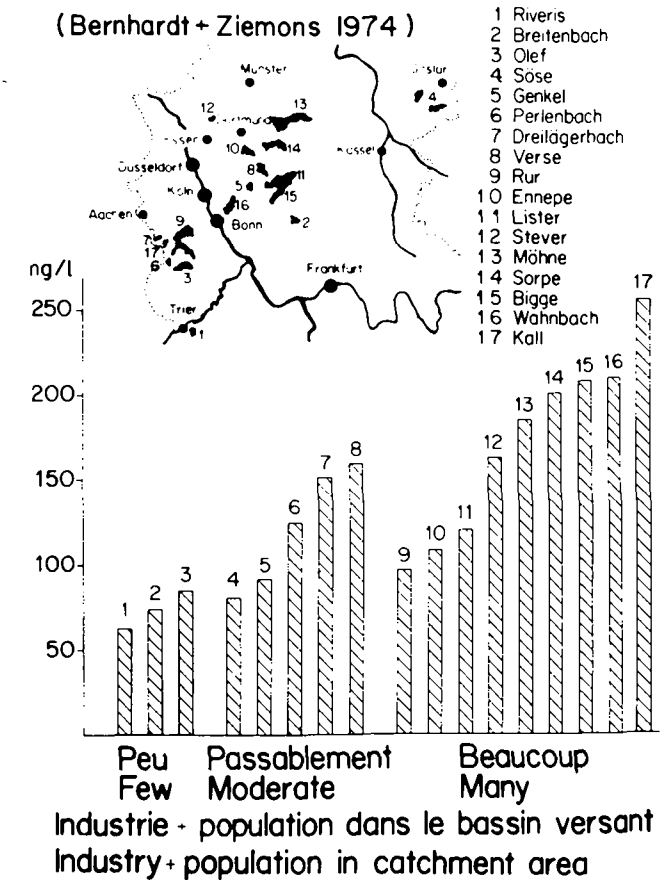


Figure 5

Population et industrie dans différents bassins versants

Population and industry in various catchment areas

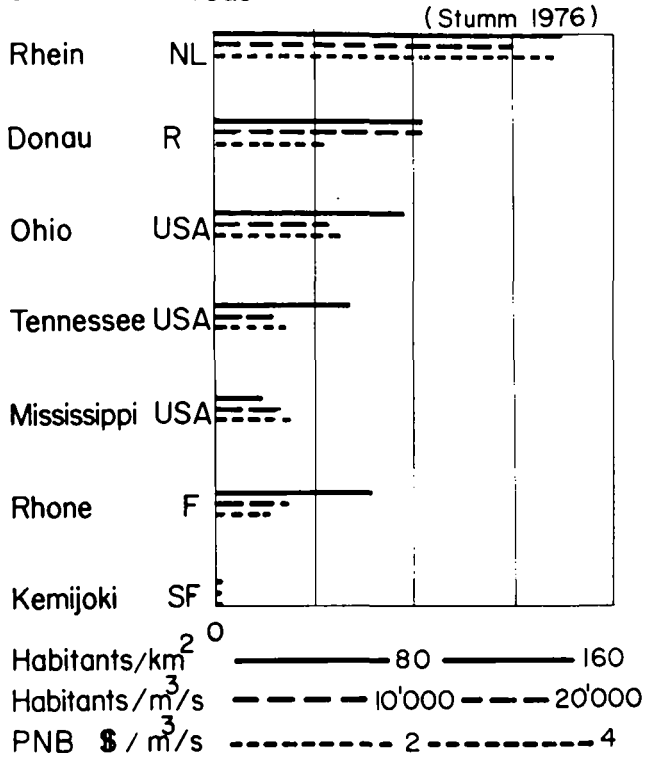


Figure 6

Modification des matières organiques dans des cours d'eau

Modification of organic matter in rivers

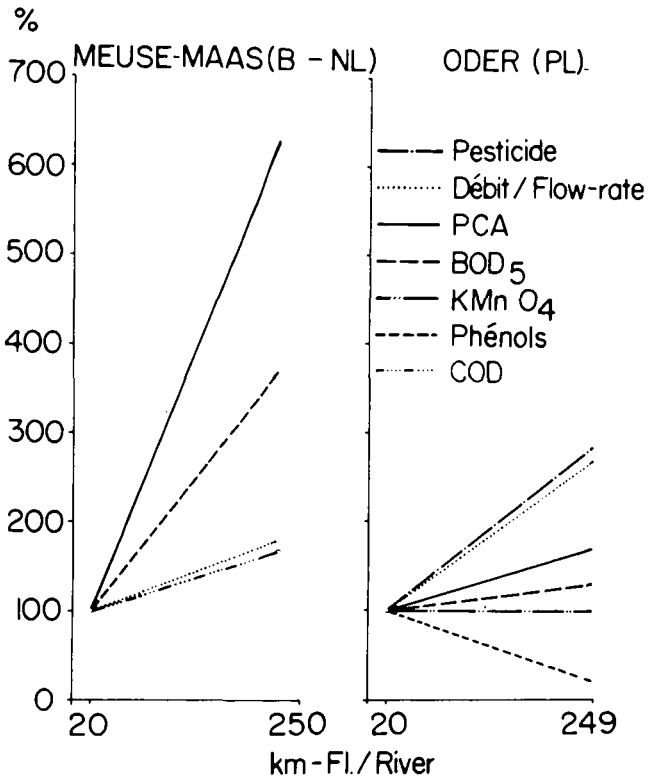


Figure 8

Charge effective et auto-épuration du Rhin
 Effective load and self-purification of the Rhine

Extinction UV (254 nm)

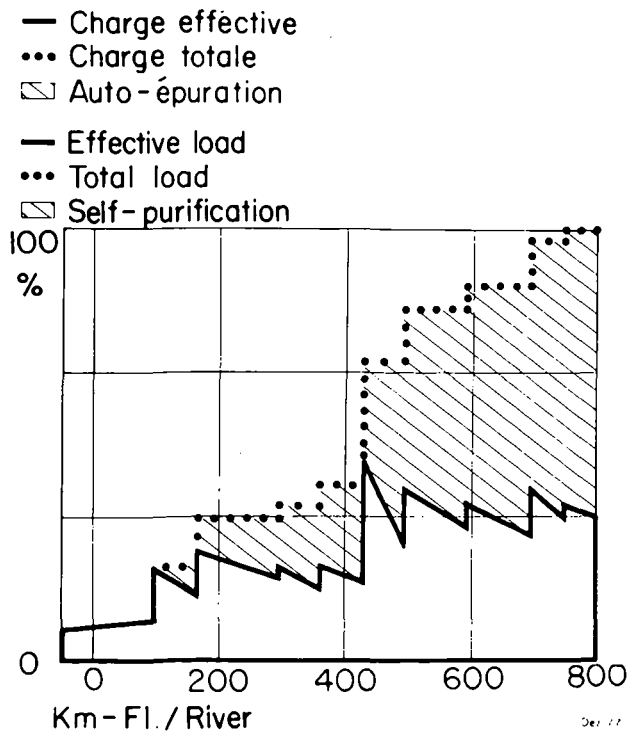


Figure 7

organiques, comme le phénol et d'autre part de mesurer et de suivre l'efficacité des différentes étapes du traitement de l'eau. Les test habituels sont, par exemple, l'oxydabilité, le carbone organique total, le carbone organique dissout, le chlore lié organiquement. Mais ces mesures ne peuvent pas s'effectuer actuellement en continu, quelques-unes se font automatiquement mais seulement au pas à pas, et non pas en continu, car elles nécessitent des mélanges de réactifs et un temps nécessaire pour ces différentes substances réagissent entre-elles. Il existe pourtant une méthode simple, et travaillant en continu, l'extinction UV à 254 nm qui traduit assez fidèlement le teneur en matières organiques dissoutes dans les eaux. A condition toutefois d'effectuer la mesure sur une eau limpide. Bien qu'elle ne mesure pas toutes les matières organiques présentes, la pratique nous a montré que la méthode ne nécessite que peu d'entretien et permet de suivre, à peu de frais, instantanément, automatiquement et en continu, la teneur des matières organiques dans les eaux (figure 9).

7 Résumé

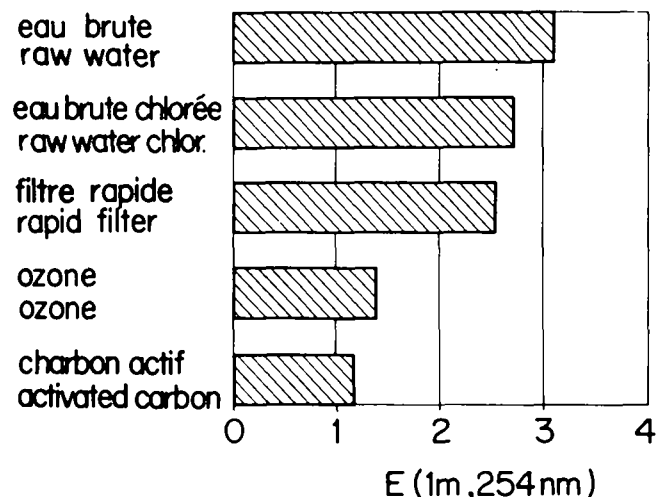
Les matières organiques dues à la civilisation sont omniprésentes dans l'environnement et leur quantité a beaucoup augmenté pendant les 20 dernières années. Aujourd'hui nos connaissances sur les polluants organiques se sont accrues, et il est très important que le traitement soit adapté à la qualité de l'eau brute. Le traiteur d'eau doit disposer de tests qui lui indiquent rapidement qu'elle est l'influence du traitement vis à vis des polluants afin de pouvoir, par un traitement continuellement bien adapté, éliminer ces substances le mieux possible, même en cas de contamination

Variation de l'extinction UV pendant le traitement de l'eau

Moyennes annuelles 1976/1977

Variation of UV extinction during water treatment

Yearly average 1976/1977



SWW Lengg, Zürich CH

Figure 9

accidentelle ou en cas de dégradation progressive de la qualité des eaux brutes. Afin qu'un service des eaux puisse garantir une eau de boisson de qualité irréprochable, les polluants organiques doivent être éliminés le mieux possible. Avec la chloration d'eau brute contenant des matières organiques, on peut dégrader la qualité de l'eau en produisant des haloformes. C'est pourquoi il est préférable d'utiliser moins de chlore. Par contre, avec l'ozone, si le pH est suffisamment élevé, on peut diminuer les polluants organiques. Le charbon actif granulé diminue aussi les teneurs de polluants organiques.

Dans les sédiments superficiels des lacs se retrouvent la plupart des polluants dus à la civilisation. Par exemple, ces sédiments renferment des hydrocarbures aliphatiques ou aromatiques polycycliques qui peuvent provenir des carburants.

Les services des eaux qui utilisent des eaux de fleuves rencontrent beaucoup de difficultés avec les polluants organiques d'origine naturelle et d'origine industrielle, comme les acides humiques et lignin-sulfonés et les composés organiques chlorés. La responsabilité d'un service des eaux pour la santé de ses consommateurs repose sur une sécurité de la surveillance des substances toxiques présentes dans l'eau. Dans ce but existent des tests biologiques. Les déterminations analytiques des substances, individuelles organiques et toxiques nécessitent beaucoup de temps et présentent des lacunes. Pour garantir une surveillance aussi complète que possible, on essaie de mesurer la quantité totale des matières organiques (y compris les toxiques) présentes dans l'eau. Pour cela, nous avons la possibilité, avec la mesure continue de l'extinction UV, d'estimer une partie des matières organiques dans l'eau. L'installation de cet instrument de mesure nécessite très peu d'investissement de personnel et de

matériel et peut transmettre ses informations à tout centre de télémessure et de télécommande.

Bibliographie

1. Shackelford W. M. and Keith L. H. Frequency of Organic Compounds Identified in Water. US Environmental Protection Agency Research Report No EPA - 600/4 - 76 - 062. 618 pp. December 1976.
2. Commission of the European Communities; Cost - Project 64b. Analysis of Organic Micropollutants in Water EUCO/MDU/73/76 - Second Edition - 1976.
3. Ott H., Geiss F., Town W. G. The Environmental Chemical Data and Information (ECDIN) and related Activities of the European Communities. Proc. Second International Symposium on Aquatic Pollutants (Noordwijkerhout, The Netherlands), Pergamon Press (in press).
4. Giger W. and Roberts P. V. Characterisation of Refractory Organic Carbon in R. Mitchell, ed. *Water Pollution Microbiology, II*, (in press).
5. Pfaender F. K., and Alexander M. Extensive Microbial Degradation of DDT in vitro and DDT Metabolisms by Natural Communities. *J. Agr. Food Chem.* 20, 4, p. 842. 1972
6. Gibson D. T. Microbial Transformations of aromatic pollutants. Proc Second Intern. Symp. Aqu. Pollutants. Pergamon Press (in press).
7. Parlar H. and Korte F. Photoreactions of Cyclo-diene Insecticides under simulated environmental conditions. *Chemosphere*, 10, pp. 665-705. 1977.
8. Giger W. et al. Analyse of Organic Constituents in Water by High-Resolution Gas Chromatography in Combination with specific Detection and Computer Assisted Mass Spectrometry. In Keith L. H. ed., Identification and Analyse of Organic Pollutants in Water, Chapter 26. 1976.
9. Stevens A. A. and Symons J. M. Measurement of Trihalomethane and Precursor Concentration Changes. *Jour AWWA*, October 1977, p. 546.
10. Schalekamp M. Expériences suisses avec l'ozone, concernant en particulier les substances hygiéniquement douteuses GEEU-GWA 1977,9, p. 657. (Tiré à part no 863). 1977
11. Symons J. M. et al. National Organics Reconnaissance Survey for Halogenated Organics. *Jour. AWWA*, Nov. 1975.
12. Rook J. J. Formation of Haloforms During Chlorination of Natural Waters. *Wtr. Trtmt. Exam.*, 23,2:234.
13. Bolton C. M. Cincinnati Research in Organics. *Jour. AWWA*, July 1977. p. 405.
14. Harms L. L. and Looyenga R. W. Chlorination Adjustment to Reduce Chlorophorm Formation. *Jour. AWWA*, May 1977, p. 258.
15. Drapeau A. J. Formation de substances cancérogènes au cours de la chloration de l'eau potable. *La Technique de l'eau*, Juin 1975, No. 342, p.17.
16. Lazar P. and Hemon D. Bioassays on water micropollutants. Proc Second International Symposium on the Aquatic Pollutants. Pergamon Press' (in Press). 1978.
17. Dowty B. et al. Halogenated Hydrocarbons in New Orleans Drinking Water and Blood Plasma. *Science*, 187, No 4171, P. 75-76. 1975.
18. Report on the Carcinogenesis Bioassay of Chlorophorm Natl. Cancer Institut, Div. of Cancer Cause and Prevention, Washington D.C. 1976.
19. Aviado D. M., et al. Methylchlorophorm and Trichlorethylene in the Environment, CRC Press, 102 p. 1976.
20. CTGREF SRAE. Ministère de l'Agriculture,

- France. Etude de la qualité des eaux superficielles d'un bassin versant en Champagne crayeuse en relation avec les activités humaines (éléments nutritifs, micropolluants). 1976.
21. Yasuhara. Photodecomposition of Odorous Chlorophenols in Water. *Chemosphere*, **10**, p. 659-664. 1977.
 22. Herzing D. Activated Carbon Adsorption of the Odorous Compounds 2-Methylisoborneol and Geosmin. *Jour. AWWA*, April 1977. p. 223. 1977
 23. Giger W. et al. Volatile Chlorinated Hydrocarbons in Ground and Lake Waters. Proc. Second Internat. Symposium on Aquatic Pollutants. Pergamon Press (in press). 1978.
 24. Kemp A. L. W. Organic Matter in the Sediments of Lake Ontario and Erie. Proc. 12th Conf. Great Lakes Res., 1969, p. 237-249.
 25. Brassell S. C. et al. Natural Background of Alkanes in the Aquatic Environment. Proc. Second Internat. Sympos. on Aquatic Pollutants. Pergamon Press (in press) 1978.
 26. Cranwell P. A. Chain-length distribution of n-alkanes from lake sediments in relation to post-glacial environmental change. *Freshwat. Biol.*, **3**, p. 259-265. 1973.
 27. Wakeham S. G. Hydrocarbons budget for Lake Washington. *Limnology and Oceanography*, **22**, **5**, p.952-956. 1977.
 28. Damiani V. Distribution of organic carbon and organic nitrogen in the surface of isole Borrome Basin. Lago Maggiore, Northern Italy. *Mem. Ist. Idrobiol*, **31**, p. 45-60. 1974.
 29. Kemp A. L. W. Organic Carbon and Nitrogen in the surface Sediments of Lake Ontario, Erie and Huron. *Journ. of Sedimentary Petrology*, **41**, **2**, p: 537-538. 1971.
 30. Giger W. et al. Petroleum-Derived and Indigenous Hydrocarbons in Recent Sediment of Lake Zug. *Environmental Science and Technology*, **8**,**5**, p. 454-455. 1974.
 31. Bernhardt H. und Ziemons E. Biozidgehalt in 19 deutschen Talsperren. DVGW-Frankfurt. 1974.
 32. Schalekamp M. Sauberer Rhein - eine politische Aufgabe GWA 1977, 5, (sonderdruck Nr. 840). 1977.
 33. IAWR-Arbeitstagung, Amsterdam, 1975, 144 p.
 34. Ministère de la Qualité de la Vie Annuaire de la qualité des eaux Rivières et canaux 1971, 1972, 1974.
 35. Eidg. Amt für Umweltschutz. Zustand der Schweizerischen Fliessgewässer in den Jahren 1974/1975. (Projekt Mapos). Bearbeiter: P. Perret, EAWAG - 1977.
 36. Stumm W. Quelques Considérations écologiques sur la protection des eaux dans le Bassin de Rhin. Compte rendu du 11e Congrès de l'AIDE, Amsterdam, sept. 1976. p. 3-33.
 37. Borneff J. Occurrence of Carcinogenes in Surface Water and Drinking Water. Proc. Second International Symposium on Aquatic Pollutants. Pergamon Press (in press). 1978.
 38. Blumer M. Polycyclic Aromatic Compounds in Nature. *Scientific American*, **234**, (1976), p. 35-65.

Part B. Les polluants spécifiques organiques et minéraux dans les eaux de surface et leur évolution

par P. Burkard

1 Importance des polluants minéraux

Le traiteur d'eau utilisant, comme source, des eaux superficielles de rivières ou de lacs doit, dans nombre de situations, se préoccuper de la présence éventuelle de métaux lourds dans les eaux brutes. Ces éléments en effet—il serait, du point de vue strictement chimique, plus exact de parler de polluants minéraux—peuvent affecter la potabilité des eaux soit en raison de leur toxicité (arsenic, cadmium, mercure, plomb, sélénium), soit par le fait qu'ils influencent défavorablement, à partir de certaines concentrations, les propriétés organoleptiques des eaux (cuivre, zinc, fer et manganèse). L'Organisation mondiale de la santé a fixé, pour ces éléments, des normes, en partie du reste considérées comme provisoires (tableau 1).

D'autres éléments, tels le baryum, le béryllium, l'étain, le vanadium, l'uranium, le cobalt, le molybdène, pourraient jouer un rôle dans les eaux de boisson. Les

Normes internationales pour l'eau de boisson International standards for drinking water			
éléments	substances toxiques	substances affectant la potabilité	
	concentration limite	concentration max. souhaitable	concentration max. admissible
Arsenic	0,05 mg/l		
Cadmium	0,01		
Mercure tot.	0,001		
Plomb	0,1		
Sélénium	0,01 mg/l		
Cuivre		0,05 mg/l	1,5 mg/l
Fer total		0,1	1,0
Manganèse		0,05	0,5
Zinc		5,0 mg/l	15,0 mg/l

Tableau II

Teneurs naturelles des sédiments du lac Léman en micropolluants minéraux, en ppm (5) Natural background of specific mineral pollutants in Lake Geneva in ppm (5)	
Plomb	50
Manganèse	400 à 500
Cuivre	50
Zinc	100
Nickel	50
Cobalt	10
Chrome	50
Cadmium	0,3
Vanadium	50
Strontium	250
Etain	8 à 10
Baryum	250
Molybdène	1,5
Bore	70
Mercure	0,05

Tableau I

connaissances actuelles ne permettent cependant pas encore d'en juger.

D'autre part, les métaux lourds peuvent, à partir de certaines concentrations, jouer un rôle défavorable sur les processus de minéralisation des substances organiques contenues dans les eaux. Les phénomènes complexes concourant à l'auto-épuration sont perturbés en présence de teneurs aussi faibles que 0,01 mg/l pour le cuivre, 0,018 mg/l pour le mercure, 0,1 mg/l pour le cadmium, le nickel, le plomb et le zinc. Des concentrations de l'ordre de 1 mg/l d'argent, de cadmium, de cuivre et de mercure entraînent une diminution du rendement des stations d'épuration¹⁰.

2 Origine des polluants minéraux dans les eaux superficielles

Les polluants minéraux mis en évidence dans les eaux superficielles peuvent avoir des origines diverses:

2.1 Origine naturelle (environnement géologique)

- Erosion et lessivage des terrains conduisant à un enrichissement direct des eaux. Ce processus dépend de la teneur des terrains en un élément donné et de la solubilité de ce dernier.
- Emission dans l'atmosphère par divers phénomènes naturels (éruption volcanique par exemple), suivie d'une redéposition des aérosols à la surface des terres et des eaux.

2.2 Origine humaine

- Rejet direct dans le milieu récepteur naturel d'eaux usées d'origine ménagère ou industrielle.
- Lessivage de dépôts de déchets solides.
- Emission dans l'atmosphère, du fait de l'utilisation de combustibles fossiles et de la mise en oeuvre de procédés industriels, avec redéposition par les précipitations atmosphériques sur des surfaces plus ou moins étendues. A titre d'exemple, selon les estimations de Fishbein², les émissions de plomb aux USA en 1968 se sont élevées à quelque 184000 tonnes/an, dont le 98% imputable à la combustion d'hydrocarbures légers.
- Utilisation en agriculture (biocides).

2.3 Relargage à partir des sédiments

- Dans les lacs naturels et les bassins d'accumulation artificiels, sous certaines conditions biologiques ou chimiques, les polluants minéraux, préalablement adsorbés par les particules fines des sédiments, peuvent être relargués dans l'hydrosphère. C'est le cas du manganèse et du fer qui, dans un environnement anoxique, sont réduits en composés solubles, ou du mercure qui, par voie biologique, est transformé

en dérivés méthylés également solubles.

- Des phénomènes identiques peuvent conduire à un enrichissement, en particulier en fer et en manganèse, des eaux des nappes phréatiques alimentées par percolation à partir d'eaux superficielles.

3 Formes sous lesquelles se trouvent les polluants minéraux

Les eaux naturelles sont des solutions d'électrolytes, généralement en contact avec des particules solides d'origine inorganique ou organique, de dimensions variables (suspensions colloïdales, particules macroscopiques). L'équilibre entre les corps en solution et les composants solides est régi par toute une série de réactions chimiques plus ou moins réversibles englobant la partie ionique, le solvant et les solides en présence³.

Les métaux à l'état soluble dans une eau douce naturelle peuvent se trouver:

- à l'état d'ions libres,
- à l'état d'ions liés par coordination à un nombre plus ou moins élevé de molécules d'eau,
- à l'état de complexes constitués avec un ligand soit d'origine organique (acides aminés, acides humiques, détergents, etc.), soit d'origine inorganique (chlorures, fluorures, sulfures, etc.).

La solubilité des métaux dans une eau naturelle dépend de divers facteurs, dont les plus importants sont:

- le pH de la solution,
- le potentiel redox de l'environnement,
- le stade d'oxydation du métal considéré,
- la composition générale de l'eau, en particulier sa teneur en ligands complexants inorganiques et organiques et leur type.

4 Mise en évidence des sources de pollution

Pour chaque installation de captage d'eau superficielle destinée, après traitement, à la consommation, il est indispensable:

- de connaître avec une précision suffisante l'évolution dans le temps des teneurs de l'eau brute en métaux lourds;
- de dresser l'inventaire et d'évaluer l'importance, pour l'ensemble du bassin versant amont, des apports d'origines ménagère et industrielle, afin de juger du danger potentiel qu'ils représentent.

Ces études, particulièrement importantes pour les toxiques dont les concentrations initiales ne sont que peu réduites par les traitements appliqués, peuvent être abordées de diverses manières:

4.1 Analyse de l'eau

Il est possible, soit par un échantillonnage fréquent, soit par des analyses en continu, de surveiller les teneurs d'une eau en polluants minéraux. La première technique, c'est là son principal inconvénient, représente un travail considérable. De plus, au cas où elle est fondée sur l'analyse d'échantillons moyens, elle risque d'estomper d'éventuelles augmentations brusques des concentrations.

La seconde se heurte au problème des détecteurs fonctionnant en continu. En effet, à l'heure actuelle, d'une part, ils n'existent pas pour tous les éléments qu'il serait souhaitable de surveiller et d'autre part leur sensibilité est souvent nettement trop faible. A titre d'exemple, il est possible de contrôler en continu, par absorption atomique sans flamme, la teneur en mercure

avec une sensibilité probable de $0,5 \mu\text{g/l}$ Hg, le chrome hexavalent, par colorimétrie dans le visible, avec un seuil de détection de l'ordre de $5 \mu\text{g/l}$ Cr VI et éventuellement le cadmium, en utilisant une électrode spécifique, avec une sensibilité d'environ 10 à $20 \mu\text{g/l}$ Cd.

D'après les résultats qui nous ont été soumis, il apparaît souhaitable d'effectuer, dans le cas d'eaux superficielles contenant des matières en suspension en quantités appréciables, le dosage des métaux lourds en parallèle sur l'eau brute et sur l'eau après filtration en laboratoire sur membranes de $0,45$ ou $0,8 \mu$ de porosité. Cette double détermination permet de connaître la proportion de polluants spécifiques minéraux liés aux matières en suspension et d'évaluer ainsi le rendement approximatif dans ce domaine des installations de traitement de clarification, en tant, bien entendu, que le pH de l'eau ne soit pas défavorablement modifié par l'adjonction de produits chimiques.

4.2 Inventaire des rejets

Il est possible, pour autant que les législations en vigueur autorisent cette démarche, d'envisager d'établir, pour les déversements industriels qui certainement représentent le danger potentiel le plus marqué, un inventaire qualitatif et quantitatif des rejets dans un bassin versant donné, en déterminant non seulement la charge moyenne annuelle théorique mais surtout en tentant d'évaluer les apports ponctuels maximums.

4.3 Analyse des sédiments

L'étude des teneurs des sédiments en métaux lourds permet de dresser des cartes des zones polluées et de déterminer, par voie de conséquence, les points de rejet. Cette méthode d'investigation repose sur le fait que les particules fines des matières en suspension (argiles, matières organiques) adsorbent une partie des polluants minéraux présents dans les eaux superficielles. L'analyse de la fraction fine des sédiments permet donc de mettre en évidence des apports d'autant plus anciens que les processus de sédimentation sont moins perturbés.

5 Evaluation des pertes dans le milieu naturel

Un certain nombre de processus physiques, chimiques ou biologiques peuvent intervenir pour entraîner une diminution plus ou moins marquée des teneurs de l'eau en polluants minéraux. A l'échelle d'un bassin versant, on peut distinguer les pertes dues:

- aux flux liquide et solide soustraits par le ou les émissaires quittant le territoire considéré,
- à l'absorption par les matières en suspension des métaux lourds et à la sédimentation ultérieure en milieu lacustre,
- à l'accumulation de certains polluants dans les tissus des organismes vivant dans le milieu aquatique avec concentration tout au long de la chaîne alimentaire. Ce phénomène a été particulièrement étudié dans le cas du mercure, du plomb et du cadmium.

6 Résumé de quelques études

Dans l'espace qui nous est imparti pour ce rapport, il ne nous est malheureusement pas possible de citer tous les résultats qui nous ont été communiqués. Nous nous contenterons de mentionner, à titre d'exemple, les recherches entreprises sur les bassins versants du lac Léman et du Rhône, en France et en Suisse, et d'en comparer certains résultats avec ceux d'autres études.

Bassin du Rhône, 1973
 Plomb dans les sédiments
 Catchment area of the River Rhone
 Lead in sediments

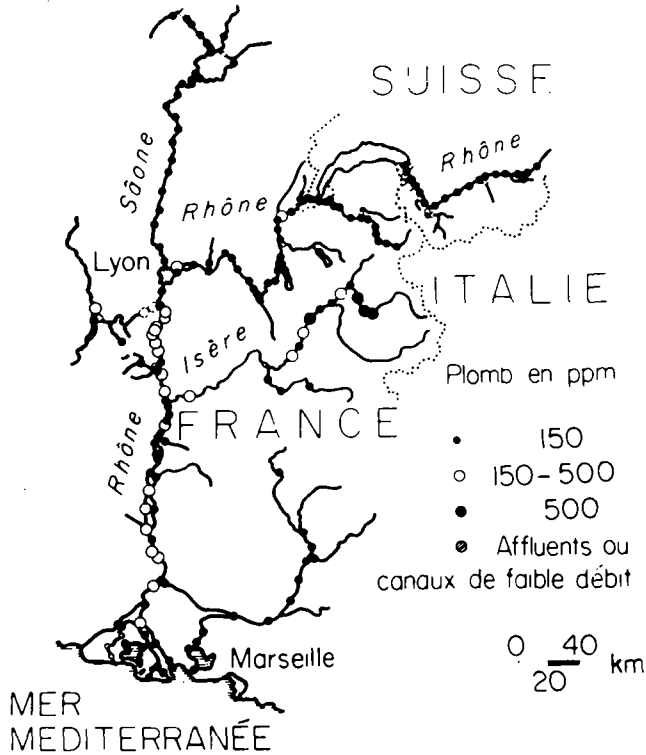


Figure 2

Le lac Léman est caractérisé par une surface de 582 km², une contenance de 89 milliards de m³ (89 km³) et une profondeur maximum de 309 m. Situé au nord de l'arc alpin européen, il reçoit les eaux d'un bassin versant de quelque 6830 km² abritant une population de l'ordre de 500 000 habitants. Sont affluent principal, le Rhône, représente, en moyenne multiannuelle, un débit de 180 m³/s, soit le 75% des apports liquides totaux. L'émissaire unique, le Rhône à Genève, soustrait au lac en moyenne 240 m³/s⁴. La surface totale du bassin versant du Rhône, de sa source à son embouchure dans la Méditerranée, s'élève à environ 98 000 km² (Fig. 2).

Les eaux du lac Léman sont utilisées pour alimenter, après traitement, quelque 400 000 personnes en eau potable.

La composition des eaux de ce lac est contrôlée systématiquement depuis 1957, tout au moins en ce qui concerne les paramètres classiques, en divers points de son aire et à différentes profondeurs. L'étude des teneurs en métaux lourds, par contre, est récente et encore lacunaire. Elle montre que ces teneurs sont relativement faibles pour l'affluent principal, le lac lui-même et l'émissaire à Genève. Sur le cours inférieur du Rhône, on constate une augmentation marquée pour le zinc et le manganèse et faible, à l'embouchure dans la Méditerranée, pour le plomb et le cadmium (Fig. 4).

Les résultats des ces recherches, s'ils définissent avec une précision assez grande la composition des eaux, ne permettent cependant pas—à moins de multiplier les contrôles dans le temps et dans l'espace—de déterminer les zones polluées ni d'estimer l'importance des rejets. Pour atteindre ce but, l'analyse des sédiments dans les cours d'eau et les lacs donne des renseignements valables sur la base—c'est là un avantage certain de la méthode—d'un seul prélèvement par site.

VERNET et SCOLARI⁸ ont appliqué cette

méthode tout d'abord aux sédiments récents superficiels du lac Léman, avec une grille d'échantillonnage serrée. Cette étude a permis, pour une quinzaine d'éléments, de déterminer des zones de pollution, telles que les montrent les planches annexées par exemple pour l'étain (Fig. 5) et le mercure (Fig. 6). Parallèlement, le contrôle stratigraphique de quelques carottes prélevées dans ce lac a conduit les auteurs à estimer les teneurs naturelles des sédiments en polluants minéraux (tableau II) et a prouvé que les pollutions constatées étaient relativement récentes (Fig. 3).

La teneur moyenne des sédiments du Léman en mercure s'élève à quelque 650 ppb. En soustrayant les apports naturels—environ 50 ppb—, on obtient une valeur de 600 ppb pour la pollution due à l'homme. Par comparaison, le lac Ontario accuse des apports naturels dus à l'environnement géologique de 360 ppb—ce qui est très élevé—et une pollution d'origine humaine de 260 ppb⁸.

Parallèlement à leurs travaux sur le Léman, VERNET et SCOLARI ont étudié le Rhône et ses affluents en amont du lac—il a été possible de mettre en évidence plusieurs sources de pollutions industrielles par du mercure dans cette partie du bassin (Fig. 7), apports partiellement diminués depuis lors—et l'ensemble du bassin versant du cours inférieur (Fig. 3). Devant l'intérêt de ces études, la Commission internationale pour la protection du lac Léman et du Rhône contre la pollution a chargé VERNET et COLL de les poursuivre, en étudiant d'une part la zone côtière et d'autre part les affluents du lac. Les premiers résultats obtenus⁹ ont montré l'influence du rejet des stations d'épuration (Fig. 8) sur l'enrichissement des sédiments littoraux en métaux lourds et ont permis de dresser des

Lac Léman: Profil des teneurs en mercure et cadmium des sédiments
 Lake Geneva: Mercury and cadmium concentrations in sediment core

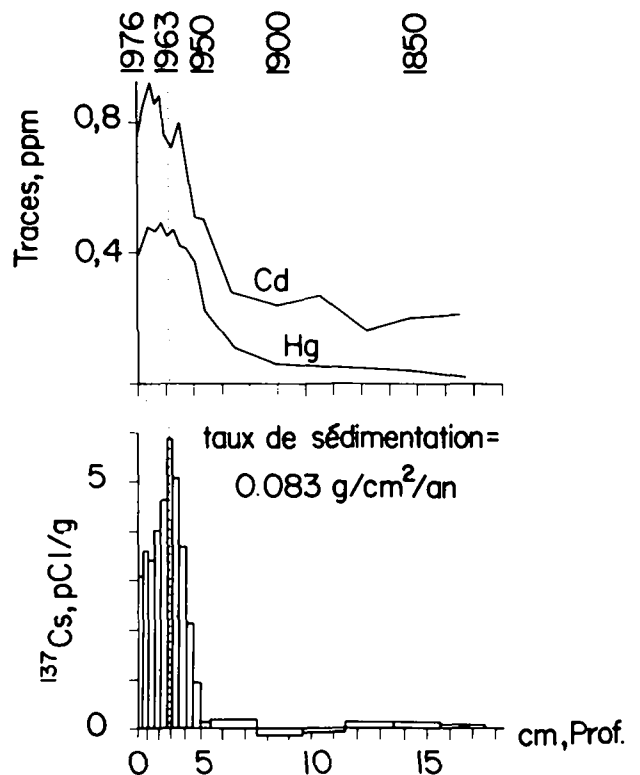


Figure 3

Concentrations moyennes de polluants minéraux dans l'eau du Rhône
Mean mineral pollutant concentrations in water of the River Rhone

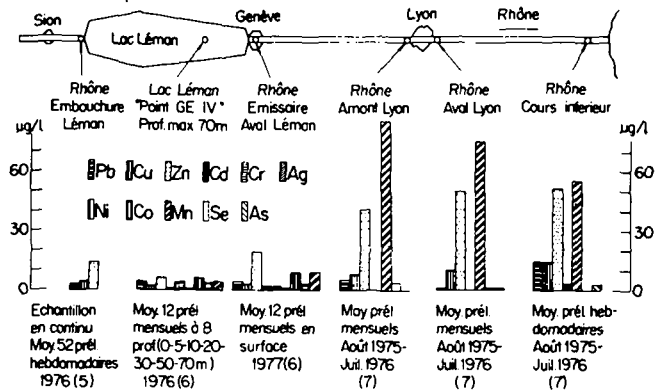


Figure 4

Lac Léman Etain dans les sédiments récents
Tin in youngest sediments in Lake Geneva

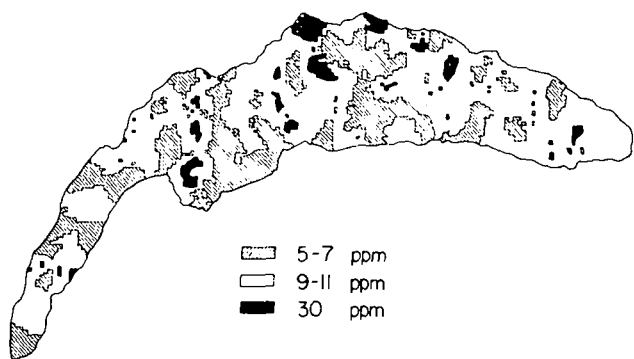


Figure 5

Lac Léman Mercure dans les sédiments récents
Mercury in youngest sediments in Lake Geneva

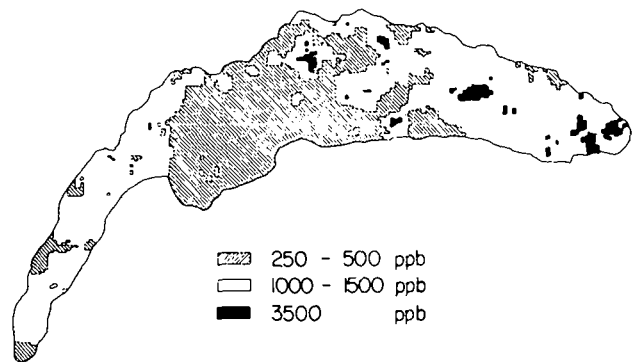


Figure 6

cartes de pollution sur les rivières secondaires tributaires du lac (Fig. 9).

Les phénomènes de relargage de polluants minéraux ou de nutriments sont encore relativement mal connus pour le Léman. Il est probable qu'en absence d'oxygène dans les sédiments et en période de circulation thermique (destratification), une partie du phosphore préalablement piégé repasse en solution ou en suspension dans l'eau des couches profondes. Il semble que l'on assiste à un phénomène identique pour le manganèse.

Le cas du mercure mérite, toujours pour le Léman, une attention particulière. SCOLARI et VERNET^s ont estimé que les sédiments superficiels de ce lac

Métaux lourds dans les sédiments du Rhône alpin
Heavy metal levels in sediments on the alpine section of the Rhone

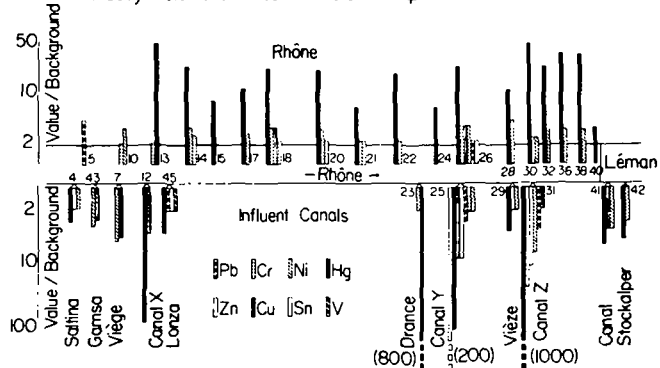


Figure 7

Lac Léman chrome et cadmium dans les sédiments côtiers: Influence d'effluent de Step
Chromium and cadmium levels in littoral sediments of Lake Geneva: Influence of discharging treated sewage

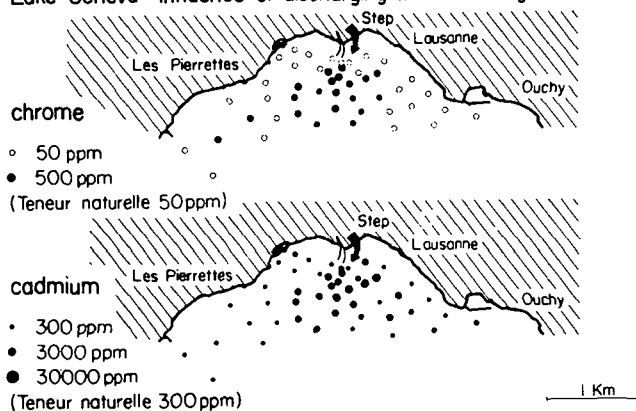


Figure 8

Cadmium dans les sédiments des affluents du lac Léman
Cadmium level in the sediments of rivers feeding Lake Geneva

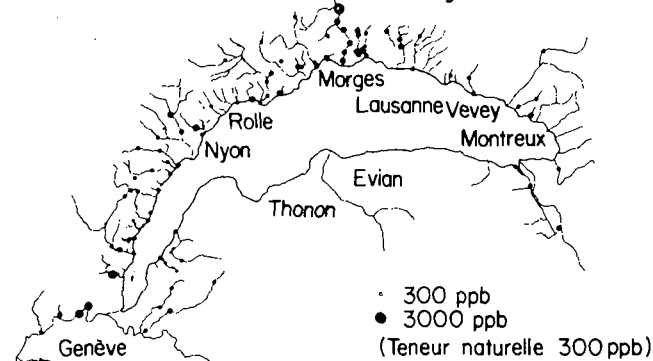


Figure 9

renfermaient environ 60 tonnes de mercure, dont 3 à 5 dues à l'environnement géologique. Il ne semble pas qu'à l'heure actuelle le relargage de cet élément soit très important. Cependant, au cas où les phénomènes biologiques conduisant à la méthylation du mercure, donc à sa solubilité, augmenteraient du fait d'un accroissement de l'eutrophisation, il y aurait lieu de craindre des conséquences graves sur la flore et la faune lacustres.

Pour terminer, les résultats obtenus dans un certain nombre d'autres bassins versants ne montrent pas,

quant à la qualité des eaux superficielles, des différences très caractéristiques, sauf en ce qui concerne le zinc. Pour les toxiques majeurs—cadmium, mercure, sélénium, plomb—il n'est pas rare de rencontrer des valeurs relativement proches des normes de potabilité. Enfin, la comparaison des teneurs des sédiments dans les bassins de l'Oise, de la Somme-Soud et du lac Léman, prouve que la pollution des affluents de ce dernier est comparativement plus marquée.

Résumé

Un certain nombre de polluants minéraux (métaux lourds) sont toxiques et ne peuvent en conséquence être présents dans les eaux de boisson qu'à des concentrations définies. Ils peuvent être d'origine naturelle et atteindre les eaux superficielles par lessivage des sols ou redéposition d'aérosols ou être dus à l'activité humaine. Les méthodes analytiques actuelles sont caractérisées par des seuils de sensibilité généralement suffisants pour suivre l'évolution des teneurs dans les eaux superficielles, même peu chargées. L'analyse des sédiments dans les cours d'eau et les lacs paraît devoir être précieuse, car elle permet de mettre facilement en évidence, au vu d'une seule série d'échantillons, les points de rejets et d'en fixer comparativement l'importance.

References Bibliographiques

1. Organisation Mondiale de la Santé: Normes internationales pour l'eau de boisson, 3ème éd., Genève (1972).
2. Fishbein L.: Mutagens and potential mutagens in the biosphere. II Metals: mercury, lead, cadmium

- and thin. The science of the total environment, (1974), cité dans Association française pour l'étude des eaux: Les Micropolluants minéraux dans les eaux superficielles continentales, rapport No 3: le plomb—l'étain (1976).
3. Rubin Alan J.: Aqueous-Environmental Chemistry of Metals. Ann Arbor Science, Michigan (1974).
 4. Amberger G., Bergier J.-F., Geroudet P., Monod R., Pittard J.-J., Revaclier R. et Sauter M.-R.: Le Léman, un lac à découvrir. Office du Livre, Fribourg CH (1976).
 5. Commission Internationale pour la Protection des Eaux du Lac Léman contre la Pollution: rapport sur les études et recherches entreprises dans le bassin lémanique, campagne 1976.
 6. Services Industriels de Genève, Service des Eaux, Laboratoire: Résultats non publiés.
 7. Agence du Bassin Rhone—Méditerranée—Corse, Service de la Navigation Rhone - Saone: Données de qualité des eaux superficielles de Rhône et de ses principaux affluents (1975 - 1976).
 8. Groupe pour l'étude Géologique du Léman (Geolem): Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Service Géologique National et Université de Genève, Section des Sciences de la Terre; Scolari G. et Vernet J.-P.: Premiers résultats de l'étude de la pollution par le mercure et autres métaux lourds dans les sédiments du bassin de Rhône et du Léman. 74 SGN 298 Mar (1974).
 9. Vernet J.-P., Scolari G et Rapin Fr.: Teneurs en métaux lourds des sédiments de rivières suisses, du Rhône français et de ses principaux affluents. Bull. BRGM (2ème série) III,1/2,31 - 45 (1976).
 10. Forstner U. et Muller G.: Schwermetalle in Flüssen und Seen als Ausdruck der Umweltverschmutzung. Ed. Springer (1974).

Summary

Some mineral pollutants—often designated as heavy metals—show a relative toxicity and must therefore be absent in drinking water or present at concentrations which are equal or lower than the official admissible levels. These contaminants may have a natural origin (soil erosion and/or aerosol fall) or may issue from human activity. At the present time, the

analytical methods are characterized by detection limits which are low enough to enable following the evolution of the concentrations in low polluted surface waters. The results of river and lake sediments' analysis offer the possibility to determine the input points and their relative charge, with the great advantage to require only a series of determinations.

III. 157.5
71
LWS1478

International standing committee on water quality and treatment
Comité international permanent de la qualité et du traitement de
l'eau

Contents
Les matières

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Subject 1—Biological origin of taste and odour compounds in water: Their significance and constitution. (Mrs. Prof. Dr. Med. Gertrud Müller—Germany)	Pages O2–O8
Résumé en français	Page O9
Subject 2—Automatic control of water treatment processes. (A. Fraser—Great Britain)	Pages O10–O15
Résumé en français	Page O16
Sujet 3 —Signification sanitaire des réactifs employés dans le traitement des eaux destinées à la consommation humaine. (Dr. W. J. Masschelein—Belgique)	Pages O17–O23
Summary in English	Page O24

Biological origin of taste and odour compounds in water: their significance and constitution.

by Mrs. Prof. Dr. Med. Gertrud Müller, Germany

1 Introduction

In a highly industrial and civilized country a good drinking water is characterized as follows: Drinking water has to be available in a sufficient amount, it has to be cheap, clear, colourless and cool, it has to be free from pathogens and toxicants and it has to be free from substances which cause a bad taste and odour.

In former times, only some of these demands were fulfilled more or less by natural conditions. Larger towns were situated at the banks of larger rivers, so that raw river water was a cheap and endless source for public water supply but nobody knew anything about pathogenic bacteria. After finding that bacteria were the link between sewage polluted river water and infectious diseases arising from drinking this water, there followed the first steps of water treatment, such as slow sand filtration and chlorination. Knowing that groundwater covered with a protective layer of impervious strata is generally safe with regard to pathogens, some countries used this groundwater for drinking water production; other countries continued to rely on surface water as a source for drinking water supply. As a result of the increasing load of industrial and domestic wastes, treatment procedures became more and more complicated and were not always successful in the elimination of taste and odour compounds. Even if river water is used only for groundwater recharge, taste and odour bearing compounds may pass the soil and infiltration galleries so that these compounds may reach the groundwater too. Consequently routine drinking water examination includes some organoleptic parameters, such as colour, turbidity and taste and odour.

2 General classification of taste and odour

In organoleptic examination of drinking water the following kinds of taste and odour play a certain role: metallic taste—earthy odour—muddy taste and odour—aromatic odour—cabbage-like taste and odour—fishy taste and odour—H₂S-odour—river water-like odour—phenolic and medicinal taste and odour—oily taste and odour—or grassy and algal-bloom taste and odour. The intensity may be expressed in terms such as very faint, faint, distinct, strong, very strong. One must not forget that also combinations of odours are possible, so that often the clear identification of a special odour is difficult. This is observed especially, in classification of odours of surface water.

Groundwater, directly taken for drinking water production in most cases is odourless. Typical odours may be sulphurous odour, a strong metallic taste or a cabbage-like odour, in case of sewage contamination, for example from a leaking septic tank.

In general, odours may originate from three main sources: odours caused by organic matter other than living organisms, odours caused by living organisms, odours caused by using chlorine or chlorine compounds as a disinfectant.

While odours caused by decomposing organic matter are vegetable-like, odours as a consequence of chlorination are often medicinal or iodoform-like.

Most of these disturbing taste and odour properties

are caused by chemical substances in drinking water, partly being contaminants from outside (for instance chlorine or oil) or partly being more or less natural ingredients (for instance H₂S or iron). Some kinds of the above-mentioned characteristic taste and odour patterns may also be of ecological-biological origin. So a muddy or earthy odour may be related to humic substances from soil of forests or moors, and may also be related to the activity of bacteria or algae. Furthermore, a fishy taste and odour may have its origin in a contamination with river water or surface water carrying a heavy bloom of algae.

Among biologically-induced strange tastes and odours in water one has to distinguish between those compounds, being formed by several and different populations of bacteria or algae by decomposition of unspecific organic matter, and specific groups of bacteria or algae, which are able to excrete a specific, well defined odorous compound by means of a specific metabolic activity. The odours caused by living microorganisms may affect large water bodies. Odours not only become offensive when microorganisms decay, but many microorganisms possess odorous properties which are specific and peculiar to them, similar to scents produced by flowers. In most cases the odour is derived from compounds analogous to oils. These oils are produced during the growth of the microorganisms, which may be bacteria, fungi or algae. Minerals are also essential for their growth; phosphorus and nitrogen are two elements, which may act as limiting factors, perhaps also the CO₂-concentration may play a decisive role in growth limitation¹.

Both biological reactions are observed in different kinds of water. The detection of odour in river water, the development of special analytical methods which will be better than threshold odour values, the identification of origin and cause of odorous compounds are the main objects of further programmes in order to get better information about all factors being involved in taste and odour problems in water. In addition to this more or less basic work the relationship between odorous compounds and their potential toxic effect on human health are worth discussion and examination.

3 Taste and odour by decomposition of unspecific organic matter

Unspecific organic matter, decomposed by many bacteria or the death of many algae cells may, depending on the local situation, be the origin of odour problems in various kinds of water. It is very difficult to explain the ecological facts in detail, as a minimum change in life conditions of bacteria, fungi or algae may give rise to disturbance.

Silvey and Roach² gave a survey of the microbiotic cycles in surface waters and pointed out that such cycles are responsible for changes in water quality, such as changes in colour, turbidity, alkalinity, acidity, oxygen content, organic substances and taste and odour. Microbiotic cycles vary with temperature, chemical constituents, depth and type of water supply and other physical, chemical and biological properties. Certain

results of certain cycles are predictable but owing to the variability of water conditions, only a few of them have actually been analyzed.

For example Hartmann and Long³ showed that by discharging oxidation pond effluents into rivers, sulphide-containing odorous compounds and sulphate reducers of biological origin may be discharged too.

Another source of odour are algae in stabilization ponds, producing troublesome odour compounds, which may reach the receiving waters. Piet, Zoeteman and co-workers⁴ give a list of smelling substances in two river waters, some also being produced by bacteria and algae. Rosen and co-workers⁵ describe the complexities of most odour situations in polluted surface water and give a list of substances which may be present as a source of odour. As the odorous compound is not specific, synergism may occur, so that only a mixture of substances give rise to odour. On the other hand, it may be possible, to separate those mixtures by analytical means thus producing single compounds, but it is difficult to determine reliable odour thresholds for those single compounds.

In closed reservoirs where the walls are covered by protective plastics or plastic paints, fungi may develop giving rise to bad taste of the water^{6,7}.

Siebert⁸ describes biological productivity of fungi, being present in infiltration galleries in groundwater recharge, as a source of odour compounds. These fungi are part of the soil microflora and able to convert a non odorous raw water into a recharged groundwater with a typical earthy-sweetish odour.

Bays, Burman and Lewis⁹ stress the evidence, that plumbing materials and water fittings including yarn, initially treated with mercuric compounds, may support growth of fungi and subsequent odour production being harmful to drinking water. During anaerobic conditions in groundwater, decomposition of sulphur compounds and formation of sulphide is observed. During bank filtration of river water and groundwater recharge enrichment of methane¹⁰ may occur, if water with a certain oxygen content is mixed with nitrate. Methane may be oxidized by bacteria to methanol.

Infrequently, used pipes of the distribution system may contain organic matter which is decomposed by bacteria, multiplying in the stagnant water; bad odour of the water is the result.

Nevertheless, in surface water the basic group of organisms, responsible for microbiotic cycles, are pigment bearing species of algae and different species of bacteria, often acting synergistically. Those known as green algae are autotrophic and contain one pigment, chlorophyll, while the autotrophic or heterotrophic bluegreen algae additionally contain a second pigment, phycocyanin. As an intermediate between these two groups there exists the group of diatoms, having a siliceous skeleton and containing green, yellow or brown pigments, dependent upon the stage of their life. The aromatic tastes and odours are related to the presence of diatoms, while some kinds of the bluegreen algae are able to give rise to a well defined earthy-muddy odour.

4 Specific taste and odour compounds produced by specific microorganisms

As already mentioned, there do exist microorganisms, which are actively able to produce a certain more or less well defined odour as a specific step within their metabolism. This odour compound has a defined chemical structural formula. These microorganisms are

mainly species of algae and bacteria. Necessary for odour production in water is the presence of certain amounts of organic substances which may be degraded, changed or built up. Depending on the number of odour-producing species being present in a water body, the resulting odour may be highly offensive. In addition, odour-producing microorganisms are common in the environment, algae having their natural reservoir in water, odour-producing bacteria and fungi often being in soil. While in former times it was supposed that only decay of organisms were the origin of disturbing odour in water, it has been well known for about 40 years, that living microorganisms actively produce odorous substances. Obviously they do not like groundwater or rapidly flowing streams, but develop spontaneously in ponds, lakes and reservoirs. There do exist some algal species and some streptomyces species which are able to produce a strongly smelling earthy cellar-like odour, it's chemical constitution nowadays being well defined since Silvey and Roach¹¹ and Romano and Safferman¹² isolated the odorous compound and Gerber and Lechevalier¹³ were able to identify it as geosmin. But not all earthy smelling compounds are geosmin. Dougherty and Morris¹⁴ isolated another earthy smelling compound and called it Mucidone, being a keto-furan. Rosen and co-workers¹⁵ found an earthy smelling substance in *Streptomyces* with the structural formula of methyl-isoborneol.

4.1 Algae, producing earthy smelling substances

Palmer¹⁶ gives a report about algae and algal-produced taste and odour in water and divides the main odour components into four groups; aromatic, fishy, grassy and musty-earthy. He points out that the latter type is commonly associated with actinomycetes and that only a few algal species produce this type of odour. Mainly musty and earthy odour is due to the presence of bluegreen algae. Within bluegreen algae, green algae, diatoms and flagellates a musty odour is only associated with the bluegreen algae species *anabena*, *nostoc* and *oscillatoria*, with the green algae species *actinastrum* and *chlorella*, with the diatom species *fragilaria*, *melosira* and *synedra* and the flagellate *chlamydomonas*. The predominant species, which were isolated from lakes, reservoirs and rivers, having problems with an earthy taste and odour were *symploca muscorum*, *oscillatoria tenuis*^{4,17,18}, *schizothrix*, *synedra*¹⁵, *anabena circinalis* and *aphanizomenon flos-aquae*¹⁹ as well as *oscillatoria chalybea*²⁰. *Oscillatoria*, *synedra* and *symploca* have been the main species, being involved in laboratory studies. The earthy-smelling substance, isolated in laboratory experiments or from odorous natural water was geosmin.

4.2 Bacteria, producing earthy smelling substances

Theoretically all bacterial species which are able to produce a genetically fixed specific odour in an artificial nutrient medium, often in dependence of a special substance to be fermented, are able to produce this odorous compound in water too. So proteus-, pseudomonas- and actinomyces species are characterized by a typical odour on an artificial nutrient medium. *Proteus* and *pseudomonas* prefer albuminic substances of the kind of higher organized amines, such as tryptophane for odour production, substances normally not present in water bodies, even if the number of bacteria were high

enough. So offending tastes and odours by *ps.aeruginosa* in water were never observed, even if millions of pseudomonas were present. Proteus species exceptionally are able to ferment lower organized albuminic compounds, so that we could observe a herring-like smell in the water body of a reservoir and afterwards in the distribution system. The actinomycetes, obligatory heterotrophic, also require preformed organic matter as a source of energy for growth. But they are very modest in nutrient requirements, they only need small amounts of organic matter and can utilize a large scale of more or less simple compounds such as sugars, aminoacids, alcohols, organic acids, cellulose and chitin²¹. So they are widely distributed in the environment, mainly in soil, some being aquatic species. Besides the modesty of nutritional requirements they possess a morphology enabling them to persist in water or soil over a long period of time.

Silvey and Roach²² pointed out that in reality mainly the actinomycetes are the organisms which are responsible for taste and odour problems in water bodies and not algae. Isolation of the odorous substance produced by actinomycetes cultures revealed that in some cases the chemical formula of the odour substance is identical to that produced by algae: actinomycetes species, isolated from water, are able to produce geosmin as well.

Before something about the structural formula of the odorous substances was known, reports existed, describing earthy taste and odour problems due to the presence of actinomycetes in water bodies. In 1929 Adams²³ reported earthy taste in drinking water, having been filtered from the river Nile, and he concluded that actinomycetes were the source. Issatchenko and Egorova²⁴ observed in 1944 in Moscow river water actinomycetes, which in large quantities reached the reservoir, there multiplying and giving an earthy taste to the drinking water. A survey of the presence of actinomycetes in rivers, lakes and reservoirs of North America up to 1950 is given by Silvey, Russel, Redden and McCormick²⁵. Detailed study of actinomycetes, causing trouble in the Oklahoma city water supply are reported by Silvey and Roach¹¹. Grein and Meyers²⁶ also found actinomycetes species in marine sediments.

Nearly all of the taste and odour-producing actinomycetes belong to the genus streptomyces, some to the genus micromonospora, but also actinoplanes, streptosporangium and perhaps nocardia may be wholly or partially aquatic. Detailed taxonomics have been reported by Waksman²⁷. The isolation of actinomycetes is easy, as they are modest with regard to the nutrient media. Comparing plate count agar, chitin agar and starch casein agar for primary cultures of actinomycetes in water by pour plates or membranefiltration, we found that starch casein agar²⁸ showed optimum growth at incubation temperature of $37 \pm 0.5^\circ\text{C}$ and an incubation time of 3-6 days²⁹. In the Federal Republic of Germany examination of sewage, river water, water in reservoirs and water in infiltration galleries for groundwater recharge demonstrates, that actinomycetes may be isolated occasionally, the colony counts lying within a range of 5-20 colonies per ml. As in the Federal Republic of Germany more than 90% of all distributed drinking water of public supply is produced out of groundwater, taste and odour affections by actinomycetes are not normally observed, nevertheless actinomycetes may be a hazard to reservoirs with a high load of organic matter. In other countries, where river water is directly treated for drinking water supply, actinomycetes may often be troublesome. That is probably the reason why most cases of biogenic taste and odour problems in water have been reported from America.

In laboratory tests it is shown, that the time of survival of actinomycetes in water is long. Even in

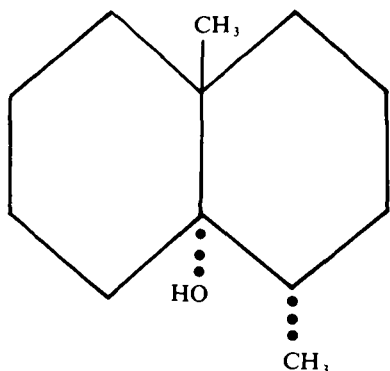
distilled water they are viable for more than two months but do not multiply. Their multiplication in water depends upon a certain load of organic matter. An organic carbon content of 0,8 mg/l in tap water is not high enough to allow multiplication, but after adding 1 part of sewage to 1000 parts of tap water, multiplication begins and initial actinomycetes counts of 5 per ml will reach values of 1000 colonies per ml within 20 days. On the other hand these numbers show that growth is a very slow process and colony counts after 20 days of observation are not very high²⁹. Under the same conditions other species, such as pseudomonas would have reached counts of millions within a few days.

In the aquatic environment, growth of actinomycetes depends on some limiting factors such as a minimum temperature of water (about 17°C), a minimum oxygen content (about 2 mg/l O_2) and the presence of organic matter. Besides the growth may be stimulated by minerals, low concentrations of metals, such as iron, manganese, copper or zinc and mainly by nitrate and phosphate. Actinomycetal growth regularly begins in the sediment of a reservoir, that is perhaps the reason why they are rarely found in groundwater.

5 Chemical formula of the earthy smelling substances

For human beings it is difficult to distinguish between taste and odour since these senses are very closely related. So, it is much easier to consider the contaminants producing taste and odour problems as a whole without further differentiation. Most so-called tastes in reality are odours, as nose and mouth reactions are very closely linked and nervous sensations are more or less coupled. Nevertheless, the olfactory system is able to detect very low concentrations of odours, while perfect analytical instrumentation is able to tell us something about the nature of the substance, but only detects concentrations which sometimes are 1000 to 10 000 times higher than threshold values of the odour³⁰. Nowadays by using chromatography, infrared-ultraviolet-gas- and mass-spectrometry special evaluations on the chemical nature of odorous substances are possible. The investigators may use two ways of procedure, on the one hand to try to identify the odorous substance directly in the water or on the other hand to find out, which organism may be able to produce which substance.

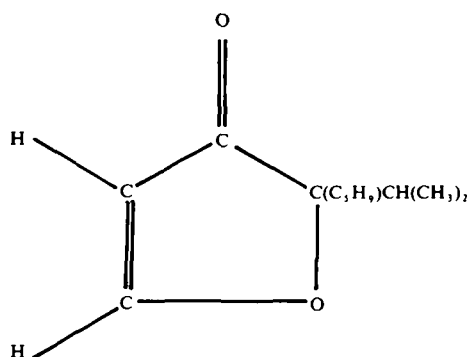
Within the last 20 years, systematic studies have been carried out on those volatile compounds, produced by fungi, algae and bacteria, responsible for the taste and odour quality of a water body. Only few investigations have been performed to identify taste and odour compounds, being produced by fungi. Siebert³¹ describes the presence of acremonium species in soilfiltered groundwater and in tap water. Acremonium species produce phenylacetaldehydes, the typical odorous compound³² responsible for a sweetish-musty odour in water passing through the soil to become recharged groundwater. Many investigations have been carried out on odorous compounds produced by algae; they may be disulphide and other sulfur compounds, organic acids, aldehydes, alcohols, terpenes, phenols, hydrocarbons, amines etc.^{33,34,35,36}. Special research was done on earthy smelling substances; Gerber^{37,38} found that one of the musty earthy smelling compounds which was called geosmin was mainly produced by bluegreen algae. Geosmin is a neutral oil with an earthy odour, which is offensive even in highly diluted water. It has the formula trans-1, 10-dimethyl-trans-9-decalol. At least two species of bluegreen algae, *symploca muscorum* and *oscillatoria tenuis*, were able to produce geosmin^{17,39}.



Structure of geosmin

A third species of oscillatoria, *oscillatoria chalybea*, being responsible for an earthy-musty odour in reservoirs, was found by Leventer and Eren⁴⁰. Contrary to most authors, they point out, that in Israel National Water Systems, it is oscillatoria, which affects water quality in reservoirs and not streptomyces species.

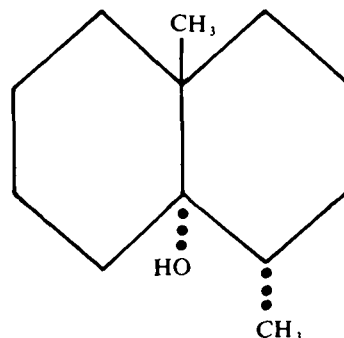
Geosmin is preferably produced by streptomyces species, more often than by algae. Gerber and Lechevalier¹³ succeeded in isolating geosmin from cultures of numerous actinomycetes, being a typical metabolic product of streptomyces species. Obviously geosmin is not the only earthy smelling substance produced by these bacterial species. Dougherty and Morris¹⁴ and Morris, R. L. and co-workers¹¹ found an earthy smelling substance, being produced by an actinomycete, isolated from water of the Cedar River, Iowa. They called this substance mucidone. It has the following structure:



Structure of mucidone

Henley, Glaze and Silvey⁴² isolated by gas-liquid-chromatography several compounds from a *streptomyces cinnamoneous*-like strain, such as carboxylic acids, esters, lactones, aldehydes and other unsaturated substances, the main one being 5-methyl-3-heptanone, being confirmed by UV-infrared—and mass-spectrometry.

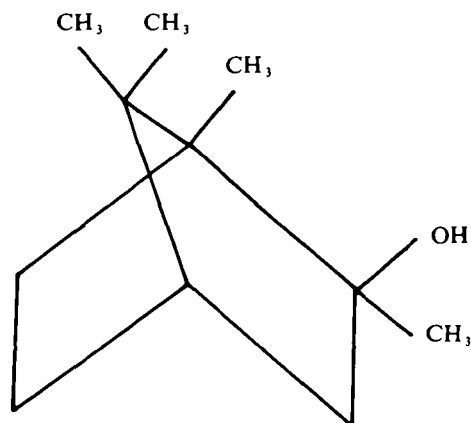
Medsker and co-workers⁴³ isolated from *streptomyces antibioticus*, *streptomyces praecox* and *streptomyces griseus*, the camphorous smelling compound 2-exo-hydroxy-2-methylbornane with the following structural formula:



Structure of 2-exo-hydroxy-2-methyl-bornane

This substance was isolated from the streptomyces strains out of 28 actinomycetes examined.

Rosen and co-workers¹⁵ isolated actinomycetes from the water of Grand Lake (Ohio) and Wabash River (Indiana). Actinomycetes counts were high (3200/ml) and both water bodies had an intense earthy odour. A total of 39 different strains of actinomycetes were isolated and produced this characteristic earthy odour in the laboratory. The infrared spectrum of the odorous metabolic product did not resemble geosmin. The new metabolite was identified as 2-methyl-isoborneol with a structure as follows:



Structure of 2-methyl-isoborneol

Comparing this structure with the above mentioned formula for 2-exo-hydroxy-2-methyl bornane, the substances seem to be identical. Piet and co-workers⁴ isolated from river water of Rhine and Meuse and of sea water (North Sea) geosmin as well as 2-methyl-isoborneol and tried to confirm these results by culturing strains of *streptomyces lavandulae* and *streptomyces odorifer*. Both geosmin and 2-methyl-isoborneol were detected as metabolites.

Within the last five years we too did research on isolating streptomyces from river water and sewage²⁹. We succeeded in isolating 54 streptomyces strains only after examination of 640 samples of river water, 500 samples from bank filtration galleries, 500 samples of sea water (Baltic Sea), 36 samples from drinking water tanks, 10 samples of open water reservoirs and 12 samples of activated carbon powder, having been used in water treatment. These 54 strains produced the following earthy smelling metabolic substances: geos-

min, 2-methyl-isoborneol and the C 15-sesquiterpenes cadinen, longifolen and caryophyllen. These latter compounds with the sum formula C₁₅ H₂₄ are well known as metabolites of higher organized plants, but were not so far detected as a metabolite of actinomycetes strains. In our examinations the latter named compounds were often found associated with geosmin, but not with 2-methyl-isoborneol. Taxonomic studies have not yet been finished, so we cannot give any comment, whether a special odour-compound is connected with a special actinomycetes-species. This will be a matter for further work.

6 Special research on bacterial earthy taste and odour production

6.1 Dose of streptomycetes, necessary for odour production

Some investigations have been carried out in order to find a correlation between streptomycetes counts and intensity of taste and odour in water bodies. On account of the experiences of Bays, Burman and Lewis⁹ there is no evidence that colony counts of water are indicative of the intensity of taste and odour products, produced by actinomycetes, even if the bottom mud, which has the highest counts, is used for examination instead of the water itself. This is congruent with our own experiences²⁹, which revealed that colony counts of actinomycetes in river water and sewage are normally very low. Only if water with a very poor biological activity is examined, the presence of actinomycetes in low counts, such as 20-50/ml may give rise to odour troubles. This was the case in examining the water of tanks for life-boats on ships, having been disinfected with silver and stored for more than three years. No other bacterial species were found in the water and only some actinomycetes present were sufficient to spoil the good taste and odour of the tank water⁴⁴. Also the effluent of small sewage treatment plants, working by chemical means as an advanced sewage treatment, very often showed colony counts, being represented by actinomycetes only.

Morris⁴⁵ demonstrated a correlation between actinomycetes counts and odour threshold in water from the Cedar River. We found, that laboratory cultures of streptomycetes, being cultivated on nutrient agar and covered with water, were able to grow, the odorous substance being discharged into the supernatant water. If the odour threshold of such a water, having contact with the actinomycetes are compared with water, being filtered through a membrane filter and thus being deprived from all bacteria cells, the threshold numbers are the same. That means, that the produced odorous compound is really soluble in water. It is not bound to the bacteria cell, but is discharged quantitatively into the water³⁰.

By further research, we found, that at least 10 000 of colony forming streptomycetes have to be present in a drinking water, in order to get a significant earthy smell, persisting for several weeks. 5000 colonies per ml present in drinking water only induced a very faint earthy odour, persisting only 20 hours. Consequently in drinking water there has to be a certain concentration of streptomycetes, with colony counts of about 10 000 per ml in order to give rise to earthy taste and odour. Perhaps this is the reason why in German drinking water supply problems by streptomycetes only play a very small role. Colony counts within a range of 5 to 50 streptomycetes are too low, especially as the velocity of multiplying in water is low too and even over a long period of time, counts of 10 000 per ml are rarely reached²⁹.

6.2 Antagonism of actinomycetes with other bacterial species

Hoehn⁴⁶ has observed, that *Bacillus cereus*, being present in concentrations of about $1,2 \times 10^5$ /ml is able to reduce taste and odour products rapidly in a water body. He, in this way, controlled actinomycetic taste and odour at the Lake Hefner treatment plant, Oklahoma City. Silvey and Hoehn⁴⁷ observed that *B. cereus* flourishes naturally in water, when tastes and odours are present. In laboratory tests they found that in taste- and odour-bearing waters a reduction of 50-92% of the odorous compounds took place. Five days after spraying several thousand gallons of culture over a lake, the odour thresholds were reduced from 14 to 1.5.

Nayaran and Nunez⁴⁸ tried to decompose geosmin by several bacterial species. They found some organisms which were able to degrade geosmin by oxidation. These are *B. subtilis*, *B. cereus*, *Sarcina flava*, *Micrococcus*, *Escherichia coli* and *B. fecalis alcaligenes*. Especially *Sarcina* and *B. subtilis* seem to be very effective. Among the *B. cereus* strains there seem to be differences in the activity of oxidative degradation of geosmin, two strains were found to be very active. So bacillus species were proved to be adequate organisms for biological control.

On the other hand one should remember, that bacillus species in drinking water are known to give rise to food contamination and food poisoning. All are able to form spores, resistant against environmental influences, resistant against disinfection measures too. So, depending on the treatment procedure, bacillus spores may pass water treatment, then being present in the distribution system. In drinks and food preparations, they may change into the vegetative form, thus being able to produce an exotoxin, which may cause illness. Bacilli also are able to reduce nitrate in drinking water to nitrite, a toxic substance for infants (methaemoglobinemia). Reacting with amines or amides, nitrosamines are formed, substances being potentially carcinogenic⁴⁹.

So there does exist a genuine conflict situation: In using bacillus preparations for odour control, one can avoid trouble of an aesthetic nature, but one must be aware of health risks for the consumers. With regard to benefit/risk evaluations conventional methods, such as ozonization and active carbon filtration, used to destroy or eliminate taste and odour compounds during drinking water treatment, are preferred.

Author's address:

Prof. Dr. Gertrud Müller—Corrensplatz—Berlin 33,
Inst. Wasser—Boden—Lufthygiene des
Bundesgesundheitsamtes.

References

1. Kuentzel, L. E., Bacteria, carbon dioxide and algae blooms, *J. Water Poll. Contr. Fed.*, **41**, 1737-1747, 1969.
2. Silvey, J. K. G. and Roach, A. W., Studies on microbiotic cycles in surface waters, *J. Amer. Water Works Ass.*, **56**, 60-72, 1964.
3. Hartmann, W. J. and Long, D. A., Municipal wastewater odor, still a problem, *Water Sewage Works* **122**, **12**, 38-41, 1975.
4. Piet, G. J., Zoeteman, B. C. J. and Kraayeveld, A. J. A., Earthy smelling substances in surface waters of the Netherlands, *Water Treatment Exam.* **21**, Part 4, 281, 1972.
5. Rosen, A. A., Skeel, R. T. and Ettinger, M. B., Relationship of river water odor to specific organic contaminants, *J. Water Poll. Contr. Fed.* **3**, **5**, 777-782, 1963.

6. Zoeteman, B. C. J. and Piet, G. J., On the nature of odours in drinking water recourses of the Netherlands, *Science Tot. Environm.*, **1**, 399-410, 1972/1973.
7. De Yong, B., Kunstharzlacke als Anstreichemittel für Trinkwasserbehälter, *GWf (Wasser/Abwasser)*, **109**, 590-595, 1968.
8. Siebert, G., Biologische Vorgänge bei der Gewinnung von Trink- und Brauchwasser aus Rhein—uferfiltrat, *Jahrbuch Vom Wasser*, **40**, 211-239, 1973.
9. Bays, L. R. Burman, N. P. and Lewis, W. M., Taste and odour in water supplies in Great Britain: a survey of the present position and problems for the future, *Water Treatment Exam.*, **19**, 136-153, 1970.
10. Schweisfurth, R. and Ruf, A., Untersuchungen über das Vorkommen von methanoxydierenden Bakterien in Trink-wasserversorgungsanlagen, *GWf (Wasser/Abwasser)* **117**, **7**, 313-318, 1976.
11. Silvey, J. K. G. and Roach, A. W., Actinomycetes in the Oklahoma City water supply, *J. Amer. Water Works Ass.*, **45**, 409-416, 1952.
12. Romano, A. H. and Safferman, R. S., Studies on actinomycetes and their odours, *J. Amer. Water Works Ass.*, **55**, 169-176, 1963.
13. Gerber, N. N. and Lechevalier, H. A., Geosmin, an earthy-smelling substance, isolated from actinomycetes, *Appl. Microbiology* **13**, **6**, 935-937, 1965.
14. Dougherty, J. D. and Morris, R. L., Studies on removal of actinomycete musty tastes and odors in water supplies, *J. Amer. Water Works Ass.*, **59**, 1320-1326, 1967.
15. Rosen, A. A., Mashni, C. and Safferman, R. S., Recent development in the chemistry of odour in water: the cause of earthy/musty odour, *Water Treatment Exam.*, **19**, 106-119, 1970.
16. Palmer, C. M., Taste and odor algae, in Manual U.S. Publ. Health Service, Cincinnati, 1959.
17. Safferman, R. S., Rosen, A. A., Mashini, C. J. and Morris, M. E., Earthy smelling substance from a bluegreen algae, *Environment. Sci. Technol.*, **1**, 429-430, 1967.
18. Medsker, L. L., Jenkins, D., Thomas, J. F., Odorous compounds in natural waters, *Environment. Sci. Technol.*, **2**, 461-464, 1968.
19. Silvey, J. K., Henley, D. E. and Wyatt, J. T., Planktonic bluegreen algae: growth and odor-production studies, *J. Amer. Water Works Ass.*, **64**, 35-39, 1972.
20. Leventer, H. and Eren, J., Taste and odor in the reservoirs of the Israel National water system, in Develop. Water Qual. Res., Proc. Jerusalem, Int. Conf. Wat. Qual. Poll. Res., June 1969.
21. Waksman, S. A., The actinomycetes, their nature, occurrence, activities and importance, *Chronica Botanica*, Waltham, Mass., 1950.
22. Silvey, J. K. G. and Roach, A. W., Laboratory cultures of taste- and odor-producing aquatic actinomycetes, *J. Amer. Water Works Ass.*, **51**, 20, 1959.
23. Adams, B. A. Odors in water of the Nile river, *Water and Water Engn.*, **31**, 309, 1929.
24. Issatchenko, B. and Egorova, A., Actinomycetes in reservoirs, as one of the causes responsible for the earthy smell of their waters, *Mikrobiologiva (Moskau)*, **13**, 216-225, 1944.
25. Silvey, J. K. G., Russel, J. C., Redden, D. R. and McCormick, W. C., Actinomycetes and common tastes and odors, *J. Amer. Water Works Ass.*, **42**, 1018-1026, 1950.
26. Grein, A. and Meyers, S. P., Growth characteristics and antibiotic production of actinomycetes isolated from littoral sediments and materials suspended in seawater, *J. Bact.*, **76**, 457-463, 1958.
27. Waksman, S. A., The actinomycetes: nature, occurrence and activities, Williams and Wilkins, Baltimore, 1959.
28. Williams, S. T. and Cross, T., Actinomycetes in: methods in microbiology, Ed. C. Booth, **4**, 295-334, Acad. Press, London, 1971.
29. Müller, Gertrud, Organische Verunreinigungen als Ursache für Geruchsstoffe bakterieller Genese im Trinkwasser, Erich Schmidt Verlag, Berlin, 1978, z.Zt. im Druck.
30. Müller, Gertrud and Heller, F. O., Versuchs-apparatur zum Nachweis von Geruchsstoffen bakterieller Genese im Trinkwasser, Zbl. Bakt. I Orig, Reihe B, im Druck.
31. Siebert, G., Methodische Gesichtspunkte beim Nachweis von saprophytischen Schimmelpilzen im Trink- und Brauchwasser mit dem Membranfilter-verfahren, *Vom Wasser*, **47**, 433-445, 1976.
32. Gams, W., Cephalosporiumartige Schimmelpilze Gustav Fischer Verlag, Stuttgart 1971.
33. Katayama, T., Volatile constituents in Physiology and Biochemistry of Algae, Ed. Lewin, R. A., Acad. Press, New York and London, 1962.
34. Armstrong, F. A. J. and Boalch, G. T., Volatile organic matter in algae culture media and sea water, *Nature*, **185**, 4715, 761-762, 1960.
35. Jenkins, D., Medsker, L. and Thomas, J. F., Odorous compounds in natural waters: some sulfur compounds, associated with bluegreen algae, *Environm. Sci. Technology* **1**, **9**, 731-735, 1967.
36. Cees, B., Zoeteman, J., Piet, G. J., Cause and identification of taste and odour compounds in water, *Science of the Total Environm.*, **3**, 103-115, 1974.
37. Gerber, N., Geosmin from microorganisms, is trans-1-10-dimethyl-trans-9-decalol tetrahedron letters **25**, 2971-2974, Pergamon Press, 1968.
38. Gerber, N., Geosmin, an earthy smelling substance, isolated from actinomycetes, *Biotechnol. and Bio-engineering IX*, 321-327, 1967.
39. Medsker, L., Jenkins, D. and Thomas, J. F., An earthy smelling compound, associated with blue-green algae and actinomycetes, *Environm. Sci. Technol.*, **2**, 461-464, 1968.
40. Leventer, H. and Eren, J., Taste and odor in reservoirs of the Israel National Water System in Development in Water Research Quality, Proc. Jerusalem Int. Conf. Water Qual. Poll. Res., June 1969.
41. Morris, R. L., Dougherty, J. D. and Ronald, G. W., Chemical aspects of actinomycete metabolites as contributors of taste and odor, *J. Amer. Water Works Ass.*, **55**, 1380-1390, 1963.
42. Henley, D. E., Glaze, W. H. and Silvey, K. G., Isolation and identification of an odor compound produced by a selected aquatic actinomycete, *Environm. Sci. and Technol.* **3**, **3**, 268-271, 1969.
43. Medsker, L., Jenkins, D. and Thomas, J. F., Odorous compounds in natural waters: 2-exo-hydroxy-2-methylbornane, the major odorous compound produced by several actinomycetes, *Environm. Sci. Technol.* **3**, **5**, 476-477, 1969.
44. Müller, Gertrud, Kempf, Th., Goethe, H. and Herrmann, R., Trinkwasserkonserven für Rettungsboote Forum Städte-Hygiene **28**, 33-34, 1977.
45. Morris, R. L., Actinomycetes studies as taste and odor cause, *Water and Sewage Works*, **109**, 76-77, 1962.
46. Hoehn, R. C., Biological methods for the control of taste and odors, *J. Southwest Water Works*, **47**, **3**, 26, 1965.
47. Silvey, J. K. G. and Hoehn, R. C., Bacterial degradation of taste and odor compounds, *South-west Water Works J.*, **46**, **10**, 68-70, 1964.

48. Narayan, L. V. and Nunez, W. J., Biological control: isolation and bacterial oxydation of the taste and odor compound geosmin, *J. Amer. Water Works Ass.*, **9**, 532-536, 1974.
49. Müller, Gertrud, Zur Frage der Anwendung von Bacilluspräparaten in Wasserschutzgebieten, *Bundesgesundheitsblatt* 20, Nr. **12**, 153-156, 1977.

Résumé

L'utilisation croissante des eaux de surface pour l'obtention de l'eau de boisson entraîne problèmes et porte notamment préjudice à l'odeur et au goût de l'eau. Une mauvaise odeur et un mauvais goût peuvent être dus aussi bien à des impuretés chimiques qu'à des processus biologiques. Il peut s'agir de la dégradation de composés organiques par des algues, des champignons et des bactéries, mais aussi de la formation de produits de métabolisme spécifiques. Ceci est vrai en particulier lorsqu'il se forme une odeur constante. Celle-ci peut être due à des algues-vertes mais surtout à des bactéries du groupe des actinomycètes. Grâce à des méthodes analytiques perfectionnées on a pu identifier quelques-unes des substances odorantes à genèse biogène comme par ex. le mucidon, la géosmine et le méthylisobornéol.

En étudiant des espèces de streptomycètes isolées à partir d'eau et d'eaux usées, nous avons réussi à isoler d'autres substances odorantes du groupe des sesquiterpènes (C₁₅) comme le cadinène, le longifolène, et le caryophyllène. Après une filtration stérile, l'eau contient encore véritablement la substance odorante à l'état dissous et le seuil olfactif y est aussi élevé que dans l'eau chargée de streptomycètes. Il faut une certaine dose de streptomycètes, soit environ 10 000 colonies/ml, pour que l'odeur se transmette à l'eau. Pour lutter contre cette odeur, on a préconisé des espèces de bacilles qui peuvent dégrader la substance odorante formée comme par ex. la géosmine (dégradation par le bac. cereus). L'auteur fait remarquer le conflit créé par l'emploi du bac. cereus dans les usines de distribution d'eau et en signale l'effet éventuel sur la santé humaine en pesant le pour et le contre.

Automatic control of water treatment processes

by A. Fraser

Director of engineering, Central Scotland Water Development Board, Great Britain

1 Introduction

1.1 General

The theme of this paper has been suggested by the closing sentence of Gotoh's paper¹ to the 11th Congress. "It seems to be the time to reflect and assess the instrumentation hitherto, and consider the most adequate technology, paying attention to the human factors, for water supply systems."

The electronic design aspects of control systems are considered to be outwith this theme. This paper therefore reviews some fundamental aspects of automatic control and sets down guide lines and conclusions which should be of assistance to water engineers considering the application of automatic control to their treatment works.

The subject has been discussed in a number of reports to Congress^{1,2,3,4} and at various specialist conferences^{5,6,7} and these may be referred to for detailed study.

Automatic control is with us, is here to stay, and is likely to increase in use. It should however be introduced only after a sound assessment of established need and economic viability. There should be no place for what might be termed "technical vanity" or an urge to have the latest in instrumentation and control simply because it is available.

It is important to recognize not only the benefits provided by automatic control but also the full implications including the demands such systems impose on technical staff resources at all levels and at all stages from inception to operation, if full advantage is to be gained and maintained.

1.2 Definitions

The term "automatic control" covers the techniques, instruments and equipment employed in monitoring and controlling any processes in the treatment of water for public supply, the essential feature being that the control system once set up or programmed should operate without regular operator intervention to maintain the output of the process stage within pre-determined standards.

The term "hardware" refers to the physical components of a control system while "software" describes the programmes or instructions necessary to allow the hardware to perform the required functions.

2 Initial considerations

2.1 Justification

Automatic control of a process, either wholly or in part, can be justified if after careful assessment it can be demonstrated that its introduction will result in:

- (i) improved reliability in meeting quality standards.
- (ii) reduction in unit production costs, after all financial aspects have been realistically estimated.

Social and employment considerations in individual countries may however influence the final decision.

2.2 Factors to be considered

Water treatment processes vary widely in type, complexity and location. An initial assessment to determine the need for and the extent and form of automatic control appropriate should review such factors as:

- (a) Nature of the raw water and its source, the critical raw water parameters, their range of variation and rate of change.
- (b) Type of treatment process involved, the complexity of the process and the extent of control appropriate.
- (c) The availability of sufficient reliable analytical data on raw water parameters, chemical dosing and treated water quality at each stage of treatment.
- (d) The availability of suitable sensors and monitoring equipment for the raw and treated water parameters as discussed in Section 4.4.
- (e) The size of the treatment works and the availability of bulk supplies of chemicals. The cost of automatic control is more easily absorbed in larger works in which automated bulk handling of chemicals is likely to be economically viable.
- (f) Availability of management, engineers and chemists capable of initiating and implementing new control systems.
- (g) Availability of suitable skilled operators who can be trained or re-trained to work with new systems.
- (h) Availability of technicians capable of servicing and maintaining the new instruments and equipment.
- (i) Location of manufacturers' service depots. The cost and time required for specialist service staff to travel substantial distances must be recognized.
- (j) Availability of funds to finance the installation and to maintain it. The substantial cost of preparing programmes for computer based systems is difficult to forecast but must not be overlooked.

3 Automatic control of single stages of treatment

The individual stages of water treatment processes successfully placed under forms of automatic control in many countries include:

- (a) *Inlet flow control on gravity supplies*
Float operated valves regulated from weir or flume, or butterfly valves operating in conjunction with a pipeline meter.
- (b) *Adjustment of pH of raw water*
Feed back control of alkali or acid dosing pumps from pH electrode/transmitter supplementing proportional control from inlet flow measuring device.
- (c) *Filter washing*
Sequenced washing of filters initiated by filter run time, loss of head or filtrate turbidity. Solid state process controllers are replacing the

earlier mechanical cam or timer/relay controllers.

(d) *Sterilization*

Chlorine dosing controlled by feed back using a chlorine residual recorder controller supplemented where appropriate with proportional control from a flow meter.

Dechlorination can be controlled similarly to obtain a predetermined chlorine residual.

Ozone is not used widely in the United Kingdom for sterilizing purposes but is used for colour reduction and, while adequate monitoring is adopted, the control is essentially manual. In France, Germany and USA more use is made of ozone for sterilization and automatic control is more widely reported.

(e) *Fluoridation*

At present most fluoridation dosing equipment in the United Kingdom is operated with proportional control on feed back from the outlet meter.

Fluoride analyzers are employed as monitors but their use for feedback control has not yet received official encouragement.

(f) *Final pH correction*

Alkali dosing for pH adjustment can be proportioned to flow with fine correction under feed back signal from a treated water pH electrode/transmitter.

(g) *Chemical handling and batching*

Increasingly chemicals are delivered in bulk, in liquid or in powder form, facilitating automatic control of handling and batching. The trend is to meter chemicals direct from bulk storage wherever possible. Bulk handling of gases is possible only on larger plants, otherwise gases in cylinders or drums are handled manually with mechanical assistance. Thereafter cylinders or drums may be changed over automatically as the duty containers become empty.

4 Computer based automatic control

4.1 General

Computers offer the advantages of rapid and comprehensive handling, processing, storage and retrieval of data and also achieve closer adherence to performance standards than can normally be attained by the most diligent of operators, often permitting significant savings in chemical and power costs. Computers can be more flexible as regards alterations to control sequences to meet changing circumstances than conventional control equipment.

The introduction of computers to water supply plants in the early 1960s gave impetus to the trend towards complete plant automation. It is however noticeable that the earliest reported automated plants relate to the softening processes and others not employing coagulation.

In the United Kingdom one of the earliest fully automated plants was the Elvington Softening Works, commissioned in 1964 to supply Sheffield. The original data handling system is now being replaced by a computer controlled system for automation of the treatment processes based on quality parameters rather than on flow measurement.

A line softening plant at Mankato, Minnesota, USA⁸ using dosing control based on the ratio of conductivity measurements of the raw water and of the dosed water is reported to operate satisfactorily on a

relatively straightforward process treating borehole water.

Automatic control of industrial water treatment plant employing ion-exchange processes has been reported^{9,10} adopting monitors for conductivity, silica, or sodium depending upon the detail of the process and the special needs of the industrial user.

In these cases, while the process itself may be quite complex, the plant lends itself to feed back control from monitoring of one or more basic parameters.

Treatment processes involving coagulant dosing with possibly pH correction and polymer dosing pose quite different problems. A feed forward control based on raw water quality is necessary usually measuring several parameters among which may be colour, turbidity, alkalinity, pH and temperature. In addition a feed back control may be required from the measurement of turbidity or some other control parameter after the first stage of treatment.

4.2 Pre-requisites for the introduction of automatic control involving computers

Automatic control involving computers can be a powerful operating aid but, in itself, is no remedy for deficiencies in the water treatment process, the operating staff or in the management control of the authority.

The introduction of computer control places above average demands on technical staff at all levels and during all stages in development of the system.

Any authority intending to introduce computer based automatic control must therefore generate the necessary will, dedication and enthusiasm and must be prepared to face the substantial efforts involved. A designer would be unwise to introduce a level of automatic control beyond that which the authority is prepared to maintain and finance.

At the 8th Congress, Bos⁴ commented "one of the big problems of automation in water supply practice is the communication between the water supply engineer and the specialist" and his remarks and guidance are as valid today as in 1969. Standardization of vocabulary is receiving attention internationally with the publication of ISO 2382 and by compatible national standards. The new technology however does not stand still and the language barrier increases as each new development extends the jargon and the list of abbreviated initials.

4.3 Information collection and assessment

It is clear from the literature that attempts to design-in automatic chemical process control in new plants have foundered through lack of sufficient reliable data on these processes at the design stage. There can be no short cut.

In an existing plant it is necessary as a first step to review all stages of the process and to upgrade them to acceptable standards.

The collection of proper data requires that the processes be well understood so that the essential parameters may be identified and monitored. This is a vital stage in the development of a control system and time spent on it will be well rewarded. The records in many existing works are not necessarily sufficiently comprehensive, accurate or relevant for this purpose.

Some authorities¹¹ have installed a computer to exercise many of the control functions described in Section 3 while collecting, storing and assessing data relevant to the chemical processes, in particular to

coagulation, as a preliminary to automatic control of these stages.

In the data collecting phase, as in later operation, the availability of rugged and reliable sensors capable of consistent performance under plant conditions may pose problems. A computer print out or cathode-ray tube display may look deceptively convincing but output can only be as accurate as input. Laboratory back-up of plant sensors and monitors is essential.

The initial data collection phase will vary in duration depending upon the nature, range and frequency of variation of the raw water and must be continued thereafter to permit refinement of the mathematical models or control algorithms developed from historical data.

4.4 Sensors

Many papers comment on the problem of sensor reliability which is a fundamental requirement for automatic control. Long term reliability or repeatability would seem to be more sought after than short term accuracy. Many sensors while suitable for laboratory applications from which they are often developed, are not sufficiently rugged for the more hostile environment of treatment works.

Field trials of monitoring equipment such as those undertaken in the United Kingdom by the Water Research Centre in co-operation with various water authorities⁷ should provide valuable experience leading hopefully to improved sensor reliability.

At Sunderland and South Shields in the United Kingdom an interesting advance warning monitoring station is being established upstream of a new intake and linked by telecontrol to a mini computer at the treatment works¹². This station has a biological monitor sensing and recording fish activity for toxicity and employs dual sensors to measure pH, dissolved oxygen, temperature, ammonia, organic carbon and turbidity. One sensor is fed with sample water, the other with clean water. On receipt of an out of limits signal the system switches to the standby sensor. If the signal remains out of limits an alarm state is initiated but, if the signal differs and is within limits a sensor fault is logged. The computer also controls sensor cleaning and calibration routines. It is intended at some future date to incorporate the technique in the process control of the treatment works but meantime its application to raw water monitoring deserves attention.

There is a need for a reliable on-line colour monitor since colour is an important parameter particularly in waters from peaty upland catchments and research is now in hand at the Water Research Centre¹³.

Fouling of sensors is a problem and the introduction of self cleaning electrodes is a promising development.

Attention is drawn to the use of a pilot filter¹⁴ fed with a sample of the main plant dosed water plus a small dose of non-ionic polymer. Turbidity monitoring of the filtrate from this unit gives indication of a process fault or the need to adjust the coagulant dose with the advantage of a much shorter response time than can be obtained from the main plant.

An automated jar test apparatus has been developed in France. After stirring, flocculation and clarification, the turbidity of the supernatant water from a number of samples is measured. From three tests the optimum coagulant dose is computed and a signal provided to the main plant dosing equipment.

4.5 Process control

The control sequence in some stages, for example filter washing, is relatively straightforward requiring

only an assessment of initiating parameters and consequential actions, whereas in others, such as coagulation, no such simple relationship exists.

At present there is no direct method of controlling coagulant dosing by monitoring several raw water parameters and therefore control algorithms developed from analyses of historical data form the only practical method of achieving improved control. Until such data has been accumulated it is not possible to introduce satisfactory automatic control of coagulant dosing in new plants treating new source waters.

Reported periods of data collection vary. In 1968, Lewis¹⁵ produced an algorithm for manual control of alum dosing at Coventry, UK, based on four years of records while Manning¹⁶ reported in 1977 the use of three years data at Iowa City, USA.

Considerable work has been reported from Philadelphia, Pa, USA^{11,17} where control algorithms were developed, initially in nomograph form, for operator control. As part of a five year computerization programme, control algorithms will be employed for computer assisted operation, leading after refinement to a fully integrated control model. The step by step procedure necessary is clearly described. The effort required to develop computer resident algorithms is estimated to involve 12 man-years, following 18 months research study.

It should be remembered that the computer relies on previously experienced data and an unexpected combination of, or change in, raw water characteristics may be beyond its programmed capabilities at which point the well behaved computer should call for help and hand over to a worried specimen of homo sapiens.

5 Specification and contracts

5.1 General

The water engineer will not be expected to undertake the detailed design of the hardware and software of control systems and some outside expertise will be involved. He must however understand his treatment process and be able to prepare a functional specification for a control system.

There are two basic tasks which fall to the water engineer:

- (a) to identify the objectives to be achieved and to translate these into a functional specification.
- (b) to select a specialist supplier who will translate the specification into a working control system.

Not all computer controlled systems have been entirely satisfactory and the water industry is indebted to those who have reported the less than successful cases as much as to those describing glowing successes.

The remedy lies in part in preparing sound functional specifications and in adopting suitable contract procedures. Several papers⁵ give guidance on these subjects and in particular the paper by Stebbins and Thompson¹⁸ has been referred to in the preparation of the remainder of Section 5.

5.2 Assessment of objectives

(1) Control

List the type and extent of potential control under the headings of "essential", "desirable" and "nice to have". Economic considerations should eliminate most of the third category and reduce the second. The control loops are identified and evaluated. Dubious loops are best left open initially, provided the system has the capacity to accept the later closing of the loop. The assessment will include the manning of the plant, the numbers and skills available and also all aspects of operation from chemical handling to daily servicing.

It is essential to assess precisely how the plant will be operated when all or part of the computer based control system is out of action.

Instruments and sophisticated control systems are not exempt from Murphy's law—"if something can go wrong, sooner or later it will go wrong". A statement of 99% availability sounds reassuring but represents an average loss of service of 1.68 hours per week.

The facilities required for changing set points, deviation limits, alarm limits, control algorithms, etc and for altering, adding or deleting control loops must be examined. It is necessary to decide how changes are to be made, what protection is required against inadvertent changes and how changes are to be logged.

(2) Information

Decide on the items of information required and their presentation under the separate headings of operational use and historical records. Determine the standard of accuracy and reliability required in measuring primary data and the locations at which the information is to be presented. For operational use decide which information is required continuously and which is to be available on call. For historical data decide on the time periods involved, what processing is required, the frequency of reporting and the requirements for recovery. Determine the source of each data item and whether it is to be produced by in-line or off-line plant measurement or from manually entered laboratory test results. Restrict the lists to what you "need to know" and cut down severely on the "nice to have" items. This applies equally to frequency of logging.

(3) Alarms

Determine the acceptable limits of deviation for each critical measurement and the corresponding warning and alarm state limits. Decide how these are to be logged and signalled and whether the computer can initiate or call for remedial action. Alarm events should be graded to avoid contamination of the alarm structure with trivia.

5.3 Functional specification

The functional specification should set out precisely the functions the system must achieve and reflect the objectives in entirety. This is extremely important and the engineer should be aware of the danger of specifying the type of hardware the supplier must employ to perform a function since this may prevent the use of standard packages already proved in service. Avoid specifications so stringent that suppliers are obliged to develop unproven designs either in primary sensors or in control equipment. Being a pioneer may bring glory and renown but more often results in the purchaser becoming the supplier's unpaid research and development department.

Avoid open ended requirements. Instead of specifying that the hardware must be "capable of expansion" try to quantify. Specify the requirements for control room layout, local display or control units and any special features deemed necessary and have regard to future replacements (See Section 7).

Specify clearly which supporting services are to be provided by the supplier and concurrently list those services to be provided by the purchaser's organization. These cover project management, systems analysis, design, programming, process control language and documentation, training of operators and programmers, works tests and simulations, installation and electrical work, calibration, commissioning, plant tests, maintenance guarantee periods and provision of essential spares. Ensure that each item is either in the supplier's contract or listed for action by the purchaser.

In new treatment works it is advisable to specify step by step commissioning of the control system with guarantee periods running from the dates of successful commissioning of each stage (see Section 5.5) to avoid a control system guarantee period expiring before stable operation of the main plant permits full testing of the control system.

The specification should call for a critical path programme in respect of the control system and should stipulate the frequency and location of regular progress meetings to ensure close collaboration throughout the project.

The specification must be absolutely clear in setting out responsibilities and, as far as possible, the responsibility for all components of the complete system, including the provision of all instruments, monitors and controlling equipment, should be placed with the system supplier. In existing plants where operational requirements dictate that the purchaser install new instruments or equipment the responsibility for selection and provision of these is best left with the control system supplier. When divided responsibility is unavoidable at an interface between a treatment plant contract and the control system, commercial interests may inhibit a full exchange of design information and, in such cases, the engineer may well find himself in the role of co-ordinator.

5.4 Tendering procedure

Legal requirements may dictate tendering procedures. It is advisable however to screen prospective suppliers to establish, on the basis of the functional specification, suppliers, specific proposals for tackling the job and the resources available within their own organization. Information covering previous experience in projects of comparable nature, size and complexity, using similar hardware and software, should be provided along with details of after sales service.

This pre-qualification procedure affords an excellent baptism of fire for the functional specification and provides a good basis upon which to judge the merit of the subsequent tenders. Final selection will not be easy since proposals may vary considerably and the water engineer will have the difficult task of assessing systems, equipment and programming techniques all described in the new technology's peculiar language and presented in confident terms. Aided by the functional specification and the pre-qualification documents, he must apply his judgment and his talent for assessing organizations and their personnel and make decisions with which he and his staff will have to live for many years.

5.5 Commissioning

Prior to commissioning under flow conditions, all elements of the control system should be tested with particular reference to interfaces.

A first stage commissioning of the data provision, collection and logging functions is advisable. Step by step commissioning and proving of individual control systems must follow satisfactory commissioning of the appropriate main plant process and the time required will depend on whether the closed loops are based directly on sensor signals or computation of control algorithms. Each situation will present its own problems which must be identified and, where necessary, provision should be made in the contract for return commissioning visits.

6 Failure implications

Sooner or later some loss of service can be expected from any control system, although much can be done

with standby equipment and sound maintenance. Micro-processors, with low initial cost, permit increased use of standby units and increased self-checking facilities giving greater security but at the expense of increased software costs. Failures can arise from defects in the software and this underlines the need for meticulous care in writing the specification and preparing the software.

It is therefore essential to recognize the implications of failure of any part of the control system and to have considered the failure mode in each case and the action which must follow. Experience with telecontrol systems has proved that manual back-up must be available and prudent design dictates that loss of control should not be accompanied by complete loss of monitoring data.

An alternative means of control must always be available promptly and the design should avoid linked sequences in which the loss of one stage results in the loss of the whole sequence.

The longer staff operate with an automatic control system the less familiar they become with manual control and, if panic situations are to be avoided, "fire drill" simulations of failures should be practised at frequent but irregular intervals.

It is sometimes claimed for automatic control systems that improved efficiency of operation may defer or reduce the cost of new construction to meet rising demand. The implications of failure in the control system should be kept in mind when making such assessments.

7 Obsolescence of control equipment

The extremely rapid development of control equipment evident in recent years seems likely to continue in the foreseeable future and the implications of early obsolescence should be recognized.

Systems inevitably become obsolescent soon after installation in the sense that new developments offer technical improvement. This in itself is not likely to justify replacement.

Equipment may become economically obsolete if newer equipment can be proved to offer greater savings. In water treatment processes, replacement may be unlikely for this reason alone but it might well be a contributory factor.

Several generations of design improvement can render certain vital components obsolete and unobtainable well within the service life of the system as a whole and the early failure of such items may force premature replacement of major portions of the system. Hopefully increasing standardization of components should reduce this problem which is one of the most significant arguments in favour of standard packages and against the unique design.

When extension is required in a system not adequately designed for expansion, or for which similar or compatible components are no longer available, it may become less expensive to replace than to extend.

In any event, control system life is appreciably shorter than the life of the treatment plant it serves and this should be recognized from the design stage. In the layout of control areas allowance should be made for the installation of new equipment in parallel with existing equipment if a difficult transition phase is to be avoided when replacement is due and the treatment processes must be kept in operation at full efficiency. The trend towards micro-processors used in distributed fashion should ease this problem.

When extensions or replacements arise the water authority's staff and the equipment supplier's staff, who

struggled through to a mutual understanding in the development of the initial equipment, may have moved on in their careers and new design personnel will be involved. The implications in time and costs must be recognized.

8 Personnel and staffing

No automatic control system will be successful in operation unless the staff at all levels have or acquire the necessary levels of skill, dedication and enthusiasm. The disciplines imposed in introducing automatic control are strict and impose new challenges on management, technical staff and plant operators alike.

An automatic control system will be more likely to function successfully if existing operating staff are encouraged to regard it as a powerful operating aid and not as a competitor for their jobs. Progressive improvements in instrumentation and data collection leading to computer assisted operation and finally to automatic control can assist greatly in staff participation in the changes.

Staffing levels are likely to be influenced by servicing and maintenance requirements and by the need for an adequate manual back-up in failure situations. As noted in Section 2.1, social and employment considerations in individual countries may influence decisions.

Specialist maintenance staff requirements will be increased since manufacturers' service depots may be remote and their personnel may not be available on call outside normal working hours.

It seems likely in plants already well mechanized with local automatic controls, as in Section 3, that improved quality control and savings in chemical and power costs must provide the main justifications for introducing computer based automatic process control rather than savings in labour.

The first generation of operators on automated plants are likely to have some experience of manual operation whereas for the next generation automatic control will be the norm. This will require a quite different training programme which must provide adequate experience in manual operation under all combinations of failure situation.

9 Trends in automatic control

The increasing interest in the use of automatic control in water treatment processes is reflected, in the United Kingdom, by the activities of the Working Party on Control Systems for the Water Industry, established jointly by the National Water Council and the Department of the Environment. The formation of a similar review body is being considered in the United States of America.

In the United Kingdom the move to computer based automatic control of chemical processes in water treatment has been cautious, although there is a stronger trend towards computer assisted operation where the situation justifies it.

The most significant recent innovation has been the development of the micro-processor, providing in 1977 comparable computing power to a 1965 vintage computer at about one-tenth of the hardware cost. Software costs however remain high and the increased flexibility offered by micro-processors may generate more applications and hence higher software costs. The central computer and processor is likely to be replaced by a number of local micro-processors distributed throughout a treatment plant to control individual processes with greater security and flexibility. These new devices offer substantial savings in their requirements for space, power and cooling facilities.

The use of visual display units is well established in industrial processes and is gaining favour in the water supply industry.

It seems likely, however, that only the larger authorities with considerable financial and staff resources will progress to automatic control of coagulation processes as reported from Iowa City, USA¹⁶, from Philadelphia, Pa, USA¹¹, and from Japan¹ such systems being based on mathematical models or control algorithms using historical data.

Automatic control of complete treatment works is not yet considered to have widespread application largely because of the problems in identifying and analysing the essential parameters for coagulation control and the need for further development of appropriate sensors. There is also a communication and language barrier between designers and users which the increasing adoption of "high level" languages may help to break down. It is in these fields that the key to any substantial step forward in the automatic control of water treatment processes is considered to lie.

10 Summary

The principal aspects discussed in the paper may be summarized:

- (i) Establish the need for automatic control in relation to local circumstances.
- (ii) Review existing processes and bring these to acceptable standards.
- (iii) Ensure that processes and proposed systems of control are fully understood.
- (iv) Restrict the control system to essentials but retain the facility to expand.
- (v) Prepare a functional rather than a technical specification.
- (vi) Establish an appropriate tendering procedure.
- (vii) Programme the commissioning stage with care.
- (viii) Recognize that control systems can fail and provide back-up facilities.
- (ix) Appreciate the implications of obsolescence.
- (x) Have regard to the effect on staff relationships and ensure adequate training and participation.
- (xi) Appreciate that while the techniques and computing equipment are available their wider application will depend as much on improved understanding and communication between systems designers and users as upon technical improvement in sensing instrumentation.

Acknowledgement

The author wishes to thank Mr G. A. Milne, Partner, Crouch and Hogg, Consulting Engineers, Glasgow, for his assistance in the preparation of this paper.

Bibliography

1. Gotoh, K., Automatic control of large water supply systems IWSA 11th Congress, Special Subject No. 1, 1976.
2. Feline, L., The application of computers to water supply problems, *ibid.*, International Standing Committee on Distribution Problems, Subject No. 1, IWSA, 9th Congress, 1972.
3. Radziul, J. V., Suffet, I. H., Automation of water analysis and its use to control water purification, *ibid.*, International Standing Committee on Water Quality and Treatment, Subject No. 1, IWSA 9th Congress, 1972.
4. Bos, H. M., Progress of control and automation in water undertakings, IWSA 8th Congress, Special Subject No. 12, 1969.
5. American Waterworks Association Annual Conference, Denver, 1976. *Proceedings of Seminar on Water Plant Instrumentation and Automation.*
6. Water Research Centre—Reading University, 1975—Conference on Instruments and Control Systems for the Water Industry.
7. International Association of Water Pollution, Workshop May 1977, London and Stockholm, "Instrumentation and control for water and waste-water treatment and transportation".
8. Lacina, W. V., Heden, S. D., Automatic control of water softening, *Journal AWWA*, **63**, No. 8, 1971.
9. Skinner, N. A., Corti, R. M., Automation in industrial water treatment, *Water Services*, **81**, August 1977.
10. River, H. M., Schweitzer, G. W., Automating treatment monitoring and control, *Journal AWWA*, **63**, 1971.
11. Guarino, C. F. et al., Philadelphia's Water System Automation Plan—Reference (5), Paper (4—6).
12. Wallwork, J. P. et al., A river monitoring station for protection and control of water treatment—Reference (7), Session 4, Paper 29.
13. Melbourne, J. D., Butcher, R. A. F., Control and instrumentation used in the operation of water treatment plant—Reference (6) Session 2, Paper 13.
14. Conley, W. R., The pilot filter as an aid to coagulant control—Reference (5), Paper (5—2).
15. Lewis, W. M., An exercise towards waterworks automatic coagulation control, *Journal of Institute of Water Engineers*, **22:2**, 1968.
16. Manning, A. W., Direct digital control at the Iowa City water treatment plant, *Journal AWWA*, **69**, No. 6, 1977.
17. Fescolin, L. O. & Cairo, P. R., Modelling opportunities in and the automation of Philadelphia water treatment processes, Reference (5), Paper (1—6).
18. Stebbins, A. J. & Thompson, B. J., Digital systems for water treatment and plants, Reference (5), Paper (5—4).

Résumé

Cette communication examine les arguments en faveur de la régulation automatique des procédés de traitement de l'eau et contient des observations concernant les facteurs à prendre en compte lors de la prise de décisions à l'égard du type et du degré de régulation automatique à utiliser.

L'auteur passe en revue les techniques déjà existantes pour régler automatiquement les divers stades du traitement.

Il discute des répercussions de l'introduction de la régulation automatique par ordinateur et il fait état du travail considérable que doivent effectuer le personnel de gestion et de conception et les opérateurs en vue de l'analyse essentielle des procédés.

Un niveau très élevé de dévouement et d'enthousiasme est nécessaire au cours de la mise au point de projets de cette nature à partir du moment de leur conception jusqu'à la mise en service; l'auteur attire l'attention sur les problèmes de coordination qui sont susceptibles de se présenter du fait de l'interdépendance des disciplines de l'électricité, l'électronique, la chimie, l'hydraulique et autres.

Il examine la situation actuelle en ce qui concerne les senseurs et indique les progrès récents accomplis dans ce domaine aux Etats-Unis, au Royaume-Uni et en France.

Il insiste sur l'importance d'établir des communications franches et une compréhension réciproque entre les ingénieurs de l'exploitation et de la conception d'une

part et les experts en électronique et en instrumentation de l'autre; il faut également mettre au point des spécifications du fonctionnement nettes et concises et définir en détail et sans ambiguïté les diverses responsabilités, particulièrement aux interfaces. Des conseils sont offerts concernant les procédures contractuelles et la communication contient aussi une discussion de la nécessité de réaliser une mise en service graduée des divers procédés et de leurs systèmes de régulation.

Il y a lieu enfin d'examiner les répercussions que peut avoir la panne d'un système automatique, particulièrement en ce qui concerne l'usage croissant des micro-processeurs et plus spécialement leur application pour des fonctions dispersées plutôt que centralisées. L'auteur fait état de leur coût peu élevé et de leur polyvalence.

La communication considère les effets de l'obsolescence due aux progrès extrêmement rapides dans le domaine de l'informatique et souligne les avantages de composants standardisés.

L'auteur pense que la régulation automatique complète d'une usine de traitement d'eau ne peut pas être généralisée à l'heure actuelle, principalement à cause des difficultés posées par l'identification et l'analyse des paramètres impliqués dans la régulation de la coagulation et aussi parce qu'il faut améliorer encore les senseurs appropriés. Ce sont ces derniers aspects qui détermineront si des progrès importants peuvent encore être réalisés dans le domaine de la régulation automatique des procédés de traitement de l'eau.

Signification sanitaire des réactifs et additifs employés dans le traitement des eaux destinées à la consommation humaine

par le Dr W. J. Masschelein

Belgique

1 Introduction

1.1

L'eau potable doit répondre à des critères précis de qualité. La tendance actuelle est de définir, d'une part, des concentrations maximales admissibles et, d'autre part, des valeurs d'objectif ou guides de qualité. Les premières correspondent à une philosophie de tolérance maximale possible, les deuxièmes aux concepts d'un objectif de qualité de vie.

1.2

Aux fins de réunir ces conditions, les Etats ont prescrit des concentrations limites admissibles pour différents éléments ou substances nuisibles dans l'eau.

1.3

En corollaire, les produits utilisés dans le traitement et la distribution des eaux doivent correspondre aux objectifs de qualité fixés pour celles-ci. En particulier, les réactifs ne peuvent entraîner une transgression aux définitions de qualité prescrites pour l'alimentation en eau des populations. Plusieurs attitudes de principe sont possibles.

1.4 Tolérance nulle

Elle consiste, lors de l'examen des risques pour la santé que peut comporter l'emploi d'un composé particulier, à ne pas tenir compte de l'élimination de ce composé au cours du traitement. Attitude souvent fondée, puisque l'élimination peut dépendre, non seulement de la conception de l'installation, mais également, et même principalement, de la compétence de l'opérateur et de l'autorité dont sont investies les personnes habilitées à assumer la responsabilité du traitement.

1.5 Tolérance par négligence.

Cette attitude est quelquefois adoptée pour des raisons de facilité par des techniciens de disciplines peu au fait des notions de qualité de l'eau. L'ensemble de ces motifs ou prétextes conduit à adopter le point de vue que seule la qualité possible de l'eau traitée importe. Cette philosophie implique donc que la gestion des stations de traitement soit confiée à des responsables dûment qualifiés mais, pour des raisons de conservatisme ou d'inconscience, il n'en est cependant souvent pas ainsi: FLENTJE¹ l'a bien mis en évidence pour ce qui est des Etats-Unis d'Amérique, mais cette situation n'est certes pas exceptionnelle!

1.6 Attitude pragmatique

Elle procède d'une tolérance raisonnable d'impuretés de manière telle que les concentrations en éléments indésirables ou toxiques, donc il n'est pas possible d'exclure toute trace, ne puissent normalement pas amoindrir ou dégrader de manière critique la qualité de l'eau traitée. C'est ainsi que l'on peut définir des tolérances basées sur les concentrations maximales admissibles dans l'eau potable.

2 Produits utilisés

2.1

Pour obtenir de l'eau potable, il est fait usage, depuis plusieurs décennies, de réactifs et d'additifs.

2.2

Les réactifs peuvent être rangés dans deux catégories:

- les composés additionnés temporairement à l'eau et éliminés au cours d'une des opérations du traitement;
- les substances destinées à assurer un effet résiduel dans l'eau traitée, soit pour y entraîner un effet de stabilisation, p. ex. bactéricide résiduel, ou y exercer un effet réputé bénéfique, p. ex. la fluoration.

2.3

A côté des réactifs de base, un certain nombre de produits exercent une action auxiliaire importante. Il s'agit, en ordre principal, des adjuvants de floculation et de substances ou mélanges de substances introduits dans l'eau à des fins temporaires.

Par exemple: la désinfection momentanée d'une partie du réseau, ou encore des formulations employées lors de la pose des conduites comme les colles ou lubrifiants.

3 Procédures d'approbation en vigueur

3.1

Des procédures précises d'approbation sont en vigueur dans plusieurs pays. Elles concernent, en particulier, les nouveaux produits. La philosophie de la procédure s'inspire, en général, de ce que l'on appelle la tolérance nulle.

Parallèlement à l'approbation de produits nouveaux, l'emploi de réactifs classiques est générale-

ment admis selon les implications d'un raisonnement basé sur la tolérance par négligence.

3.2

C'est ainsi que les normes en vigueur dans quelques pays, comme par exemple la République Fédérale Allemande ou les Etats-Unis d'Amérique, stipulent, le plus souvent, les critères commerciaux d'acceptation des produits fournis. Sur le plan sanitaire, on se contente souvent de textes vagues comme: "les produits ne contiendront pas de composés minéraux ou organiques en quantité telle qu'ils pourraient exercer un effet néfaste sur la santé des populations". Sous le couvert d'une formulation pouvant laisser croire à une philosophie de tolérance nulle, il s'agit, en fait, d'une option laxiste.

3.3

En réalité, l'examen ou l'enquête ou la procédure d'approbation pour les produits, dits classiques, fait généralement défaut, alors que les exigences se rapportant aux produits nouveaux sont habituellement très sévères.

4 Approbation des produits nouveaux

4.1

Il s'agit, en ordre principal, d'adjuvants de floculation et de produits auxiliaires. Selon l'avis même d'un Comité d'experts de l'OMS²:

"Les polyélectrolytes, utilisés comme coagulants, adjuvants de coagulation, adjuvants de filtration et agents de conditionnement des boues, peuvent jouer un rôle important dans la purification de l'eau destinée à l'approvisionnement public. Leur application peut comporter des avantages substantiels, entre autres une capacité accrue et un meilleur rendement de l'installation, quelquefois associés à une diminution sensible du coût de l'opération".

4.2

Sur le plan chimique, on peut distinguer les produits d'origine essentiellement naturelle (A) et ceux d'origine synthétique (B):

<i>Catégorie (A):</i>	<i>Catégorie (B):</i>
polysaccharides	polyacrylamides
dérivés de l'amidon	acides polyacryliques
carboxyméthylcellulose	polyamines
sodique	polyélectrolytes à sels
dérivés des tannins	d'ammonium quaternaire
alginate de sodium.	polymères sulfonés.

Dans certains pays, comme la France par exemple, les produits d'origine naturelle sont acceptés préférentiellement.

Les doses appliquées n'atteignent, en général, pas 5 g/m³.

4.3

En ce qui concerne les produits de nettoyage, de prévention de dépôts et de désinfection des installations, on peut actuellement trouver, sur le marché, des formulations à base des composés suivants:

- acide phosphorique et glycolique,
- acide chlorhydrique et phosphorique,
- acide chlorhydrique et hexaméthylènetétramine,

- acide ascorbique,
- acide chlorhydrique et formol,
- acide oxalique,
- phosphate trisodique et hexamétophosphate de sodium (contenant éventuellement des silicates et/ou de l'eau oxygénée),
- acide maléique polymérisé,
- polyphosphates et silicopolyphosphates,
- polyacrylates contenant ou non des silicates,
- lubrifiants/désinfectants à base de sels d'ammonium quaternaire,
- compositions libérant du chlore en solution.

Le risque inhérent à ces produits est celui d'une persistance après traitement.

4.4

Il existe très peu de normes ou spécifications techniques pouvant présenter une valeur de référence se rapportant à ces produits nouveaux. Les spécifications existantes, comme la norme DIN 19622 se rapportant aux polyacrylamides pour le traitement de l'eau, sont d'ordre analytique et commercial. Elles sont muettes, en fait, sur les implications sanitaires directes.

4.5

Sur la base de l'examen des méthodes d'approbation en vigueur dans différents pays, la procédure ci-dessous peut être proposée. Le dossier d'examen devrait réunir les données suivantes:

- noms et type de composés actifs;
- teneur et nature des impuretés;
- désignation commerciale (éventuellement, les équivalents);
- composition chimique quantitative du produit manufacturé. Si le produit ne peut pas être défini rigoureusement, la nature et les proportions des ingrédients sont à indiquer;
- utilisation prévue du produit et les doses maximales recommandées ou permises selon les indications du fabricant/fournisseur;
- limite de péremption, stabilité du produit, effets de l'humidité et action de la dégradation bactérienne, conditionnements et moyens de transport préconisés;
- taux d'élimination normale au cours du traitement et effets secondaires des procédés de traitement comme la chloration, l'ozonation, etc. . . ;
- biodégradabilité et possibilité d'entretenir la survie bactérienne dans les eaux;
- synergie, e.a. susceptibilité de complexer des métaux lourds et de fixation sur les structures;
- instructions pour l'élimination des résidus;
- méthodes analytiques recommandées pour les constituants principaux, les impuretés, les produits d'hydrolyse, de dépolymérisation ou de réaction;
- rapport toxicologique complet*. La procédure d'examen nécessaire peut être largement inspirée de celle recommandée par l'OMS²;
- les réserves formulées par le fabricant à l'encontre de l'utilisation du produit;
- des indications relatives aux risques pour le personnel, lors de la mise en oeuvre du produit;
- les risques pour l'environnement en cas de déversement ou de décharge, en particulier sensibilité de la faune aquatique.

4.6

La délivrance d'une autorisation d'employer un produit donné, avec indication des quantités ou

concentrations maximales permises, est du ressort du législateur, sur avis de l'autorité supérieure de tutelle sanitaire de chaque pays. Celle-ci est responsable de l'avis émis, sur base de l'examen des dossiers existants. Ceux-ci peuvent être introduits par les fabricants (p. ex. le système EPA en vigueur aux États-Unis d'Amérique), éventuellement complété à la demande de la commission d'examen (p. ex. le système en vigueur au Royaume-Uni), ou constitué par un laboratoire agissant comme expert auprès de la commission (p. ex. le système en vigueur aux Pays-Bas). En pratique, on trouve le plus souvent un mélange des trois systèmes. Des listes sont éditées par, au moins, trois commissions d'experts: au Royaume-Uni par le "Committee on new Chemicals and Materials of Construction for Use in public Water Supply and Swimming Pools"; aux États-Unis d'Amérique, par une commission de l'EPA, via l'ECA (Environmental Control Agency) et, plus récemment, aux Pays-Bas, par le KIWA, agissant en qualité d'expert auprès de la commission nationale d'approbation^{3,4,5}.

4.7

Sur le plan des responsabilités, la philosophie suivant mérite d'être mise en lumière:

—C'est la commission d'experts ou l'organisme national (ou international) de tutelle sanitaire qui se prononce sur l'innocuité des produits dans les limites proposées et sur le mode de contrôle permanent de la qualité de ceux-ci. Par contre, **LES SERVICES D'EAU DOIVENT RESTER RESPONSABLES, SUR LA BASE DES DONNEES GLOBALES DE LA QUALITE DE L'EAU FOURNIE, DE L'UTILISATION OU NON DE CERTAINS REACTIFS OU ADDITIFS POUR L'OBTENTION D'UNE EAU CONFORME AUX CRITERES DE QUALITE VOULUS.**

Cette disposition est logique puisque l'utilisation incorrects d'un produit approuvé échappe forcément au contrôle de la commission d'approbation.

5 Utilisation des réactifs classiques

5.1

Depuis plusieurs décennies, le traiteur d'eau se sert de produits de base, dénommés ici "réactifs classiques". Plusieurs millions de personnes sont déjà desservies en permanence par de l'eau traitée au moyen de ces produits, de sorte que les implications toxicologiques éventuelles apparaissent essentiellement liées à la pureté des réactifs mis en oeuvre et à la compétence avec laquelle le traitement est conduit. C'est donc par une normalisation et une standardisation adéquates que la signification sanitaire de l'utilisation de ces produits peut être circonscrite.

5.2

Le premier paramètre à envisager est la dose utilisée dans les traitements. Une large enquête internationale⁶, de même qu'un examen bibliographique, nous ont permis de définir une liste exhaustive de réactifs utilisés dans le traitement. Elle figure dans les tableaux ci-après. Ces tableaux indiquent, en outre, *les doses maximales utilisées PARFOIS*. Elles ne se rencontrent qu'à titre exceptionnel ou temporaire. En règle générale, les doses pratiquement mises en oeuvre dans la plupart des

stations oscillent entre la moitié et le tiers de celles infiquées.

5.3.

Certains réactifs sont transformés avant leur introduction dans l'eau (cas de la préparation de la silice activée, de la synthèse du bioxyde de chlore, etc. . .). Les définitions de quantité et de qualité s'appliqueront aux produits commerciaux, même si ceux-ci ne sont pas introduits tels quels dans l'eau.

5.4

Les doses maximales décrites ici sont celles appliquées, dans certains cas, dans le traitement. L'existence de ces composés dans l'eau n'est, le plus souvent, que transitoire. Ils seront consommés, transformés ou éliminés lors du traitement. On ne peut toutefois pas présumer a priori de l'élimination des impuretés potentielles, ainsi que nous l'avons montré antérieurement⁷. Enfin, à certaines concentrations, des réactifs peuvent être introduits dans l'eau et s'y maintenir sans élimination. Il en est ainsi lorsque l'on veut assurer un effet bactéricide ou bactériostatique permanent ou encore stabiliser l'agressivité. Dans ces cas, aucune élimination des impuretés indésirables ne peut être envisagée.

5.5

Tableau I — Produits pour la désinfection ou l'oxydation

Réactif	Unité de base (kg)	Dose maximale (g/m ³)
Chlore	Cl ₂	30
Hypochlorite de sodium	Cl ₂	30
Hypochlorite de calcium	Cl ₂	30
Hypochlorite de magnésium	Cl ₂	30
Chlorite de sodium	Na ClO ₂	5
Ammoniaque	NH ₃	0,5
Chlorure d'ammonium	NH ₄ Cl	1,5
Sulfate d'ammonium	(NH ₄) ₂ SO ₄	1,8
Anhydride sulfureux	SO ₂	20
Bisulfite de sodium	Na H SO ₃	4
Métabisulfite de sodium	Na ₂ S ₂ O ₅	3,5
Sulfite de sodium	Na ₂ SO ₃	7
Sulfite de calcium	Ca SO ₃	5
Sulfate de cuivre	Cu SO ₄	5
Permanganate de potassium	K Mn O ₄	2
Argent	Ag	0,05
Ozone	O ₃	10
Oxygène	O ₂	30
Peroxyde d'hydrogène et autres peroxydes	H ₂ O ₂	10
Pyréthrines	mélange	0,5

5.6

Tableau II — Réactifs de coagulation-floculation

Réactif	Unité de base (kg)	Dose maximale (gm ³)
Sulfate d'aluminium	Al ₂ (SO ₄) ₃ · 18 H ₂ O	150
Aluminate de sodium	Na ₂ Al ₂ O ₄	30
Polyhydroxychlorure d'aluminium	Al _n (OH) _m Cl _{3-n-m}	100
Polyhydroxychlorosulfate d'aluminium	n Al $\left(\begin{matrix} (OH)_{1,5} \\ Cl_{1,5} \\ (SO_4)_{0,2} \end{matrix} \right)$	100

Flural (fluorosulfate d'aluminium)	AlFSO ₄	10
Sulfate ferreux	FeSO ₄ · 7H ₂ O	100
Sulfate ferrique	Fe ₂ (SO ₄) ₃ · 9H ₂ O	200
Chlorosulfate ferrique	(FeClSO ₄)	70
Chlorure ferrique	FeCl ₃ · 6H ₂ O	100

5.7

Tableau III—Réactifs pour la correction du pH et/ou de la minéralisation

Réactif	Unité de base (kg)	Dose maximale (g/m ³)
Soude caustique	NaOH	100
Carbonate de sodium	Na ₂ CO ₃	200
Bicarbonate de sodium	NaHCO ₃	200
Chlorure de sodium	NaCl	150
Chaux vive	CaO	200
Chaux éteinte	Ca(OH) ₂	200
Carbonate de calcium	CaCO ₃	300
Chlorure de calcium	CaCl ₂	120
Sulfate de calcium	CaSO ₄	140
Magnésie	CaCO ₃ · MgO	300
Hydroxyde-oxyde de magnésium	MgO	80
Carbonate de magnésium	MgCO ₃	175
Anhydride carbonique	CO ₂	50
Acide chlorhydrique	HCl	25
Acide sulfurique	H ₂ SO ₄	30

5.8

Tableau IV—Additifs de stabilisation ou à effet bénéfique.

Réactif	Unité de base (kg)	Dose maximale (g/m ³)
Silicate de sodium	SiO ₂	10
Hexamétaphosphate de sodium	(NaPO ₃) ₆	20
Sels de sodium, potassium ou calcium d'acides mono- ou polyphosphoriques	P ₂ O ₅	5
Fluorure de sodium	NaF	2
Fluorosilicate de sodium	Na ₂ SiF ₆	3
Acide hexafluorosilicique	H ₂ SiF ₆	2

6 Origine des impuretés des réactifs classiques

Les impuretés et éléments indésirables des réactifs possèdent plusieurs origines.

6.1

La première, et sans doute la plus importante, implique *les impuretés résiduelles de la matière de base* ou inhérentes au processus de fabrication.

La relation entre le produit fini et la matière de départ peut être très directe ou, au contraire, fort éloignée. Toutefois, plus le processus de fabrication compte d'étapes de synthèse ou de transformation, moins grande sera la probabilité de retrouver une impureté du matériau de départ dans le produit fini.

Un exemple peut en être fourni par certains procédés de fabrication du sulfate d'aluminium. A côté de l'aluminium (environ 50% en poids Al₂O₃), la bauxite contient différents éléments étrangers d'origine naturelle. La teneur en est évidemment variable selon le site de l'exploitation.

L'aluminate de sodium peut être obtenu de

plusieurs manières par attaque alcaline de l'alumine, notamment, au moyen de carbonate de sodium ou de chaux vive.

Par dissolution alcaline de la bauxite, on obtient des hydrates d'aluminium qui, après calcination, fournissent l'alumine. Le procédé de déshydratation réalise également une purification, notamment par entraînement avec la vapeur ou sous forme de poussières.

Les rapports donnés dans le tableau V en % expriment les données *quantitatives* des proportions en oxyde de l'impureté par rapport à la masse globale respectivement de la bauxite minéral, de la lessive alcaline utilisée pour le traitement et de l'alumine finalement produite. Rappelons encore une fois que la bauxite contient, en moyenne, environ 50% en poids de Al₂O₃. Indépendamment de la diminution proprement dite de la concentration en traces, il y a donc lieu de prendre en considération l'augmentation de la concentration en alumine de la matière résiduaire.

6.1.1

Tableau V—Impuretés de la Bauxite

Concentration en composé secondaire	Bauxite (% poids)	Lessive alcaline (g/l)	Al ₂ O ₃ (% poids)
SiO ₂	2 — 8	~0,2	~0,01 — 0,04
Fe ₂ O ₃	15 — 25	~0,02	0,01 — 0,04
TiO ₂	2,5 — 3,5	~0,005	0,002 — 0,01
P ₂ O ₅	0,1 — 0,4	~1	0,002 — 0,008
V ₂ O ₅	0,05 — 0,2	~0,6	0,001 — 0,005
Cr ₂ O ₃	0,05 — 0,2	~0,7	0,001 — 0,003
ZnO	0,01 — 0,05	~0,15	0,003 — 0,02

Le sulfate d'alumine s'obtient par dissolution directe, soit de la bauxite, soit de l'alumine absorbante, dans de l'acide sulfurique avec cristallisation subséquente du sulfate d'aluminium, composé désigné souvent sous l'appellation d'"alum cake".

L'acide sulfurique employé pour la dissolution devrait être le plus possible exempt d'arsenic quand il s'agit de préparer le sulfate d'alumine pour le traitement de l'eau potable.

6.2

Une deuxième catégorie d'impuretés résulte de *l'addition volontaire d'additifs aux produits de base utilisés* pour des applications techniques éventuellement autres que celles relatives au traitement de l'eau. Il peut s'agir, par exemple, de stabilisants, antioxydants, anticorrosifs, etc. . .

Un exemple typique à cet égard peut être celui de la chaux. Ce réactif est aussi utilisé fréquemment dans la construction. L'addition de matières synthétiques prépolymérisées n'y est pas rare, comme par exemple, l'oxyde de polyéthylène, etc. . .

Un autre exemple est celui des sels inhibiteurs de corrosion tels que ceux contenus dans les sels ferreux de décapage. En ce qui concerne les additifs, il s'agit de produits variés parmi lesquels on peut citer des polyalkylamines, des sels d'ammonium quaternaire et des alkyl-thiourées. Selon des indications fournies par le KIWA⁸, certaines compositions à base de chlorure ferrique peuvent être des aldéhydes, des pyridines, chinolines, pipéridines, pyrrolidines, pyrimidines, mercaptans et même des protéines ou acides aminés.

6.3 Impuretés inhérentes aux processus de fabrication

A côté des impuretés présentes naturellement dans la matière brute, le processus de fabrication peut

apporter de nouvelles substances indésirables. L'apport d'arsenic, et éventuellement de plomb, par l'acide sulfurique employé dans une réaction de fabrication de sulfates, constitue un exemple typique. Le plus caractéristique est cependant celui de la soude caustique qui, fabriquée par électrolyse dans des cellules équipées par une électrode à nappe de mercure, peut contenir jusqu'à 300 µg de Hg par kg de Na OH. Par filtration subséquente, la teneur peut être abaissée à la limite maximale de 100 µg de Hg par kg de Na OH.

Enfin, la chaux vive, résultant de la calcination des roches calcaires, peut contenir, en outre, une série d'impuretés introduites par l'usage du carburant de calcination. Les teneurs en plomb, manganèse et zinc peuvent respectivement être quadruplées, triplées et doublées dans la chaux vive, par rapport à celles des calcaires de départ.

6.4 La quatrième série d'impuretés peut résulter des manutentions et du mode de stockage des produits

On cite fréquemment le défaut de nettoyage des fûts à usages multiples et/ou la confusion dans les emballages.

6.5 Impuretés résultant de fautes, confusions ou pannes lors des processus de fabrication

L'exemple du sulfate ferreux, produit de récupération de déchets de métallurgie, mais pouvant aussi être obtenu par la dissolution de minerais, est bien connu. Les impuretés principales sont: Cu, Zn, Al et Mg (et Pb). C'est donc sur elles que sont basées les conditions limite définies dans les transactions commerciales. Peuvent s'y présenter également, mais dans une moindre mesure: Mn, Ni, Co, As, Sn et Ca.

Actuellement, le sulfate ferreux est obtenu principalement au départ, soit de fer ou de *déchets de fer*, soit au départ de minerais tels que l'ilménite (Fe O Ti O₂) par exemple. Dans le dernier cas, le procédé implique l'emploi d'acide sulfurique concentré, une filtration et une évaporation avec *crystallisation fractionnée*.

Ce faisant, on risque l'erreur d'opération et le sulfate ferreux, obtenu par ce processus, peut tenir couramment 1 à 2 g de titane par kg de Fe SO₄ · 7 H₂O.

Le procédé par dissolution de la *ferraille* fait appel à de l'acide sulfurique dilué, de densité 1,15. On emploie actuellement, en ordre principal, de l'*acide résiduaire* contenu dans les déchets de décapage des tôles. Le sulfate ferreux peut ainsi contenir des résidus d'inhibiteurs utilisés dans le décapage des tôles laminées à chaud au moyen de l'acide sulfurique. Il s'agit, en outre, éventuellement, de résidus de polyalkylamines pouvant être cancérogènes. Ils sont toutefois éliminés lors du traitement. D'autre part, des hydrocarbures potentiellement cancérogènes y sont identifiables à des teneurs susceptibles d'atteindre 1 µg/kg: 3,4 benzofluoranthène; 3,4-benzopyrène; 1,12-benzopérylène; 11,12-benzofluoranthène et indéno-(1,2,3-cd)pyrène. Le fluoranthène peut être occasionnellement présent en concentration plus élevée (~ 5 µg/kg). On constate donc que le contrôle de qualité des réactifs peut prendre des aspects que l'on est loin de soupçonner à première vue.

6.6 Produits de migration ou de lixiviation libérés au départ des matériaux des tanks de stockage ou de transport

Un nombre important de dérivés peut être libéré au

contact des réactifs avec des matériaux synthétiques: catalyseurs (par exemple: peroxydes organiques), émulsifiants (par exemple: alkyl ou aryl sulfonates), stabilisateurs (par exemple: acides benzoïques ou produits celluloses), antioxydants (par exemple: phénols), lubrifiants et plastifiants (par exemple: esters, époxydes, cires), stabilisants optiques (par exemple: cétones aromatiques).

Le Dr POELS du KIWA en a décrit une liste exhaustive⁹. Nous n'y reviendrons pas.

6.7

En conclusion, il est pertinent d'exiger la communication d'un certain nombre de données relatives aux processus de fabrication:

- le procédé employé,
- les produits et réactifs intervenant dans la fabrication,
- les produits secondaires possibles inhérents aux processus de fabrication,
- les additifs éventuellement introduits pour des utilisations technologiques éventuellement autres que le traitement de l'eau.

Un droit de regard des services d'eau doit être revendiqué pour s'assurer, à tout moment, de la véracité des renseignements fournis. Il pourrait éventuellement mener à une réception en usine, quoique le coût d'une opération systématique de ce genre deviendrait souvent prohibitif. Il s'agirait, dès lors, de se réserver la possibilité d'une vérification occasionnelle.

7 Critères de qualité des réactifs classiques

7.1

Une première série de critères de qualité des "réactifs classiques" est déterminée par l'examen des additifs possibles, ajoutés volontairement à des produits pour des applications autres que celles de traitement des eaux; exemples: addition de fluorures et de nitrates aux chlorites, de même que les additifs déjà mentionnés pour ce qui est des sels de fer. Les fabricants devraient être tenus à renseigner les utilisateurs et les autorités de tutelle sanitaire sur la nature et les quantités des additifs ainsi introduits dans l'eau. Si une approbation préliminaire s'imposait pour certains adjuvants, la même procédure que celle prévue pour l'acceptation de produits nouveaux serait nécessaire.

7.2

Les réactifs ne peuvent entraîner une transgression aux définitions de qualité prescrites pour l'alimentation en eau des populations. Pour la proposition de quantification que nous élaborons ici, nous sommes appuyés sur la directive 75/440 relative à la qualité requise des eaux superficielles, destinées à la production d'eau alimentaire dans les Etats membres des Communautés Economiques Européennes¹⁰, ainsi que sur la proposition de directive du Conseil se rapportant à la qualité des eaux destinées à l'alimentation humaine¹¹. Enfin, d'autres directives, en particulier celles concernant la qualité requise des eaux douces, aptes à la vie des poissons¹², mentionnent encore d'autres éléments nuisibles pour l'environnement en général. Quoique moins directement en corrélation avec le traitement des eaux potables, celles-ci contiennent une série d'indications se rapportant à des éléments indésirables tels que: Sn, Mo, Ti, Be, B, U, V, Co, Th et Te.

Dans le tableau VI ci-après, on trouvera les

éléments toxiques ou indésirables les plus importants, avec les concentrations maximales admissibles et les teneurs guides prévues.

7.2.1

Tableau VI—Extrait des critères de qualité des eaux (Directives CEE)

Facteur	Directive 75/440		Eau potable (g/m ³)	Directive 75/440 A ₃ I (g/m ³)	Taux de tolérance possible
	A ₁ NG (g/m ³)	A ₁ I (g/m ³)			
Ag	—	—	0,01	—	1
As	0,01	0,05	0,05	0,1	5
Ba	—	0,1	0,1	1	10
Cd	0,001	0,005	0,005	0,005	0,5
Cr	—	0,05	0,05	0,05	5
Hg	0,0005	0,001	0,001	0,001	0,1
Ni	—	—	0,05	—	5
Pb	—	0,05	0,05	—	5
Sb	—	—	0,01	—	1
Se	—	0,01	0,01	0,01	1
Al	0,05	—	0,2(0,1)	—	20(10)
Cu	0,02	—	0,1	—	10
F	700—1000	—	1500	—	150
Fe	0,1	—	0,3	—	30
Mn	0,05	—	0,05	—	5
Zn	0,5	—	0,1	—	10

Le taux de tolérance admissible, exprimé en mg/m³, correspond à l'introduction dans l'eau, du fait de l'utilisation des réactifs, et sans envisager l'élimination éventuelle par le traitement ou la dilution par mélange des eaux. Il représente un dixième de la concentration maximale admissible de l'élément en cause dans l'eau potable. A l'examen d'un grand nombre de réactifs utilisés jusqu'à présent dans le traitement des eaux, ce niveau de tolérance nous paraît garantir une appréhension réaliste de la question. En fait, comme il a été tenu compte de ce que les dosages indiqués dans les tableaux I à IV sont des valeurs maximales, la sécurité réelle se traduit par un facteur de 1/20 à 1/30.

D'autres facteurs de sécurité ont été proposés comme, par exemple, 1/100^e.

Il importe donc, avant tout, d'accroître nos informations sur les éléments traces contenus dans les réactifs. Quelques exemples en ont été rapportés antérieurement⁷. Parmi les autres informations disponibles, nous donnons ici, à titre indicatif, celles du sulfate d'ammonium et de la chaux.

7.2.2

Tableau VII—Eléments traces du sulfate d'ammonium (Union Chimique Belge)

	Teneur mg/kg	Taux d'introduction possible (mg/m ³)	Taux maximal tolérable (mg/m ³)
Ba	10	0,02	10
Cd	2	0,004	0,5
Cr	10	0,02	5
Hg	0,2	0,001	0,1
Ni	10	0,02	5
Pb	3	0,005	5
Al	10	0,02	20
Cu	3	0,005	10
Fe	4	0,007	30
Mn	10	0,02	5
Zn	2	0,004	10

7.2.3

Tableau VIII—Eléments traces typiques de la chaux vive (Dumont-Wautier, Belgique)

	Teneur mg/kg	Taux d'introduction possible (mg/m ³)	Taux maximal tolérable (mg/m ³)
Ag	4	0,8	1
As	9	1,8	5
Ba	336	68	10
Cr	160	32	5
Ni	3	0,6	5
Pb	40	8	5
Al	2000	400	20(10)
Cu	2	0,5	20
Fe	1700	340	30
Mn	540	108	5
Zn	170	34	10

7.3

On relève donc, dans le premier cas, comme dans bien d'autres, que la pureté des réactifs disponibles sur le marché est généralement très satisfaisante pour le traitement de l'eau. Le problème tient donc essentiellement aux précautions et au soin en cours de fabrication.

Toutefois, le cas de la chaux nécessite quelques commentaires. Son utilisation à la proportion maximale prévue de 200 g de CaO par m³ d'eau traitée entraîne un dépassement de la teneur maximale d'introduction tolérable pour plusieurs éléments. Le problème est secondaire en traitement d'adoucissement où intervient une co-floculation importante. Il est néanmoins recommandable de surveiller attentivement les teneurs en chrome, et, accessoirement, celles du baryum, du plomb et du zinc dans les eaux adoucies. Pour ce qui est de son utilisation en minéralisation, et en considérant le cas rare d'une eau à traiter complètement, exempte d'éléments toxiques ou indésirables, les facteurs limite pour l'utilisation de la chaux sont l'aluminium et le manganèse et, secondairement, le baryum et le fer. L'aluminium peut déterminer son seuil d'utilisation permis à 50 g/m³, soit 9° Fr de dureté.

8 Conclusions

Fournir une eau potable de qualité, compte tenu de la diversité, de l'ampleur et du caractère insidieux des causes réelles et potentielles de pollution, nécessite d'incessants progrès dans les techniques de traitement et les modes d'application des réactifs. Le critère de tolérance minimale ou nulle des impuretés des réactifs introduits dans l'eau au cours d'un traitement ne relève pas d'une attitude réaliste, et conduit souvent à des négligences. Aborder la définition des impuretés permises dans les réactifs de manière pragmatique consiste à mettre les teneurs de celles-ci en corrélation avec les critères de qualité des eaux potables et des eaux brutes à traiter.

On différencie ainsi le cas de l'approbation des produits nouveaux sur la base d'un dossier d'examen toxicologique de celui de la normalisation et du contrôle de qualité des réactifs désormais considérés comme classiques.

L'origine des impuretés peut être multiple:

- impuretés résiduelles de la matière de base,
- additifs volontaires pour des usages technologiques,
- impuretés inhérentes aux processus de fabrication,
- impuretés résultant du mode de stockage et de manutention,

- impuretés résultant de fautes ou incidents lors de la fabrication,
- produits de lixiviation des matériaux de stockage.

Le présent rapport fournit une liste exhaustive des produits utilisés dans le traitement, la teneur maximale appliquée parfois et une proposition de méthode de définition de standards de qualité.

Quelques cas pratiques, évoqués à titre d'exemples, indiquent que, si la qualité des réactifs est généralement satisfaisante, certains produits incitent à une vigilance accrue.

9 Bibliographie

1. Flentje, M. E., p. 463 dans *Water Quality & Treatment*, 3rd Ed, AWWA, 1971.
2. Rapport no 5, OMS—Centre International de

Référence pour Alimentation en Eau Collective—
La Haye, 1973.

3. EPA, *J. Am. Water Works Ass.*, **67**, 468, 1975.
4. UK, *J. Inst. Water Engrs.*, **3**, 146, 1973.
5. Masschelein, W. J., Communication à la Tribune BENELUX, ANSEAU-VEWIN-ALUSEAU, 1978.
6. Masschelein, W. J., Rapport Eureau 13, 1977.
7. Masschelein, W. J., *Tribune du Cebedeau*, **400**, 107, 1977, *Extern*, **6**, 117, 1977.
8. KIWA, Mededeling 40: Kwaliteitsaspecten chemi-calien bij bereiding drinkwater.
9. Poels, C. L. M. (KIWA) Conference on Drinking Water Distribution Techniques, 1974.
10. Directive CEE 75/440, *J. Off. Comm. Ec. Eur.*, 25.7.75.
11. Directive CEE (Projet), *J. Off. Comm. Ec. Eur.*, C 214/2, 18.9.75.
12. Directive CEE, *J. Off. Comm. Ec. Eur.*, C 202/3, 28.8.76.

Summary

The products used in the treatment and the distribution of water are to be related to the quality objectives established for the water under consideration. Reagents must not have, in consequence any adverse influence on the quality prescriptions of the water for human supply.

Reagents are products added to drinking water during treatment in order to purify, disinfect or stabilise it. Each reagent may play a role of primary importance in one or more phases of the treatment aiming to obtain potable water. A certain number of other compounds have an important auxiliary action: flocculation aids and compounds for cleaning or disinfection, lubricants, etc...

The present report establishes an exhaustive list of chemicals used and indicates the maximum dose applied in some treatment plants.

Tentative criteria for the use and application of both new compounds and classical reagents are proposed based on a pragmatic approach. In the latter both excessive negligence and exaggerated rigour are to be avoided. The objective is to be correlated with both the capabilities of the production of the chemicals under consideration and the quality criteria of the treated water.

Existing specifications or norms contain little

information concerning the presence of trace elements. The question as to whether or not toxic products are present is often settled by statements of the kind: "Products are not to contain quantities of mineral or organic substances capable of harming the health of the consumers of water".

The different sources of impurities are emphasized in this report:

- Residual impurities of the raw material,
- Impurities deliberately added to the products as additives,
- Impurities resulting from handling and storage,
- Impurities due to misinterpretation or deficiencies during production,
- Impurities originating from the packing material.

Some practical examples indicate that if the quality of the chemicals used in the treatment is usually satisfactory, other cases e.g. ferrous salts or lime, require continuous vigilance.

A quality standard of MAC/10, that is equal, when using the highest dosing rate of a reagent, to the introduction into the water of any undesirable element at a rate below one tenth of the Maximum Allowable Concentration in drinking water of the element under consideration, appears to be a realistic, reliable and attainable standard for most chemicals used.

VI. 157.5
71
LWSA 78

**International standing committee on corrosion and protection of
underground pipelines**
**Comité international permanent sur la corrosion et le protection
des conduites souterraines** 1978

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Contents
Les Matières

Sujet 1 —Perméabilité des bétons (M. J. Franquin, France)	Pages P1-P7
Summary in English	Page P7
Subject 2 —Corrosion in drinking water systems (Dr. W. Kölle, Germany)	Pages P8-P11
Résumé en français	Pages P12-P13
Sujet 3 —Essais de corrosion sous tension sur les fils en acier pour armatures de precontrainte (M. R. Scimar et M. B. de Halleux, Belgique)	Pages P14-P20
Summary in English	Page P21
Subject 4 —Corrosion and corrosion protection of underground pipes (Mr. S. Nagao, Japan)	Pages P22-P28
Résumé en français	Page P28

Sujet 1

Perméabilité des bétons

par J. Franquin

1 Calcul du coefficient de perméabilité

Le calcul du coefficient de perméabilité K se fait à l'aide de la formule:

$$\frac{Q \text{ (cm}^3\text{/s)}}{S \text{ (cm}^2\text{)}} = K \text{ (cm/s)} \frac{P \text{ (cm d'eau)}}{e \text{ (cm)} n}$$

n est la viscosité du fluide—n égale 1 centipoise pour l'eau

K est, dans cette formule, exprimé en cm/s.

Si P, la pression exercée sur le fluide est exprimée en bars, K est exprimé en darcys. Si P est en kg/cm² k est en darcys.

Si bien qu'une vitesse de filtration de 1 cm/s à 20°C correspond à un milieu de coefficient de perméabilité de 1000 darcys ou 1013 darcys.

S et e correspondant à la surface et à l'épaisseur de l'éprouvette de béton soumise à l'essai.

Q est la quantité d'eau qui a filtré à travers cette éprouvette.

$$Q \text{ (cm}^3\text{/s)} = \frac{K \text{ (cm/s)} S \text{ (cm}^2\text{)} P \text{ (bars)} 10^3}{e \text{ (cm)}}$$

Pour S = 20 cm²
e = 2,5 cm

P = 3 bars on tire Q pour différentes valeurs de K

K		Q		
Darcy	cm/s	cm ³ /sec	cm ³ /h	cm ³ /cm ² /2h
10 ⁻⁵	10 ⁻⁸	24 10 ⁻⁵	0,865	0,0865
10 ⁻⁶	10 ⁻⁹	24 10 ⁻⁶	0,08	0,008
10 ⁻⁷	10 ⁻¹⁰	24 10 ⁻⁷	0,008	0,0008

Le tableau montre que la quantité d'eau qui percole par heure à travers 20 cm² de surface de béton, sous une épaisseur de 2,5 cm est très faible et difficile à mesurer.

2 Moyens de mesure

C'est pourquoi le Laboratoire Central des Ponts et chaussées a mis au point un perméamètre permettant l'application de pressions pouvant aller jusqu'à 60 bars sur des éprouvettes de forme cylindrique de 16 cm de diamètre, de hauteur variable pouvant aller jusqu'à 15 cm.

Dans un tel essai, comme la surface et la pression sont multipliées chacune par 10, la quantité d'eau qui filtre à travers l'éprouvette en béton est multipliée par 100.

La valeur du coefficient de perméabilité doit se déduire de la mesure de la quantité d'eau qui passe à travers un certain volume de béton. Cette mesure est praticable en laboratoire avec l'appareil des Ponts et Chaussées.

Si l'on veut contrôler une fabrication et exécuter la mesure sur un certain nombre de tuyaux; il existe un appareil qu'utilisent certains fabricants et dont la pression de fonctionnement est de 3 ou 4 bars. La

quantité d'eau absorbée est alors mesurée pendant un nombre d'heures déterminé (entre la première et la troisième heure de l'expérience par exemple)

2.1 Perméamètre pour la mesure sur tuyau (Fig. 1)

L'appareil est constitué par un indicateur de niveau, que l'on remplit d'eau distillée jusqu'à une graduation quelconque mais notée. Une pression de 3 ou 4 kg/cm² est exercée à la surface du liquide.

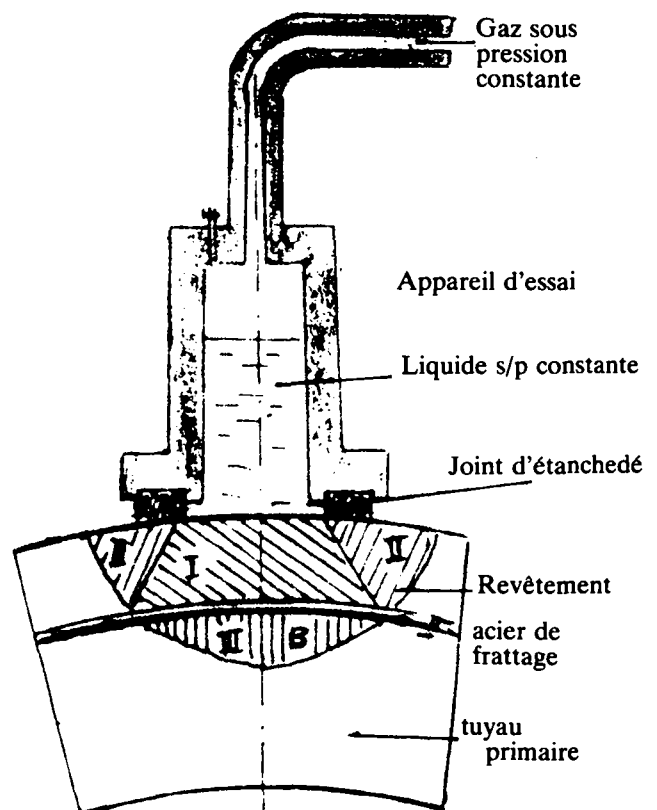


Fig. 1

On note toutes les heures les variations du niveau d'eau. La mesure peut durer trois ou quatre heures.

L'interprétation d'un tel essai peut être la suivante: selon la qualité du béton de revêtement, le liquide sous pression agissant sur la surface A tend à s'introduire dans le béton. Une partie sera absorbée par porosité dans la zone 1.

L'extension de cette zone pourra même comprendre la zone II permettant à l'eau d'atteindre la surface libre C (bien qu'en pratique on ne l'observe pas). Une partie enfin, pourra pénétrer par capillarité dans le béton du tuyau primaire.

Les quantités d'eau absorbées sont fonction: — de la porosité propre du revêtement et de l'état d'humidité de celui-ci au moment de l'essai, — de la perméabilité propre du béton de revêtement,

- de la porosité ou de la capillarité du béton primaire,
- éventuellement du contact entre les bétons.

En fait l'expérience montre que le volume de liquide absorbé en fonction du temps, se décompose:

- en une phase d'imbibition OD correspondant à la saturation en eau des bétons,
- en une phase d'écoulement DE correspondant au cheminement du liquide.

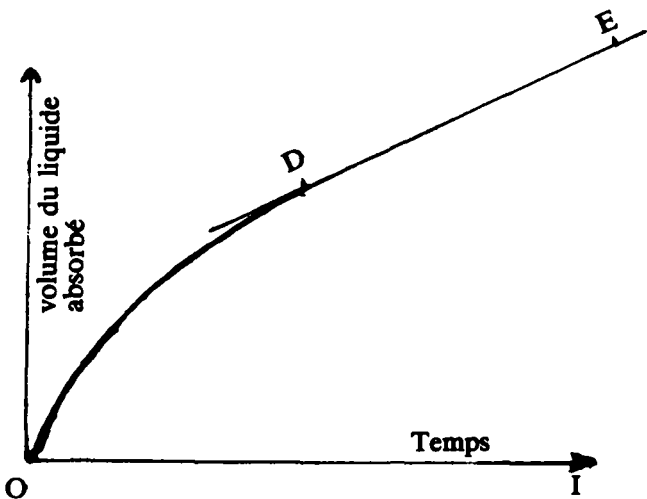


Fig. 2

L'ordonnée du point D et le coefficient angulaire de la droite DE auront des valeurs variables suivant les bétons. C'est ainsi qu'à la limite:

- l'ordonnée D pourra être nulle si le béton de revêtement est préalablement saturé d'eau (sous vide en particulier)

- le coefficient angulaire DE pourra être nul, si aucun écoulement ne se produit.

Les nombreuses mesures effectuées sur des tuyaux en béton précontraint, donnent des valeurs comprises entre $0,5 \cdot 10^{-8}$ et $1,175 \cdot 10^{-8}$ cm/s en ce qui concerne la perméabilité du béton de revêtement.

(b) Perméamètre des ponts et chaussées.

La Fig 3 donne le principe de cet appareil. Le dispositif comprend 2 réservoirs de 60 litres remplis, l'un d'eau, l'autre de kérosène, et reliés à l'orifice d'admission de la pompe hydropneumatique alimentée par l'air comprimé. On peut donc, utiliser l'un ou l'autre de ces liquides. La pression est appliquée sur toute la surface de l'éprouvette.

Le dispositif d'essai constitué par une chambre de compression en acier cadmié et une cellule porte-échantillon également en acier cadmié.

L'étanchéité entre ces 2 parties est assurée à l'aide d'un joint torique.

Par ailleurs, l'éprouvette est collée sur le porte-échantillon sur toute la surface latérale, à l'aide de résine époxy, qui après durcissement, forme un joint étanche.

Selon les résultats cherchés, l'essai peut être mené par paliers de pression successifs, de façon à atteindre progressivement la pression maximale. La durée de l'essai dépend de la perméabilité de l'éprouvette.

Si l'échantillon est très poreux, la pression initiale appliquée est de 1 bar. Elle augmente toutes les heures de 1 bar jusqu'à ce que l'écoulement soit suffisant (l'écoulement en fonction du temps est sensiblement linéaire).

Si l'échantillon est très poreux, la pression initiale est de 5 bars et augmente de 5 bars toutes les heures jusqu'à obtention d'un débit mesurable.

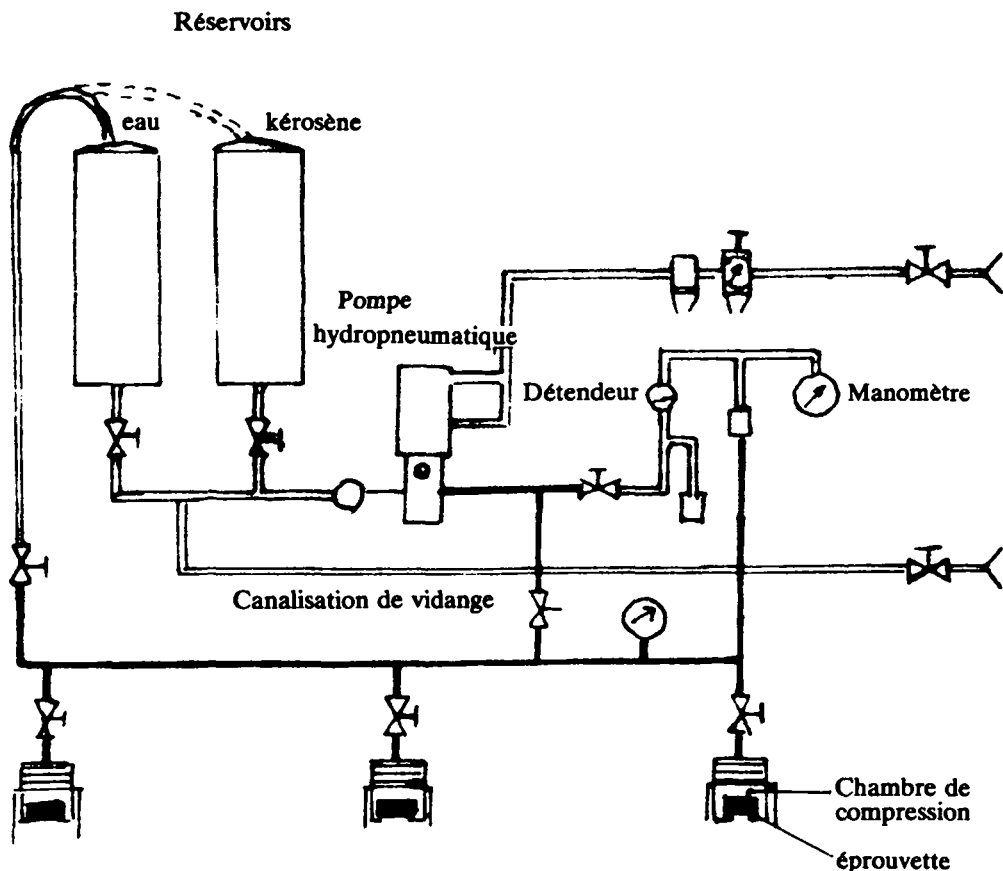


Fig. 3. Appareil de mesure de la perméabilité LCPC

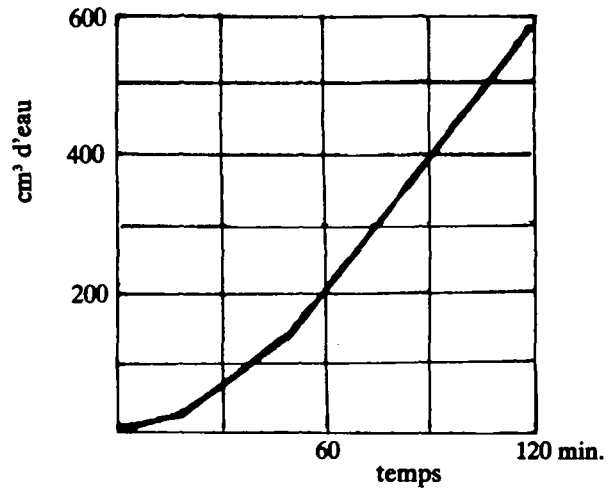
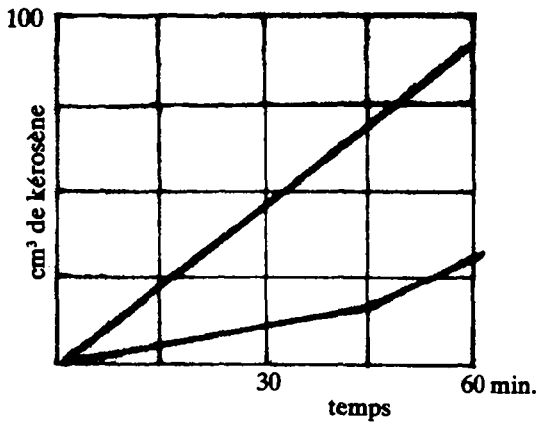


Fig. 4 cm³ d'eau ou de kérosène filtrés en fonction du temps exécutés au Laboratoire des P & C.

Nota: On peut penser qu'étant donné la réaction possible de l'eau vis à vis du ciment, il peut se produire une modification de son réseau capillaire par suite:

— d'une dissolution plus ou moins importante de chaux ou au contraire
— d'une précipitation de sels calciques.

La pratique montre que le temps de l'expérience ne conduit pas à une dissolution rapide de la chaux si l'on emploie de l'eau distillée.

Pour éviter toute discussion, on peut utiliser le kérosène, liquide chimiquement neutre diminuant ou annulant certains phénomènes.

L'application à la détermination du coefficient de perméabilité du béton de revêtement et sous les pressions de 10 à 30 bars a donné les valeurs suivantes:

épreuves N°	Valeurs de K en cm/s	
	P=10 bars	P=30 bars
3	0,6 10 ⁻⁸	0,8 10 ⁻⁸
4	1,7 10 ⁻⁸	2,7 10 ⁻⁸

Ces résultats semblent indiquer que K augmente avec la pression appliquée, ce qui n'est pas en contradiction avec les résultats publiés par le Laboratoire des Ponts et Chaussées.

Compte tenu de cette première remarque, la seconde est que les valeurs observées sont du même ordre de grandeur, qu'elles soient exécutées in situ à 3 bars ou des éprouvettes à 10 ou 30 bars.

3 Quelle devrait être la perméabilité d'un béton de revêtement pour ne pas courir de risques?

Le fer dans le béton restera protégé tant que ce dernier ne sera pas soumis à des infiltrations d'eau contenant des ions ou des molécules qui transformeront le revêtement ou attaqueront le métal.

Parmi les ions dissous dans l'eau pouvant pénétrer dans le béton, et susceptibles d'attaquer les aciers, le chlorure est le plus dangereux, car il est tellement actif qu'il détruit la passivation initiale du fer par les ions OH⁻ du béton (ce que ne fait pas l'ion SO₄⁼ moins actif).

Les ions Cl⁻ sont véhiculés par l'eau et si l'on arrivait à fabriquer un béton imperméable, on supprimerait évidemment le problème de la corrosion des aciers, quelque soit d'ailleurs la concentration des ions Cl⁻.

Expériences de M. Arpaia

Nous rappellerons les expériences intéressantes faites dans le cadre de la Commission de l'Europe Occidentale de la Corrosion (CEOCOR) qui ont tenté de rechercher les valeurs limites acceptables pour la perméabilité du béton recouvrant l'acier.

Les bétons suivants étaient confectionnés:

	1° série	2° série	3° série
Type de ciment italien	Portland 680 calcaire	Portland 680 calcaire	Portland 680 calcaire
Type d'agrégats			
Rapport E/C	0,4	0,5	0,4
Dosage en Ciment kg/m ³	500	500	350
Epaisseur de revêtement	1,5 cm	1,5 cm	1 cm
Conservation pendant 28 jours		copeaux de bois humide	atmosphère
6 mois			

Les éprouvettes parallélépipédiques en béton étaient ensuite plongées dans une solution aqueuse de chlorure de sodium à 1 g/l. d'ions Cl⁻ où elles ont séjourné:

épreuves de la 1° et 3° série _____ 6 mois
2° série _____ 4 mois.

Les mesures suivantes ont ensuite été faites:

- pour le béton: le pH, le coefficient de perméabilité,
- pour l'acier: le potentiel par rapport à l'électrode référence au calomel saturé.

A la fin de l'expérience, l'état de surface des aciers a été observé.

Les résultats sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

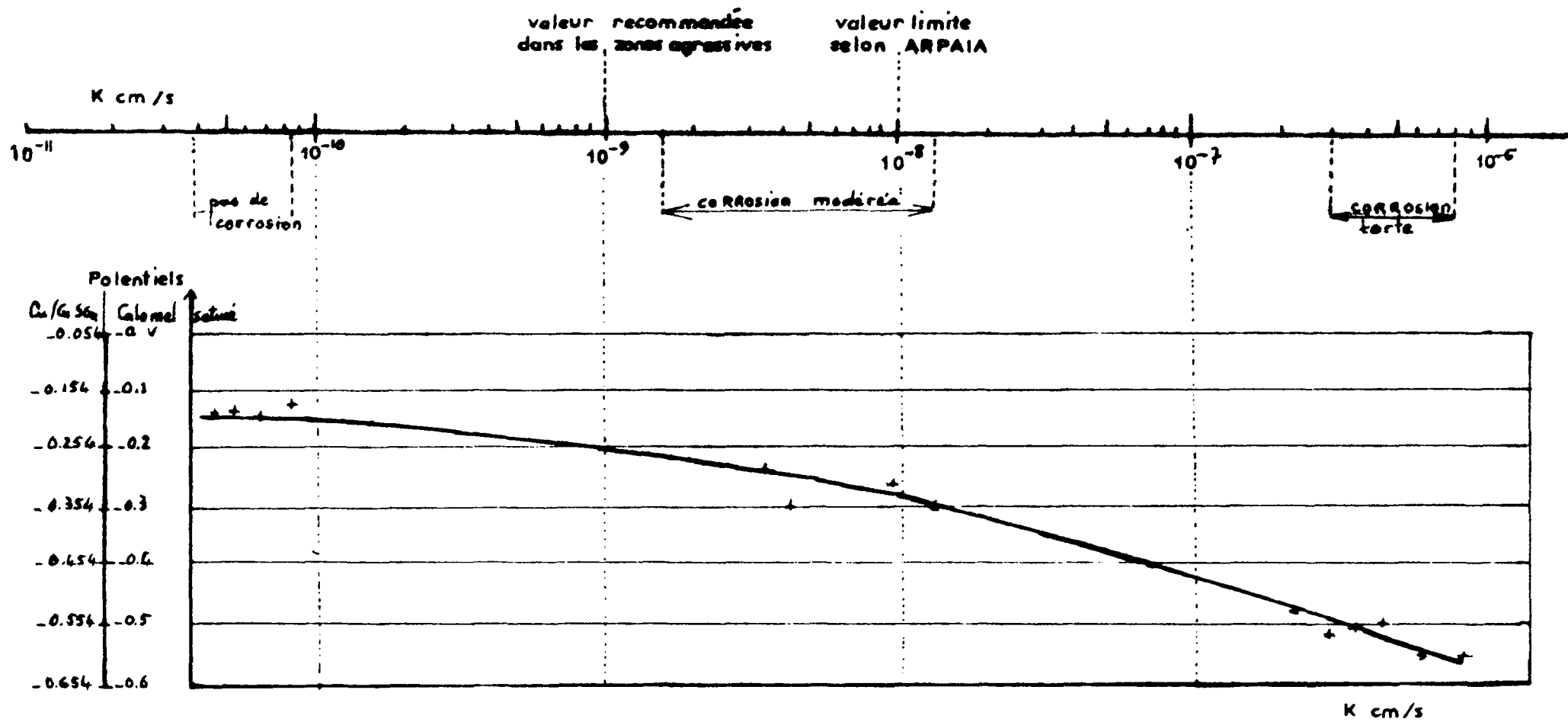


Fig. 4. Résultats des essais de Mr Arpaia.

pH	Perméabilité K cm/s	Potentiel final		Etat de surface des aciers
		calomel sat	Cu/CuSO ₄	
12,2	0,38 10 ⁻¹⁰	-0,14 v	-0,194v	pas de corrosion
12,1	0,45 „	-0,15	-0,199	
12,3	0,54 „	-0,13	-0,184	
12,1	0,62 „	-0,17	-0,224	
11,9	0,83 „	-0,21	-0,264	
11,2	0,17 10 ⁻⁸	-0,225	-0,279	corrosion faible
10,8	0,42 „	-0,315	-0,369	
10,7	0,97 „	-0,285	-0,339	
10,6	1,23 „	-0,305	-0,359	
10,2	0,30 10 ⁻⁶	-0,52	-0,574	très corrodé
9,7	0,36 „	-0,50	-0,554	
9,8	0,47 „	-0,52	-0,574	
9,2	0,66 „	-0,57	-0,624	
9,1	0,82 „	-0,58	-0,634	

- Les conclusions de M. Arpaia sont les suivantes;
- Les bétons, au contact de l'acier, ne doivent pas avoir un pH < 11
 - La perméabilité du béton de revêtement ne doit pas être supérieure 10⁻⁹. La valeur de 10⁻⁸ cm/s semble être une valeur limite.
 - La potentiel de -0,35 volt (par rapport à l'électrode Cu/CuSO₄) est un potentiel de début de corrosion.

Il faut très peu de surface de fer oxydé sur un fil pour abaisser son potentiel vers les valeurs électro-négatives.

Nous pouvons ajouter à ces conclusions brutales les résultats pratiques suivants:

Les potentiels atteints au bout de quelques mois sont définitifs, et le facteur temps n'y apportera aucun changement. A la demande de l'Administration marocaine, nous avons placé en 1953 des tuyaux précontraints dans la plaine du Rharb sulfaté et chlorurée. Le potentiel de -0,36 volt, stabilisé au bout de quelques mois, était toujours identique en 1975.

Il nous paraît que les techniques actuelles de mise en place du béton de revêtement permet de faire des bétons ayant un coefficient de perméabilité de 0,5 à 1.10⁻⁸ et que dans la majorité des terrains, ce béton est suffisant. Les milliers de kilomètres de tuyaux précontraints de par le monde sont une preuve suffisante, malgré des débuts malheureux dont les causes sont maintenant bien connues et évitées.

Mais dans les zones considérées comme très chlorurées (par exemple celles dont la résistivité est inférieures à 500 ohms) et pour ne pas courir de risques, la protection des ariens de fretage; peut s'envisager de deux façons différentes:

- soit augmenter l'imperméabilité du béton de revêtement de façon à ce que K soit compris entre 10⁻⁹ et 10⁻¹⁰ cm/s.
- soit à le protéger cathodiquement.

(a) Augmentation de l'imperméabilité du revêtement peut se concevoir:

— par des moyens de mise en place utilisant des énergies supérieures à celles employées actuellement. La centrifugation employée pour la mise en place du béton primaire permet d'obtenir de tels bétons.

Pour le béton de revêtement, il semble pas qu'on puisse atteindre de telles imperméabilités, même pour ceux mis en place par compression.

Tout au plus, doit-on demander au fabricant l'homogénéité des fabrications, pour ne pas monter à 10⁻⁷ par exemple, ce qui serait néfaste à la perennité de la conduite. Il est donc important; si ce n'est obligatoire, de bien contrôler les fabrications.

- Il est parfois préconisé d'augmenter l'épaisseur du béton de revêtement dans les zones agressives: 30 mm au lieu de 20 mm. Si l'augmentation de l'épaisseur ne change rien théoriquement, le co-

efficient de perméabilité; elle permet cependant, lorsque les 30 mm sont obtenus en 2 passes de 15 mm par exemple, la mise en place d'un béton vibré, donc désaéré plus longtemps, ce qui devrait en principe améliorer sa compacité.

En outre entre les 2 couches, il se crée (dans certains procédés de mise en place) une couche de mortier fin favorable à l'imperméabilité.

Enfin, on peut penser qu'une porosité éventuelle et localisée d'une couche sera compensée par une meilleure porosité de la deuxième.

Donc si la théorie n'est pas encourageante, il n'en reste pas moins vrai qu'en pratique des propositions dans ce sens sont faites par les entreprises européennes et nord américaines. Nous n'avons malheureusement pas de valeurs permettant de confirmer le bien fondé de ces propositions. Nous en sommes cependant partisan.

- par la mise en place à la surface extérieure du béton de recouvrement d'un vernis à base de produit organique: bitume, epoxide, asphalte...

Si l'on considère eu couche de béton d'épaisseur e, et de coefficient de perméabilité K₁, recouverte d'un

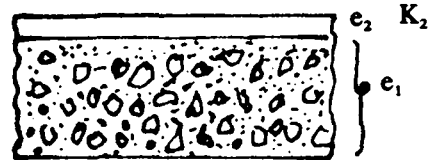


Fig. 5

verniss d'épaisseur e₂ et de coefficient K₂, on peut écrire à l'équilibre que les pertes de charge à travers les couches sont:

$$\Delta p_1 = \frac{e_1}{K_1} v$$

$$\Delta p_2 = \frac{e_2}{K_2} v$$

$$\Delta p_1 + \Delta p_2 = \left(\frac{e_1}{K_1} + \frac{e_2}{K_2} \right) v$$

$$\Delta p = \frac{e_1 + e_2}{K} v$$

$$\text{d'ou } \frac{e_1}{K_1} + \frac{e_2}{K_2} = \frac{e_1 + e_2}{K}$$

K étant le coefficient de l'ensemble.

Cette équation permet de déterminer l'épaisseur e₂ d'un vernis de coefficient de perméabilité variable (10⁻¹¹ à 10⁻¹²) à mettre sur un béton d'épaisseur e₁—25 mm et K₁=10⁻⁸ par exemple/

Le calcul donne les résultants suivants pour avoir K=10⁻¹⁰ il faut

0,25 mm d'un vernis dont K₂=10⁻¹²

2,5 mm d'un vernis dont $K_2 = 10^{-11}$
0,130 mm d'un vernis dont $K_2 = 10^{-11}$,
pour avoir $K=10^{-9}$, il faut:

b) La protection cathodique consiste à amener le potentiel des aciers de fretage à une valeur égale ou mieux inférieure à $-0,85$ volt ce qui les situe dans le domaine de stabilité thermodynamique.

Nous n'insisterons pas sur cette protection dite active qui offre toute les garanties de non corrosion. Employée d'une façon généralisée pour les tuyaux en aciers, son emploi dans le cas des tuyaux en béton précontraints est régi par le souci d'éviter des densités de courant trop importantes sur des aciers qui sont primitivement per fragiles à l'hydrogène.

5 Conclusions

Dans la technique des tuyaux en béton précontraint, on qualifié de plus en plus, le béton de recouvrement des aciers de fretage, par son coefficient de perméabilité, exprimé en cm/s. ou en darcys. Une vitesse de filtration de 1 cm/s correspond à un milieu de coefficient de perméabilité de 1013 darcys.

Summary

The permeability of concrete is an important property; it is systematically measured on concrete used for lining prestressed concrete piping. The permeability coefficients permeability may be expressed in cm/sec or in darcys (as used in Darcy's equation).

We include a description of an appliance used in certain industrial plants, and of the appliance used in test specimens by the Highways Department Laboratory in Paris.

We describe the experiments conducted by Mr Arpaia to check the protection afforded to steels embedded in concrete. This protective effect is determined by measurement of the potential, in relation to a calomel electrode, of a steel rod, encased in 15 mm of concrete, the whole immersed in a sodium chloride

Nous avons décrit deux appareils servant à la mesure de ce coefficient, l'un au laboratoire, l'autre en usine sur le tuyau lui-même.

Mr Arpaia a défini la valeur du coefficient de perméabilité à obtenir dans la réalisation du béton de recouvrement. Le chiffre de 10^{-8} cm/s semble être une valeur limite; elle peut être atteinte par les techniques actuelles de mise en place de ce béton.

Dans les zones agressives M. Arpaia recommande l'utilisation du un recouvrement de perméabilité 10^{-9} cm/s, laquelle, pour être obtenue, nécessite une application supplémentaire d'un produit adéquate.

Bibliographie

1. Appareil de mesure de la perméabilité des bétons et mortiers hydrauliques, Mme Pailiere et Attolom, Bull. Liaison Labo. Routiers P et Ch, No. 43, janv./févr, 1970
2. Recommandations concernant les tuyaux en béton armé et précontraint, J. Franquin, Tribune du CEBEDEAU, N° 366, 1974

solution containing 1 g/l Cl^- ions.

Three sets of test specimens were prepared, in which the variable factor was the permeability coefficient: 0.6×10^{-10} , 10^{-8} , 0.5×10^{-6} (mean value of each set). The potential of the steels appeared to stabilize after a few months at -200 , -300 and -580 millivolts respectively (mean values). On inspection, Mr Arpaia found no evidence of corrosion on the first set of specimens, blackish spots on the second, and rust on the third. He deduced that in practice the permeability of concrete should not exceed 10^{-8} , and that it should be possible to require 10^{-9} in corrosive soils. Achievement of the latter value requires a supplementary application of a suitable product, or an increase in thickness of the concrete coating.

Subject 2

Corrosion in drinking water systems

by Dr. Walter Kölle

Hanover Water Works, W. Germany

Introduction

Despite the existence of well protected or non-corrosive pipe materials, corrosion is still one of the most serious problems water works have to overcome. The reason is that the older parts at least of water distribution systems consist of grey cast iron which is susceptible to corrosion. Corrosion problems also arise in domestic installations. Set against the economic consequences of corrosion, our knowledge is relatively small. In fact, this field is extremely complicated. Constituent parts of it are:- the lifetime of pipes, the influence of water quality on corrosion, the influence of corrosion on water quality, cleaning and flushing procedures, subsequent cement mortar coating, operating conditions, security of water supply and last but not least hygiene. This paper sets out to illustrate some new aspects of the corrosion of the inner surface of cast iron pipes.

Classical theory

The classical theory of corrosion and of the formation of natural protective layers on ferrous materials is based on the equilibrium in drinking water between calcium carbonate and carbon dioxide. The protective layers which are built up in contact with drinking water are characterized by the presence of protective calcium carbonate within the iron oxide matrix. In consequence, the optimum conditions for operating unprotected cast iron pipes as components of a distribution system are as follows:- the water should contain at least 5 mg/l oxygen, should fit the carbonate equilibrium or have only a slightly negative saturation index, should have a high buffer intensity and should be distributed at high rates of flow. In addition, the neutral salt content should be low, whereas inhibitors such as phosphates and silicates favour the formation of a natural protective layer¹.

This view of the problem is not wholly complete. The reason for this theory being able to survive until the present time is the fact that long-term observations on real pipe materials were neglected, especially with respect to the structural details of old natural layers and to their chemical and mineralogical composition. Unfortunately, the essential components of protective layers are of an extremely unobtrusive colour and are partially invisible to X-rays, i.e. amorphous.

The modern view of corrosion

One of the most important findings is the fact that corrosion processes on cast iron produces double layers of oxidation products. This phenomenon is well known in the context of magnetite layers in steam boilers and of graphitisation processes in cast iron pipes. However, the formulation of double layers seems to be a fundamental principle and occurs also in any ordinary drinking water pipe.

Starting at the original iron surface, the corrosion process penetrates into the iron and transforms the iron into a layer of oxidation products without changing the

volume of the original metallic phase. Mineralogically speaking, this process corresponds to a pseudomorphosis and the originating layer is called topotactical. Independently of the composition of the layer, its thickness d_t (cm) corresponds to the loss of metallic iron and the correlation between the thickness of this layer and the age of the pipe corresponds to the corrosion rate ($\mu\text{m/a}$).

The concentration of iron in a unit volume of the topotactical layer C_t (g/cm^3) is necessarily lower than the concentration of iron in the same volume of the original cast iron C_i . Obviously, the growth of a topotactical layer implies the exchange of an oxidant and of iron ions through the layer. The iron ions which leave the topotactical layer may react with the components of the water and precipitate as a so-called epitaxial layer which is commonly known as encrustation. Its iron concentration is C_e and its thickness d_e .

In the case where no oxidation products drift off with the water, the growth of the two layers of oxidation products follows an exact mass balance: the iron concentration of the topotactical zone decreases from C_i to C_t . This decrease corresponds to a loss of iron per unit area in the topotactical zone of $(C_i - C_t) \times d_t$ and equals a gain of iron per unit area in the epitaxial zone of $C_e \times d_e$ (g/cm^2). In consequence, the ratio of the thickness of the two layers follows the equation: $d_e/d_t = (C_i - C_t) / C_e$.

In drinking water pipes with natural protective layers, this ratio is about 3. It can be calculated using the above equation from the chemical composition and the density of the oxidation products as well as observed directly in the cross-sections of old pipes. The results of calculations and observation correspond fairly well which makes it evident that generally no significant amounts of iron drift off during the corrosion process in the presence of drinking water². Fig. 1 shows a general view of these conditions.

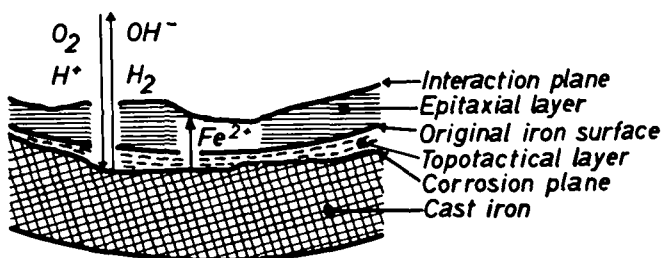


Fig. 1. Formation and structure of corrosion products on grey cast iron.

Measurement of corrosion rates

The most direct information about corrosion rates is, as explained before, obtainable simply by comparing the thickness of the topotactical layer and the age of the pipe. This method is applicable only to pipes with a relatively even formation of layers and of an age of more

than about 50 years. Otherwise, an estimate of the thickness of the layers is too inaccurate. However, a mains pipe in the distribution system of Hanover waterworks has proved suitable for such an estimate. Its age was about 100 years and the thickness of the topotactical layer was about 1 mm. The resulting mean corrosion rate was, therefore, about $10 \mu\text{m/a}$.

The most powerful method of measuring corrosion rates is based on the measurement of oxygen according to the overall equation of the corrosion process: iron + oxygen = iron oxide. Electrochemical measurement of oxygen demand was introduced into the field of corrosion by Werner³. This method is extremely sensitive and enables precise measurements of corrosion rates within a few hours.

Corrosive oxygen demands were evaluated for the distribution system of the Hanover waterworks. The measurements were restricted to grey cast iron pipes of 100 mm internal diameter. Observation on a particular body of water was achieved by stagnation of the water within a closed section of the pipe. Sampling was facilitated by the fitting of a sampling tap immediately upstream of a closed sluice valve. Electrochemical oxygen measurements before and after a corrosion period of a few hours showed a significant decrease in the oxygen concentration (about 0,1 mg/l per hour). Biochemical and other oxygen consuming reactions could be excluded.

The most remarkable results are the following: the average of all measurements resulted in a corrosion rate of $6,5 \mu\text{m/a}$. This result corresponds fairly well to the loss of wall thickness observed directly on the 100 year old pipe already mentioned. The observed corrosion rates were independent of the water quality, although waters were tested which differed widely with respect to the total salt content, the pH-value, the content of bicarbonate, phosphate and organic carbon.

Measurement of corrosive oxygen demand is extremely useful too on a laboratory scale, where conditions can be tested which cannot be realised in practice. The layout of a measuring apparatus devised by Werner is shown in Fig. 2.

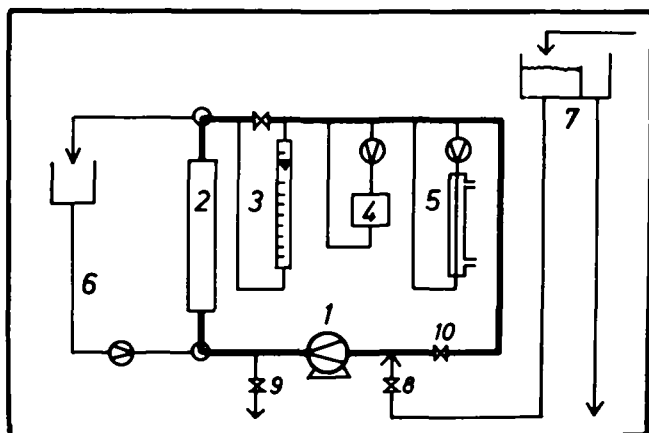


Fig. 2. Measurement of corrosion rates according to Werner.

A centrifugal pump, 1, maintains a cyclic flow of water through a non-metallic pipe system characterised in Fig. 2 by thickened lines. The corroding pipe specimen, 2, is part of the cycle. Accessory cycles (thin lines) are installed for measuring, 4, cooling, 5, and acid treatment, 6. During normal operation of the apparatus some water is replaced continuously by fresh water containing oxygen which is introduced from the overflow vessel, 7, through the valve, 8, and which leaves the cycle through the valve, 9. During the measurement of

the corrosive oxygen demand the valve, 9, is closed so as to cut off any oxygen supply. The cyclic water flow is controlled by the valve, 10, and the flow meter, 3.

Results obtained from this apparatus show that the formation of a protective layer on acid treated cast iron is completed within a few days, and that during this process a dependence on the flow rate and the water quality can be observed^{4,5}.

The laboratory equipment also enables measurements to be made of the influence of cement mortar coatings on cast iron pipes. The results of this kind of measurement are discussed later.

Hydrogen type of corrosion

The corrosion of grey cast iron in the presence of an oxygen-free water containing excessive amounts of carbon dioxide leads to a phenomenon which is known as graphitisation or spongiosis. In this case, the iron ions originating at the interface between the metallic and the topotactical phase remain reduced in the ferrous state in a generally reduced medium. Therefore, they can drift off without having formed any solid oxidation product and without leaving any trace except a porous structure of corrosion resistant components of the original cast iron. This is the graphitisation zone and is identical with the topotactical layer. An epitaxial layer is present normally but not necessarily.

A case of pipe damage by graphitisation was observed in a raw water pipe at a groundwater works in Hanover (Beka-Leitung). The water was virtually oxygen-free and contained about 80 mg/l of excess carbon dioxide. The saturation index was about -1,55. In addition, traces of hydrogen sulphide were present.

The topotactical zone was of grey colour and showed only very weak magnetic properties. This zone reached a thickness of up to 8 mm at several points on the pipe. The age of the pipe was 33 years, thus the corrosion rate amounted to $240 \mu\text{m/a}$ at these points. A black epitaxial layer of medium magnetism could be observed but its thickness was only 2,5 mm. A mass balance of the corrosion process shows that the epitaxial layer represents only 6% of the iron which escaped from the topotactical zone.

The density of the topotactical layer, computed from the weight and the dimensions of a rectangular cut and dried sample, was $1,45 \text{ g/cm}^3$; after saturation of the porous solid with water, the density increased to $1,98 \text{ g/cm}^3$. Thus, the porosity of this material is about 53%. The corresponding data on the epitaxial layer were $2,49 \text{ g/cm}^3$ (dry) and $2,64 \text{ g/cm}^3$ (water saturated), and 15% porosity. It is quite evident that this high porosity prevents any protective function of the layers and enables a corrosion rate as high as $240 \mu\text{m/a}$.

X-ray diffraction analyses of these materials were carried out at the Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hanover. The results made evident the fact that the topotactical layer contains graphite (C) as its main component. In addition, schreibersite (Fe_3P) and traces of wuestite (FeO) are present. The epitaxial layer consists of goethite (FeOOH) and greigite (Fe_3S_4). Chemical analyses at the laboratory of the Hanover waterworks showed that the iron content was higher than could be concluded from the X-ray results. In addition, considerable amounts of silica were present. Obviously, part of the iron content of the topotactical layer is the component of an amorphous compound. The silica seems to be amorphous, too, rather like silica gel. In fact, the topotactical material behaves in a similar fashion to a desiccant such as silica gel, causing analytical inaccuracies with respect to the water (hydroxyl) content of the components. The analytical results are summarized in Table 1.

Table 1. Analytical results of the topotactical and the epitaxial material of the Beka-Leitung pipe and the deduced composition of the original cast iron.

TOPO-TACTICAL LAYER	% in corr. prod.	% counted back in cast iron	% usual in cast iron
water	6,6	—	—
carbon	16,5	3,13	2,5-4
phosphorus	2,85	0,54	0,5
iron, total	36,0	—	90-94
manganese	0,6	0,11	0,2
silicon	12,4	2,36	2-3
total	74,95		
EPITAXIAL LAYER	% in corr. prod.		
water	8,0		
iron, total	50,6		
sulphur	28,0		
total	86,6		

Carbon, phosphorus, manganese and silicon are the most important alloying constituents of grey cast iron. Not only the carbon, but also the other constituents seem to survive the corrosion process untouched, as the deduced composition of the original cast iron makes evident. Table 2 shows a proposal for the chemical structure of the layers discussed, which is in accordance with the chemical and X-ray analyses. What is specified in the Table as ferrous hydroxide is probably a complicated compound of ferrous and ferric oxides and hydroxides as described later in the context of the oxygen type of corrosion. The Table contains also the densities of the components of the topotactical layer and the calculated proportions of the volume they occupy within the layer. The densities of the components of the epitaxial layer were not available with sufficient accuracy to be included in the Table.

Table 2. Proposal for the chemical composition of the topotactical and the epitaxial layers of the raw water pipe at Beka-Leitung.

TOPO-TACTICAL LAYER	density (g/cm ³)	% weight	% volume
porosity	—	—	53,0
graphite	2,2	16,5	10,8
schreibersite (Fe ₃ P)	6,7	18,3	3,9
Fe(OH) ₂ (amorphous)	3,4	33,1	14,1
MnO	5,2	0,8	0,2
SiO ₂ (amorphous)	2,5	26,6	15,4
total		95,3	97,4
EPITAXIAL LAYER		% weight	
sulphur		8,5	
greigite (Fe ₃ O ₄)		45,0	
goethite (FeOOH)		40,0	
H ₂ O		4,0	
total		97,5	

It is interesting to note that some iron is precipitated as an epitaxial layer by trace amounts of oxygen and

hydrogen sulphide. These reactants produce a strange mixture of goethite and greigite.

Oxygen type of corrosion (protective layers)

The corrosion of grey cast iron in contact with drinking water containing oxygen resembles the hydrogen type of corrosion only in the fundamental fact that a topotactical and an epitaxial layer are formed. The important difference is the presence of reactants in the water which immobilize the originating iron ions. Therefore, the composition and the thickness of the layers correspond to the mass balance of the corrosion process, mentioned before.

X-ray diffraction analyses at the Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe and chemical analyses at the laboratory of Hanover waterworks were carried out on the corrosion products of a 100 years old mains pipe (600 mm i.d.). The results are given in Table 3.

The interpretation of these results has to be based on the existence of a redox potential between the metallic iron on one side and the oxygen-containing water on the other side. In addition, the role of carbon dioxide has to be considered, which causes, under suitable equilibrium conditions, the precipitation of ferrous carbonate (siderite) (oxidation state = 2) within the topotactical phase. One of the most important reactants which immobilizes the originating iron ions is oxygen. The resulting products are the amorphous phase (oxidation state = 2,3), magnetite (oxidation state = 2,7) and goethite (oxidation state = 3); the oxidation state depends on the redox conditions at the point of reaction. Sulphur is also subject to redox reactions by the action of sulphate reducing bacteria. Thus, ferrous sulphide (troilite) is also a possible component of the corrosion products.

The topotactical layer is black, intensely ferromagnetic and of a high conductivity. The hardness of this product is considerable; the density amounts to about 3,2 g/cm³.

The epitaxial layer is well known as brown encrustations. However, in most cases brown zones alternate with black zones enriched with magnetite and troilite. Therefore, the material of the epitaxial layer is usually fairly magnetic. The density is also about 3,2 g/cm³. The presence of components of the water such as calcium, magnesium, phosphate and silica is a well known phenomenon which indicates the intense interaction between this layer and the water.

The protective properties of these layers are considerable and prevent higher corrosion rates than about 10 μm/a. The major protective effect seems to originate from the topotactical layer. The fact that this layer is not in direct contact with the water may explain the observation that the corrosion is independent of the water quality within the limits represented by "normal" drinking waters.

However, the low oxidation state of the topotactical layer makes it unstable in the face of direct attack from oxygen-containing water. Therefore, the existence of an epitaxial layer is essential for the protection of the topotactical layer. If this two-stage protection of the pipe is destroyed, e.g. by removing the epitaxial layer during pipe cleaning, the occurrence of brown water cannot be excluded. In this case, additional measures such as phosphate dosage, cement mortar coating, or flushing have to be provided.

The occurrence of brown water in an untouched pipe is only one of the possible interactions between the water and the epitaxial layer and is not an immediate effect of actually corroding iron, as a rule. These

Table 3. Chemical composition of the topotactical and epitaxial layers of the drinking water pipe from Fössestrasse.

TOPOTACTICAL LAYER			EPITAXIAL LAYER		
FORMULA	COMPOUND	PROPORTION %	FORMULA	COMPOUND	PROPORTION %
FeCO ₃	siderite	28,6	FeOOH	goethite	39,0
FeO	amorphous phase	36,4	Fe ₃ O ₄	magnetite	25,8
H ₂ O	amorphous phase	8,0	FeS	troilite	10,0
Fe ₂ O ₃	amorphous phase	17,6	FeCO ₃	siderite	2,4
C	graphite	7,4	CaCO ₃	calcite	0,7
S ²⁻	sulphide	traces	MnO ₂		1,7
total		98,0	MgO		2,3
			P ₂ O ₅		4,5
			SiO ₂		2,7
			organic substances		4,5
			sulphur		traces
			total		93,6

interactions should be investigated in more detail to avoid water quality deterioration.

Influence of cement mortar coatings

The use of cast iron pipes coated with cement mortar and the subsequent coating of old pipes is generally considered to be the best long-lasting solution to the corrosion problem. Therefore, it was extremely interesting to study such pipes from the point of view explained in this paper.

One of the oldest subsequently coated pipes in the area of the Hanover waterworks is an outlying pipe supplying the Wilhelm-Busch Museum¹. This pipe, of 100 mm internal diameter, started life in 1928. It was cleaned and coated with cement mortar in August, 1971 and cut for investigation in November, 1977. The cement mortar layer was not concentric. However, the mean thickness was 5 mm. The epitaxial corrosion products were removed completely before coating. During the 43 year operating period in the unprotected state an uneven topotactical layer had formed which reached sporadically a thickness of more than 5 mm. However, there was no symptom of any adverse effect on this layer during the operational period of more than 6 years in the coated state.

A specimen length of 500 mm of this pipe was tested for its corrosion rate in the laboratory on apparatus which was kept sterile by chlorination. The oxygen content of the circulating water was noted once a day. By-passing the corrosion specimen enabled control tests to be carried out. The resulting net corrosion rate was 1,6 µm/a. This value is considerably lower than the corrosion rate of 6,5 µm/a for unprotected pipes.

The same measurements were made on an unused specimen of modern ductile cast iron pipe, coated with cement mortar in the factory. It showed a corrosion rate of 0,5 µm/a. It was not possible to relate the lower corrosion rate of this pipe to the pipe material itself, to the absence of topotactical material, or to the greater accuracy of the cement mortar layer.

During tests on cement mortar coated pipes in the laboratory, a slow deposition of ferric oxide on the pipe walls of the apparatus and an increase of the iron concentration in the test water were observed. This is additional evidence of real corrosion processes even in cement mortar coated pipes. These results and observations can be explained by the supposition that the function of cement mortar is principally identical with that of a normal epitaxial layer. Thus, the topotactical process does not affect the stability of the coating and the epitaxial layer grows by the deposition of ferric oxide as does any epitaxial layer. From this point of view the

technique of cement mortar coating is verified as an effective and long-lasting measure for reducing and equalizing corrosion in cast iron pipes.

It must be considered, however, that the theoretical life of drinking water pipes, calculated on the basis of internal corrosion, is usually greater than the actual life of pipes in practice, whether they are coated or not. The most important factors limiting the life of pipes in practice are external corrosion, an extension to the distribution system or renewal of pipes in the course of municipal engineering activities. Much more significant as a criterion for technical decisions is the question of whether cement mortar coating is economic with respect to greater security of water quality and to lower operational costs from reducing pressure losses caused by roughness, avoiding dosage of inhibitors, and cutting down on expenses in manpower and water used in flushing.

Conclusion

Most of the statements made in this paper are based on the investigation of only a few pipes and the hydrogen type of corrosion was studied on one pipe only. There is a great deal of additional investigation necessary to cover additional types of water and operating conditions and to define the resulting dependences. Many questions are still open, especially with respect to irregularities in the thickness of the layers and in the context of the interaction between the epitaxial layer and the water. However, some generalisations are certainly admissible, as suggested in this paper.

References

1. Heck, R.: Deterioration in the Physical and Chemical Quality of Water in the Distribution System. International Water Supply Association, Tenth Congress, Brighton, August 1974.
2. Kölle, W., Rösch, H.: Korrosionsvorgänge in Gussrohren. To be published in "Vom Wasser" 51 (1978).
3. Werner, G.: Investigations on the Corrosive Behaviour of Galvanised Installation Pipes in Cold Drinking Waters (German). Thesis, University of Karlsruhe, 1976.
4. Kölle, W.: Corrosion in Drinking Water Systems. Sixth European Congress On Metallic Corrosion, London, Sept. 1977.
5. Kölle, W., Sontheimer, H.: Untersuchung zur Schutzschichtbildung in Gussrohren. "Vom Wasser" 49, 277-294 (1977).

Résumé

La corrosion reste un des plus importants problèmes de distribution d'eau, notamment à cause de la présence de vieux réseaux en fonte grise. Le présent rapport vise à montrer quelques aspects nouveaux relatifs à la corrosion intérieure des conduites en fonte grise.

La théorie classique de la corrosion des métaux ferreux et de la formation de couches protectrices naturelles est basée sur l'équilibre, dans les eaux potables, entre le carbonate de calcium et le dioxyde de carbone.

La présence de calcaire dans les formations d'oxyde de fer est caractéristique des couches protectrices formées. Le rapport énumère les conditions optimales d'utilisation des conduites qui découlent de cette théorie. Celle-ci est cependant incomplète et a survécu par manque d'observations à long terme des caractéristiques chimiques et minéralogiques des couches en question.

En fait, on a fait l'importante découverte que le phénomène de corrosion de la fonte produit des doubles couches de produits d'oxydation. Ce phénomène était déjà connu dans le cas de la graphitose mais semble être un processus fondamental.

Il y a d'abord oxydation de la surface initiale de la fonte, sans changement du volume de la phase métallique. C'est la couche dite "topotactique".

Un échange d'oxydant et d'ion fer se produit à travers la couche topotactique. Ces ions fer peuvent réagir avec les composants de l'eau et précipiter. Cela forme la couche dite "épitaxiale", ou plus simplement les incrustations. La figure 1 schématise la structure de la corrosion de la fonte grise.

Le rapport donne alors quelques informations sur la mesure des vitesses de corrosion. La méthode par mesure de l'épaisseur des couches n'est valable que pour des conduites de plus de 50 ans de service dans des conditions identiques.

Werner a introduit dans le domaine de la corrosion la méthode par mesures électrochimiques de la consommation d'oxygène selon l'équation générale du processus de corrosion. Cette méthode donne des résultats précis en quelques heures.

Cette méthode a été utilisée sur des conduites en fonte grise de 100 mm du réseau actuel de Hanovre et fournit des résultats (environ $6,5 \mu\text{m/a}$) assez proches de ceux obtenus par la mesure directe de l'épaisseur sur une conduite âgée de 100 ans ($10 \mu\text{m/a}$). Il est remarquable de constater que les vitesses de corrosion étaient indépendante de la qualité des eaux utilisées pour les essais, malgré de fortes variations pH de la teneur totale en sels, des teneurs en bicarbonate, phosphate et carbone organique.

Le rapport décrit ensuite le principe d'une installations d'essai de laboratoire (fig. 2) selon la méthode de Werner.

Les résultats d'essais menés avec l'équipement de laboratoire montrent que la formation d'une couche protectrice sur de la fonte traitée à l'acide est terminée en quelques jours et que, pendant ce processus, il existe une relation entre le débit et la qualité de l'eau.

La corrosion du type "réducteur" est caractérisée par une eau sans oxygène dissous et contenant un excès de dioxyde de carbone. C'est la graphitose. Les ions provenant de l'interface entre la phase métallique et la phase topotactique restent réduits à l'état ferreux dans un milieu généralement réducteur. Ils peuvent dès lors être entraînés par l'eau sans former de dépôts solides et ne laissent que la structure poreuse des composants de la fonte originale résistant à la corrosion. Cette zone de graphitose constitue la couche topotactique. Il y a habituellement une couche épitaxiale également. On

cite un exemple de conduite ayant subi ce phénomène, où la vitesse de corrosion avait atteint $240 \mu\text{m/a}$.

Le bilan pondéral du processus de corrosion montrait que la couche épitaxiale ne contenait que 6% du fer qui avait migré à travers la zone topotactique.

De plus, la porosité de ces deux couches atteignait respectivement 53 et 15%, empêchant toute fonction protectrice.

L'analyse par rayons X et l'analyse chimique des matériaux examinés montre des différences dues à la présence de combinaisons amorphes. En fait, la couche topotactique se comporte comme un désiccant comme le gel de silice, provoquant des imprécisions d'analyses compte-tenu de la teneur en eau (hydroxyle) des composants.

Les tableaux 1 et 2 donnent respectivement les résultats analytiques et une proposition de composition chimique des couches topotactique et épitaxiale de la conduite étudiée.

Dans le cas de la corrosion du type "oxydant", il y a intervention d'éléments réactifs de l'eau qui immobilisent par précipitations les ions fer libérés, formant couche protectrice. Dès lors, la composition et l'épaisseur des couches correspond à un bilan pondéral exact du processus de corrosion. Compte tenu des concentrations en fer dans les couches, la zone épitaxiale doit donc être d'environ 3 fois plus épaisse que la zone topotactique dans le cas de l'eau potable, ce que l'expérience confirme.

Le tableau 3 montre les résultats des analyses chimiques et radiologiques des couches d'une conduite de 100 ans d'âge.

La couche épitaxiale est bien connue sous le nom de "incrustations brunâtre". Les propriétés protectrices des deux couches limitent les vitesses de corrosion à moins de $10 \mu\text{m/a}$.

Le rôle de la couche topotactique semble prédominant et le fait que cette couche n'est pas en contact direct avec l'eau peut expliquer que la corrosion soit indépendante de la qualité de l'eau dans les limites de potabilité "normale".

En cas de détérioration de la couche épitaxiale (suite à des nettoyage de conduites par exemple), il y a danger de survenance d'eau brune. Dans ces conditions, il y a lieu de prévoir des mesures comme: dosage de phosphate, couche de ciment, purges, etc. . . .

Il est intéressant d'étudier le comportement de conduites revêtues intérieurement de ciment, à la lumière des phénomènes décrits.

Une telle étude a été menée sur une conduite restée non-revêtue pendant 43 ans et revêtue de ciment les 6 années suivantes. Avant revêtement, la couche épitaxiale avait été enlevée complètement. La présence de la couche topotactique n'a pas provoqué d'ennui pendant les 6 années.

Des essais menés en laboratoire sur un échantillon de cette conduite ont montré une vitesse de corrosion de $1,6 \mu\text{m/a}$, soit beaucoup moins que le taux de $6,5 \mu\text{m/a}$ des conduites non revêtues.

Les mêmes tests sur un tuyau moderne de fonte ductile, revêtu de ciment, ont montré une vitesse de corrosion de $0,5 \mu\text{m/a}$, sans qu'on puisse déterminer si la différence provient de la nature du matériau, de l'absence de couche topotactique, ou de la qualité de la couche de ciment.

Tout se passe comme si, en fait, la couche de ciment jouait le rôle d'une couche épitaxiale normale. Autrement dit, le processus topotactique n'affecte pas la stabilité du revêtement et la couche de ciment s'accroît par dépôt d'oxyde ferrique comme n'importe quelle couche épitaxiale.

De ce point de vue, la protection de ciment est bien

une façon de limiter et répartir à long terme la corrosion des conduites en fonte.

Il faut toutefois signaler que la durée de vie de ce matériau est normalement limitée par d'autres facteurs que la corrosion intérieure, et la décision d'utiliser le

revêtement de ciment doit surtout dépendre de critères comme: sécurité en matière de qualité de l'eau, moindre coût de fonctionnement par moindres pertes de charge, dosages d'inhibiteurs, et dépenses de main d'oeuvre et d'eau pour le nettoyage.

Essais de corrosion sous tension sur les fils en acier pour armatures de précontrainte

par R. Scimar, Ing. Dr. Sc. Appl.

Université de Liège

et

B. de Halleux, Ing. Dr. Sc. Appl.

Université de Louvain, Belgique

1. Position du problème

1.1. Introduction

Un certain nombre de ruptures d'armatures de précontrainte se sont produites au cours des 20 dernières années, et ont attiré l'attention des spécialistes. Nous laisserons le "certain" volontairement dans le vague, mais en notant que le nombre de ruptures publiquement reconnues n'est quand même pas énorme, eu égard au grand nombre de structures en service; il est apparu très tôt qu'une fraction importante des ruptures observées, était à mettre en relation avec les résultats de l'interaction armature-milieu; ce dernier compris dans un sens large, pouvant être le béton lui-même, le coulis d'injection des gaines, l'atmosphère et en général tout fluide gaz ou liquide, ayant pu accéder à l'armature.

Cette interaction est généralement désignée sous le terme "corrosion". Nous pensons qu'il conviendrait de faire d'abord clairement ressortir les différentes formes que peut prendre la corrosion dans le cas présent, et suivant quels processus ces formes de corrosion peuvent intervenir dans la destruction des armatures.

Pour faciliter la présentation du présent exposé, nous ferons étant de trois formes d'interaction métal-milieu, que nous séparerons nettement pour les besoins de la cause:

1. la corrosion uniforme et la corrosion localisée.
2. la corrosion sous tension proprement dite.
3. la fragilisation par l'hydrogène.

1.2. Corrosion sous tension et fragilisation par l'hydrogène

Nous n'insisterons pas ici sur le problème de la corrosion uniforme ou par piqûres qui, quoique pouvant jouer un rôle important dans les ruptures observées en service, n'entre pas dans notre présent propos.

Nous releverons tout d'abord que les deux autres mécanismes conduisent à des ruptures qui présentent des caractères communs quant aux causes et aux apparences, ce qui conduit parfois à certaines confusions.

De façon très générale, les deux effets ont ceci de commun:

1. la rupture apparaît brutalement
2. elle résulte de la propagation d'une ou de plusieurs fissures engendrées par un mécanisme complexe mettant en jeu:
 - (a) un effet mécanique: tension appliquée directement ou résultant d'effets résiduels de mise à forme, d'effets thermiques (soudures) ou de l'usinage (état de surface)

- (b) un effet chimique: la présence d'ions bien spécifiques dans le milieu.

Ces fissures diminuent la section résistante qui cède lorsque la charge de rupture est atteinte dans la section résiduelle. Une caractéristique absolument remarquable est que cet effet peut être obtenu pour des concentrations très faibles de certains ions dans le milieu.

1.2.1. Comme exemples de corrosion sous tension, citons: le "Season Cracking" des alliages de cuivre et la "fragilité caustique" des aciers au carbone. Les milieux responsables des ruptures n'entraînent pas nécessairement de la corrosion sous la forme classique.

Il est également bien connu qu'une polarisation anodique favorise cet effet et qu'une polarisation cathodique l'inhibe.

Plusieurs théories ont été avancées pour interpréter ces phénomènes: des théories électrochimiques qui font appel à un processus classique de corrosion se déroulant au fond de la fissure, et la théorie dite du "Stress-sorption cracking": l'adsorption ou la chemi-sorption d'anions à la pointe de la fissure crée une diminution d'énergie interfaciale qui facilite l'extension de la déchirure.

1.2.2. Par contre, la fragilisation par l'hydrogène consiste en une fragilité de l'acier due à une diminution de ses propriétés plastiques; comme son nom l'indique, elle est causée par l'introduction d'hydrogène atomique dans le métal qui se fixe soit dans le réseau (H), soit à l'intérieur de microcavités (H₂) sous une pression qui peut être considérable.

L'introduction d'hydrogène dans le métal à l'extrémité de la fissure détruit donc la plasticité du métal à cet endroit et favorise ipso facto la propagation de la fissure.

L'hydrogène provient de la réaction de réduction de l'ion H⁺ et s'introduit d'autant plus facilement dans le métal que d'une part celui-ci est sous tension et que d'autre part, la réaction de formation d'hydrogène moléculaire est inhibée par la présence d'ions tels que S²⁻, HS⁻, SCN⁻ et des sels d'arsenic ou de sélénium.

La réaction cathodique donnant lieu à la formation d'hydrogène atomique peut avoir lieu pour autant qu'il y corresponde une réaction anodique.

L'effet décrit est considérablement accéléré par l'application d'une polarisation cathodique (à l'inverse de l'effet de corrosion sous tension proprement dite).

Dans ces deux cas, il faut attirer l'attention sur le fait qu'il y a deux processus successifs à considérer:

- (i) l'initiation de la fissure
- (ii) la propagation de la fissure.

Si le second processus est mal connu, le premier l'est encore moins. On peut toutefois raisonnablement penser qu'il dépend de l'état de surface.

1.3. Comportement des armatures en service

Dans le cas des armatures de précontrainte, la première condition est ipso-facto réalisée (existence d'une tension) et la seconde (milieu agressif) l'est dans la mesure où le milieu qui entoure les armatures est inadéquat ou est modifié par l'accès d'un milieu extérieur agressif: atmosphère contenant H₂S, acides humiques, carbonatation du ciment et réactions possibles avec CaS. Les études des accidents en service ont montré que ceux-ci ne se produisent que lorsque plusieurs circonstances défavorables sont simultanément réalisées et que la plupart d'entre-eux résultent en réalité de malfaçons lors de la mise en oeuvre.

Dans ces conditions, le grand responsable ne serait en général pas l'acier, mais les conditions de mise en oeuvre et le milieu. Cependant le rôle de l'ingénieur est de tout prévoir et de se mettre dans les conditions telles qu'il minimise tout risque ultérieur: une de ces conditions est d'utiliser un acier qui présente de bonnes qualités quant à la susceptibilité à la corrosion sous tension et/ou la fragilisation par l'hydrogène.

1.4. Contrôle des aciers utilisés

C'est la raison pour laquelle de nombreux laboratoires cherchent actuellement à mettre au point une méthode permettant de caractériser la susceptibilité des aciers à la fragilisation par l'hydrogène et/ou à la corrosion sous tension.

De nombreuses méthodes ont été étudiées. Elles introduisent de nombreux paramètres:

- Milieux: H₂SO₄, HCl, NH₄SCN, NH₄NO₃, Ca(NO₃)₂, NaOH, CaCl₂, H₂S, NaCl, Na₂S et H₂O.
- Température: Température ambiante, température d'ébullition ou température intermédiaire fixée.
- Modes de sollicitation: traction simple, flexion, fils enroulés sur mandrins.
- Conditions physico-chimiques: avec ou sans polarisation cathodique ou anodique.
- Circulation du milieu: avec ou sans.
- Milieux aérés, oxygénés ou désaérés (N₂).

Toutes ces conditions ont donné lieu à une multitude d'essais.

1.5. Méthode d'essai préconisée et justification

Parmi ceux-ci, nous avons retenu la filière suivante:

- (a) milieu NH₄SCN
- (b) température: température ambiante
- (c) traction simple
- (d) polarisation cathodique
- (e) milieu circulant
- (f) milieu aéré
- (g) par convention, le temps de rupture est caractéristique de la qualité du produit.

Nous justifions notre choix par les considérations suivantes:

—Si on se rapporte à des publications récentes, la fragilisation par l'hydrogène serait certainement responsable de la majorité des ruptures en service en dehors des cas de corrosion classique.

Dans ces conditions, le choix du milieu NH₄SCN couplé à la polarisation cathodique, se justifie de lui-même (cf. § 1.2.2.)

—L'essai en traction simple correspond le mieux au type de sollicitation qui est appliqué en service.

Des essais préliminaires ont montré que ce mode opératoire conduit à moins de dispersion que les autres modes de mise en sollicitation (flexion).

Le temps de rupture est d'ailleurs détecté sans ambiguïté et correspond à l'exigence de l'utilisateur.

—Les conditions de température, de circulation et d'aération ont été choisies en admettant le principe que l'essai doit être réalisé dans des conditions qui ne sont pas exagérément difficiles à mettre en oeuvre afin qu'il puisse servir d'essai de réception.

L'objectif final poursuivi à cet égard doit être de:

- (i) discriminer les aciers sur la base des propriétés susmentionnées
- (ii) fixer un seuil à partir duquel un acier peut-être considéré comme offrant des garanties suffisantes. Précisons de suite que cet aspect du problème n'est pas étudié ici.

Nous voulons aussi mentionner que le comité de recherche créé par le RILEM-FIP-CEB (*) a également, suite aux résultats de ses travaux, préconisé un essai dans le milieu NH₄SCN en traction simple.

Mais contrairement à l'option de ce comité, nous avons choisi d'appliquer une polarisation cathodique pour, d'une part accélérer le processus de destruction et provoquer la rupture dans un temps de l'ordre de l'heure, et d'autre part, obtenir celle-ci sur la base d'un mécanisme bien déterminé (fragilisation par l'hydrogène).

Ceci nous affranchi également de contraintes liées à la pureté des produits qui entraîne parfois des écarts considérables et imprévisibles entre laboratoires.

Par ailleurs, il est apparu que l'application d'une polarisation conduit à des résultats beaucoup moins dispersés que les techniques sans polarisation et nous interprétons ce fait par un meilleur contrôle de la quantité d'hydrogène atomique formé.

2. Résultats expérimentaux

Dans tous nos essais, les échantillons (fils de 7 mm) sont soumis à un effort de traction simple, soit au moyen d'un système de poids, soit au moyen d'un vérin. Les efforts ont été fixés à 0,8 R ou 0,7 R (R = charge de rupture).

L'éprouvette est placée dans un récipient cylindrique contenant la solution et fermé aux 2 extrémités. La polarisation cathodique a été obtenue au moyen de contre-électrodes en platine, soit en forme de panier entourant le fil, soit sous forme de 4 fils tendus le long de 4 génératrices du tube.

Le milieu choisi est NH₄SCN (200 g - 800 ml H₂O) ainsi qu'il a été signalé plus haut.

La mesure est toujours le temps de rupture (durée de vie) dans les conditions de l'essai. La dispersion impose toujours un certain nombre d'essais sont 6 à 4, suivant le cas.

Le tableau 1 précise les conditions opératoires des différentes campagnes d'essais.

A titre d'exemple, la composition classique des aciers est la suivante:

C	= 0,77 %
Mn	= 0,73 %
Si	= 0,23 %
P	= 0,010%
S	= 0,024%
Cu	= 0,03 %
Cr	= 0,04 %
Al	= 0,04 %
N	= 0,005%

Ces aciers ont subi une déformation plastique à froid (tréfilage) provoquant une réduction de section de l'ordre de 70% par passes successives.

RILEM: Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux.

FIP: Fédération Internationale de la Précontrainte.

CEB: Comité Européen du béton.

Tableau 1. Conditions opératoires

Classe des essais et nombre d'essais dans chaque cas.	I (6)	II (6)	III et IV (4)	V
aciers étudiés	1. simplement tréfilé 2. stabilisés (*) 3. stress-relieved (*) 4. trempé à l'huile ($\phi = 8$ mm)	acier 1 R = 173,4 kg/mm ² acier 2 R = 190,2 kg/mm ²	acier A stress-relieved acier B stress-relieved insuffisant	aciers A et B cf. col. précédente acier C: trempé à l'huile et revenu acier D: aciers commercialisés dont les caractéristiques ne sont pas connues
Etat de préparation	1. poli (dégraissé) 2. livraison (dégraissé) 3. rouillé	livraison (dégraissé)	livraison (dégraissé)	livraison (dégraissés)
Température de la solution	température du laboratoire	45°C	température du laboratoire	t° du laboratoire (20°C) et 50°C
N ₂ , O ₂ , air	—	N ₂ - O ₂	aérée	aéré
circulation de la solution	non	oui	oui	oui (à 20°C) non (à 50°C)
Polarisation cathodique	1 mA/cm ²	rien ou 1 mA/cm ²	plusieurs valeurs	oui à 20°C (1 mA/cm ²) non à 50°C
Réalisation de la polarisation	panier (Pt)	panier (Pt)	4 fils le long de 4 génératrices	cf. col. précédente
Longueur active de l'éprouvette	9 cm	21 cm	68 cm	20°C cf. col. préc. 50°C - 25 cm
Tension et mode d'application de la charge	0,8 R (poids)	0,8 R (poids)	0,8 et 0,7 R (verin)	20°C - 0,7 et 0,8 R 50°C - 0,8 R

* stress relieving: traitement thermique final de détensionnement 380°C, 10s
stabilisation: stress-relieving sous tension (déformation plastique 1% à 380°C)

Nous avons étudié les paramètres suivants:

- I l'état de surface
- II la désaération et l'oxygénation du milieu
- III la charge appliquée
- IV la polarisation appliquée
- V comparaison entre essais avec et sans polarisation.

2.1. Examens des résultats des essais I

Les conditions opératoires sont reprises dans le tableau 1
—6 éprouvettes ont été testées à l'état de livraison (repère D) (simple dégraissage au solvant chloré).

—6 éprouvettes ont été rouillées en atmosphère humide contenant 0,01% SO₂ (repérés R).

—6 éprouvettes ont été polies en les frottant au moyen de papier émeri jusqu'à ce que le métal soit brillant sur toute la surface (repérés P).

Dans chaque cas, nous avons calculé la moyenne des différents temps de rupture pour les quatre aciers et les 3 états de surface. Elles ont été reportées sur la figure 1.

L'état de surface a un effet très marqué sur les temps de rupture et le fait que les fils soient recouverts de rouille semble influencer favorablement sur leur comportement.

Dans 3 cas, on observe l'ordre: Poli - Livraison -

Rouille. En d'autres termes, en dénudant bien la surface on diminue la résistance potentielle de l'acier.

Deux conclusions sont à tirer:

- (a) sur le plan pratique, le fait qu'un fil soit très légèrement, mais régulièrement rouillé en surface, n'influera à priori pas défavorablement sur son comportement, mais au contraire, serait de nature à lui conférer une protection supplémentaire.
- (b) —L'état de surface résultant des traitements de surface du matériau avant étirage, et plus généralement des conditions d'exécution des traitements thermomécaniques peut influencer les résultats d'un test.

On peut alors se poser la question de savoir si ce dernier doit avoir pour objectif de révéler les qualités intrinsèques de l'acier ou son comportement global tenant compte de l'état de surface à la livraison, celui-ci pouvant jouer un rôle non négligeable dans la prévention ou le développement de l'amorce des fissures en service.

—D'un autre côté, on pourrait arguer que le polissage au papier émeri modifie l'état de surface et crée des microdéformations locales pouvant favoriser l'apparition de fissures.

En conclusion: Il semble que le plus logique et le plus simple, étant donné l'objectif essentiellement pratique poursuivi, est d'exécuter les essais sur le fil à l'état de livraison simplement nettoyé dans un solvant organique.

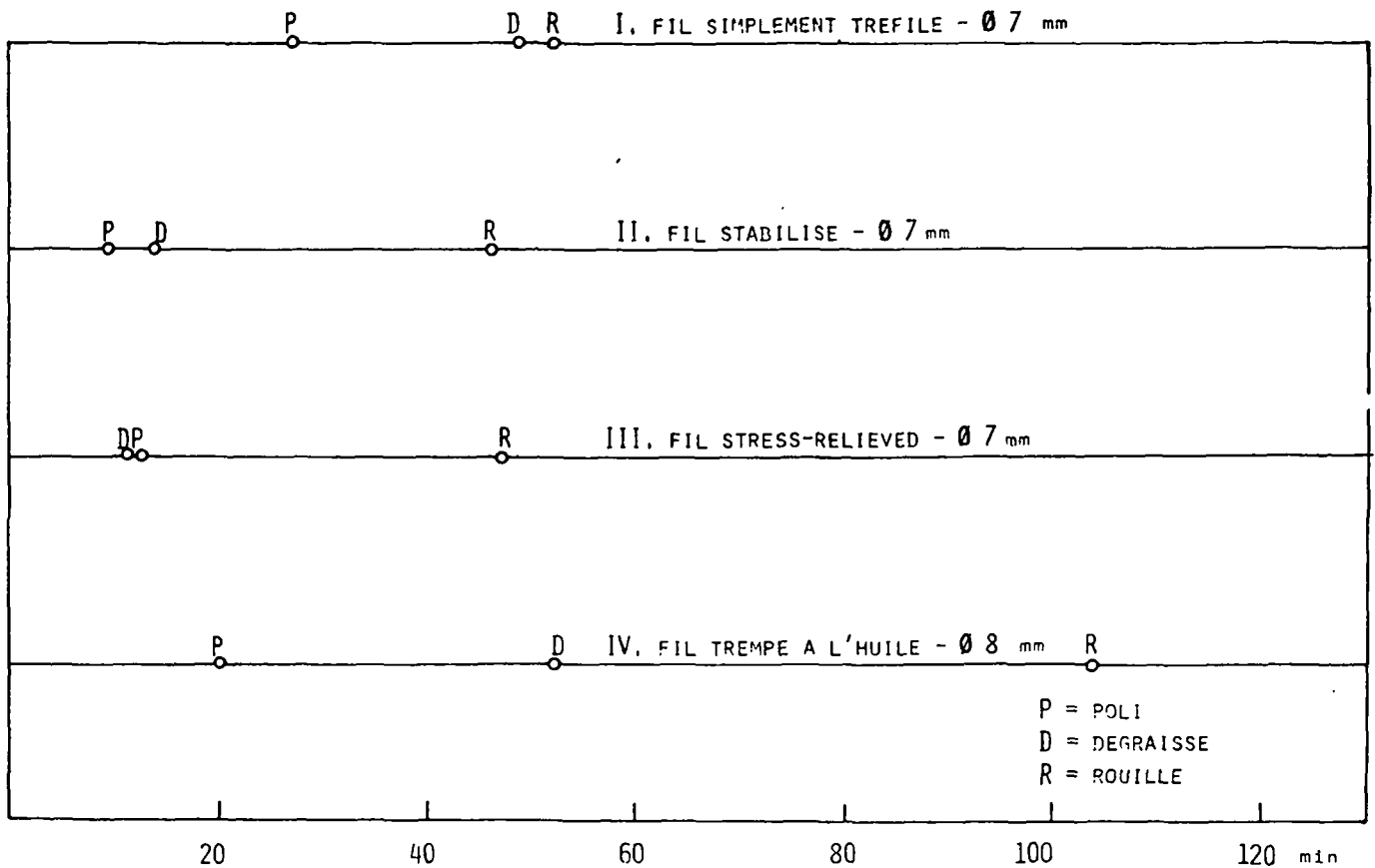


Fig. 1. Influence de l'état de surface sur la duree de vie

2.2. Examen des résultats des essais II

Nous avons exécuté cette série d'essais dans des conditions un peu différentes des essais I et qui sont reprises dans le tableau 1.

Les résultats suivants ont été obtenus:

	Barbotage de N ₂		Barbotage de O ₂		Barbotage de N ₂ et polarisation cathodique	
	Acier 1	Acier 2	Acier 1	Acier 2	Acier 1	Acier 2
t _{moyen} (h)	36,59	24,75	>72,0	28,60	0,37	0,17
σ (h)	18,4	9,69		7,00	0,04	0,01

Nous en déduisons donc par comparaison des résultats entreux:

1. que si le test se déroule dans un milieu saturé en O₂, les temps de rupture sont beaucoup mieux discriminés.
2. l'application de la polarisation cathodique donne un beaucoup meilleur groupement des résultats et des temps de rupture plus faibles.

Ces résultats confirment d'abord le bien fondé de l'orientation choisie pour ce genre de test (application d'une polarisation).

En conclusion: la plus grande dispersion des résultats obtenus dans le milieu où N₂ barbote et désaère la solution, nous indique que le choix d'une option où la solution circulaire est mise en contact avec l'air n'est certainement pas défavorable dans le sens où nous cherchons à définir un test donnant une moindre dispersion tout en étant plus simple dans sa réalisation.

2.3. Résultats des essais III et IV

Ces essais ont été effectués sur 2 qualités de fils: les uns fabriqués dans de bonnes conditions (qualité A), les autres traités pour présenter à priori des propriétés défavorables pour ce qui nous occupe (qualité B).

Les essais ont été effectués dans les conditions expérimentales décrites en annexe 1.

Les résultats expérimentaux sont repris sur les figures 2 et 3. Les figures 4 et 5 reprenant les caractéristiques moyennes ainsi que les dispersions.

1. Pour les deux nuances d'acier, les temps moyens de rupture augmentent lorsque la densité du courant diminue, mais l'effet est beaucoup plus marqué pour l'acier A que pour l'acier B où l'effet n'est perceptible qu'en-dessous d'une intensité de 1/2 mA/cm².
2. La dispersion augmente lorsque la densité de courant diminue. Il est à noter que la dispersion est remarquablement faible pour l'acier B.
3. Les temps de rupture de fils spécialement bien dégraissés et ceux qui n'ont pas été nettoyés, restent bien groupés autour de ceux normalement nettoyés.
4. L'application d'une charge inférieure à 0,8 R (0,7 R) doit normalement conduire à une augmentation des temps de rupture. Elle n'a cependant que peu d'impact sur les résultats relatifs aux fils B: elle est par contre beaucoup plus nettement ressentie par la qualité A dans le sens prévu: cet effet se marque le mieux pour l'intensité de 1 mA/cm².

De même, il apparaît que, lorsque l'intensité diminue, le temps moyen de rupture des fils A augmente, ce qui va dans le même sens que l'observation 1). Cet effet ne se retrouve pas dans le cas des fils B.

En conclusion: les conditions I = 1 mA/cm² et tension = 0,7 R, sont celles qui entraînent la discrimination la mieux marquée et une dispersion très faible au moins dans un cas (fils B).

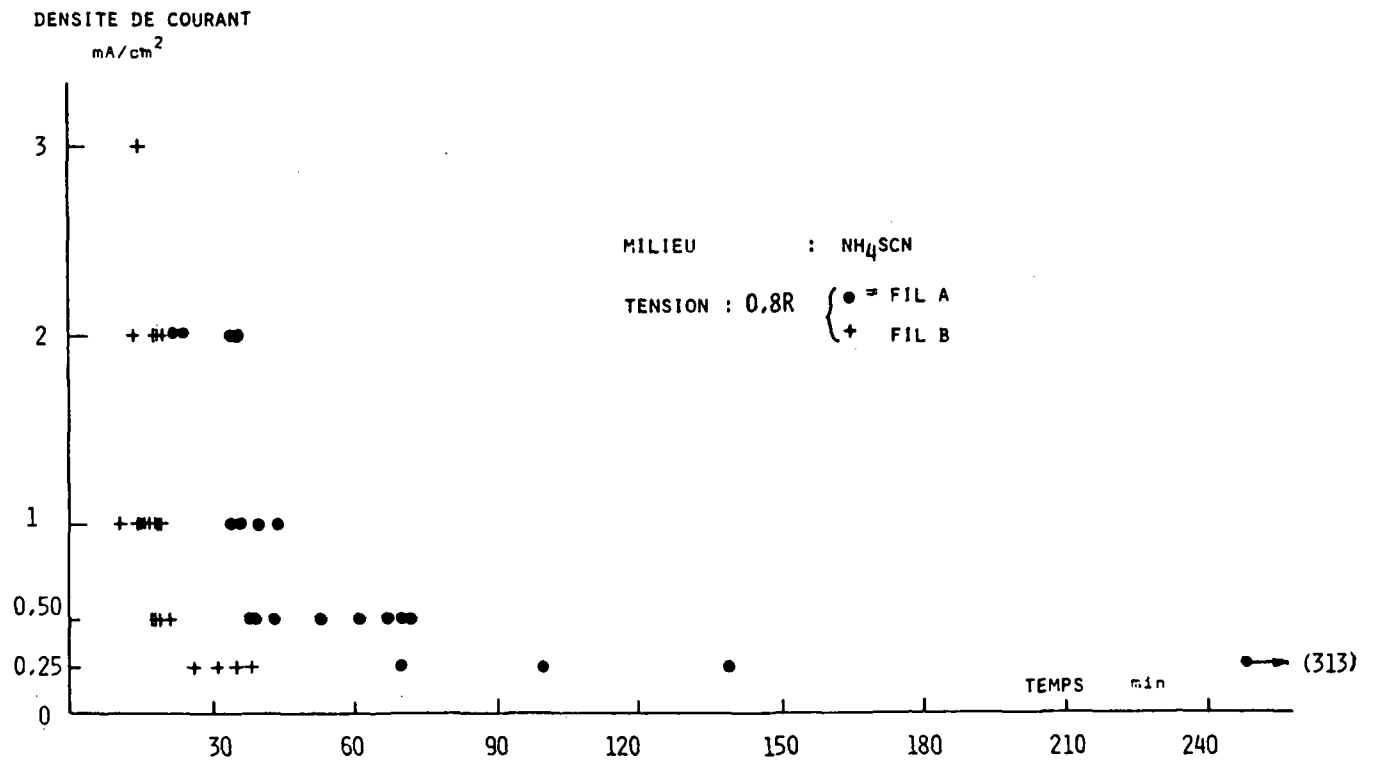


Fig. 2. Influence de la densite de courant sur la duree de vie

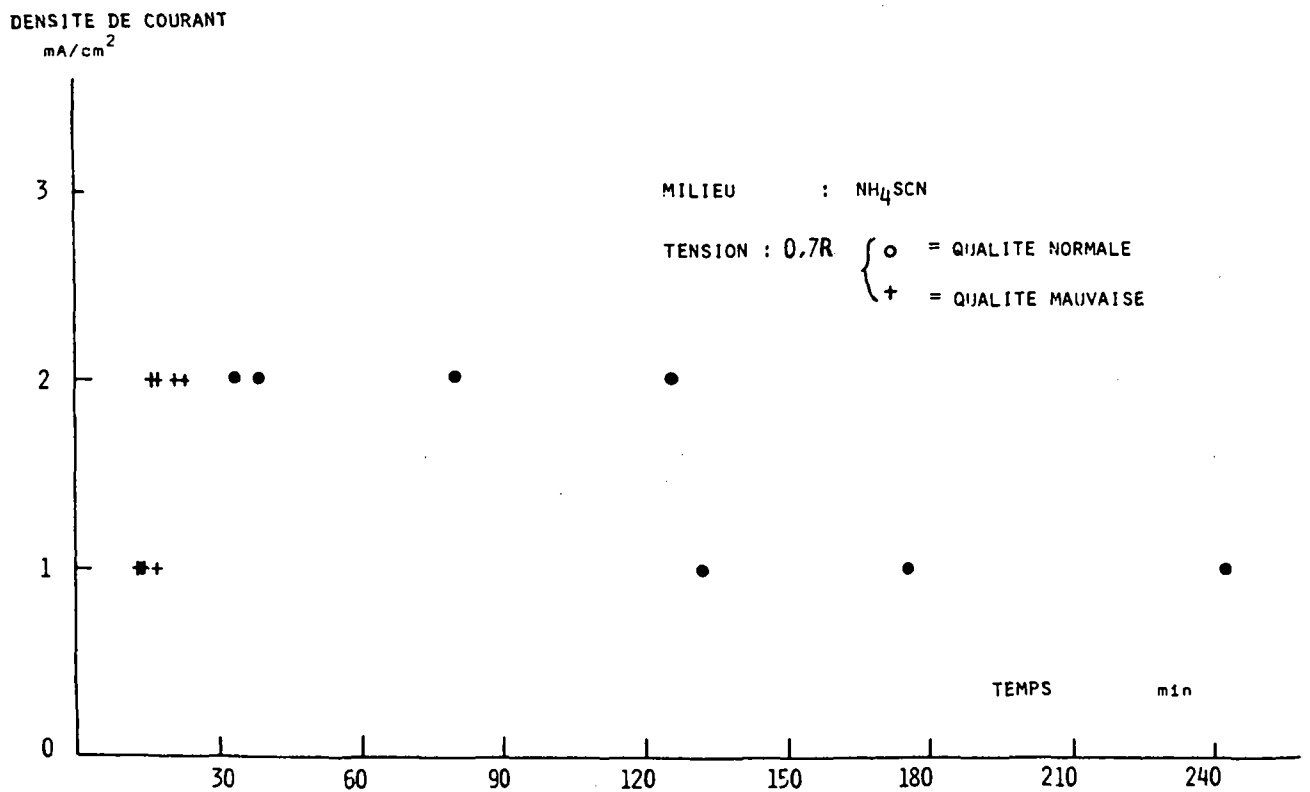


Fig. 3. Influence de la densite de courant sur la duree de vie

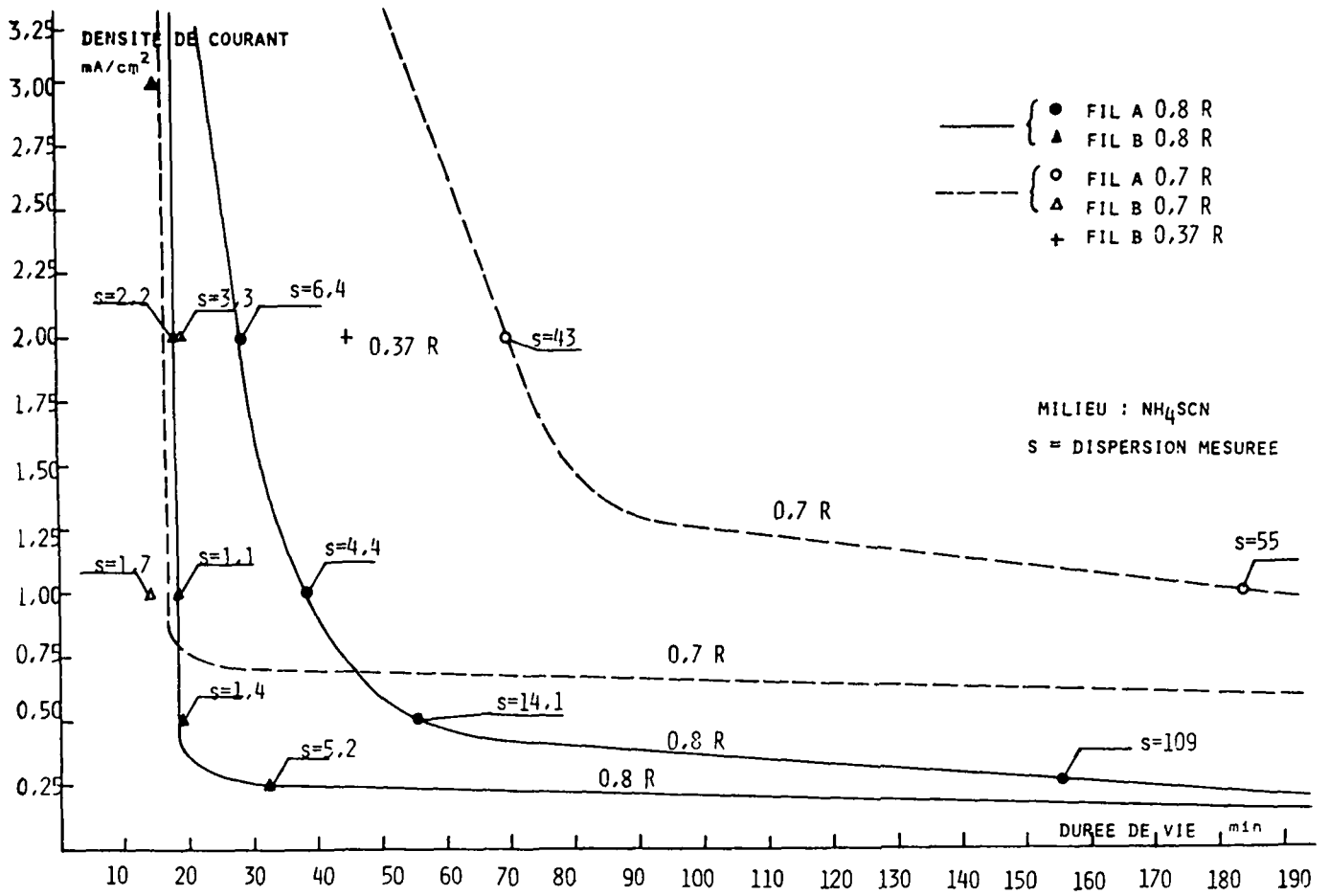


Fig. 4. Influence de la densite de courant et de la contrainte sur la duree de vie

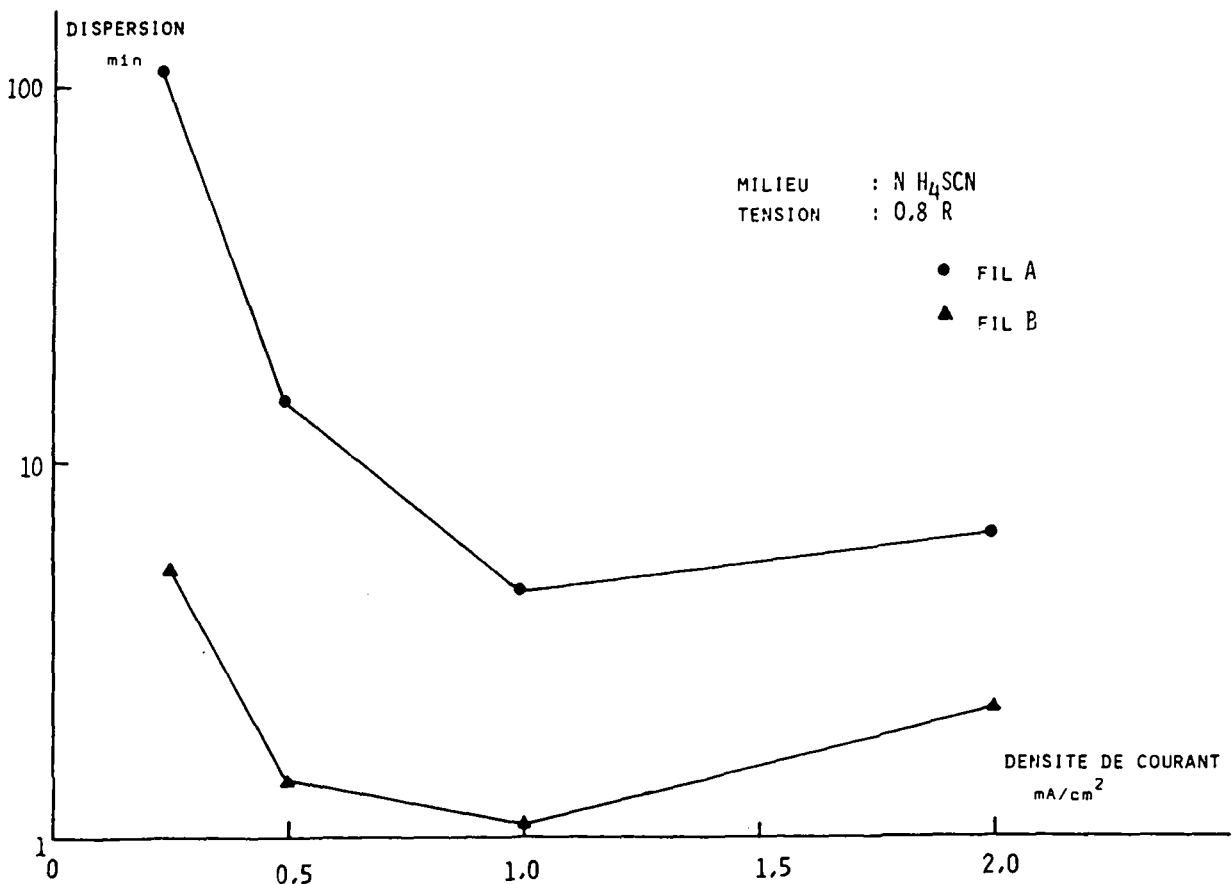


Fig. 5. Influence de la densite de courant sur la dispersion

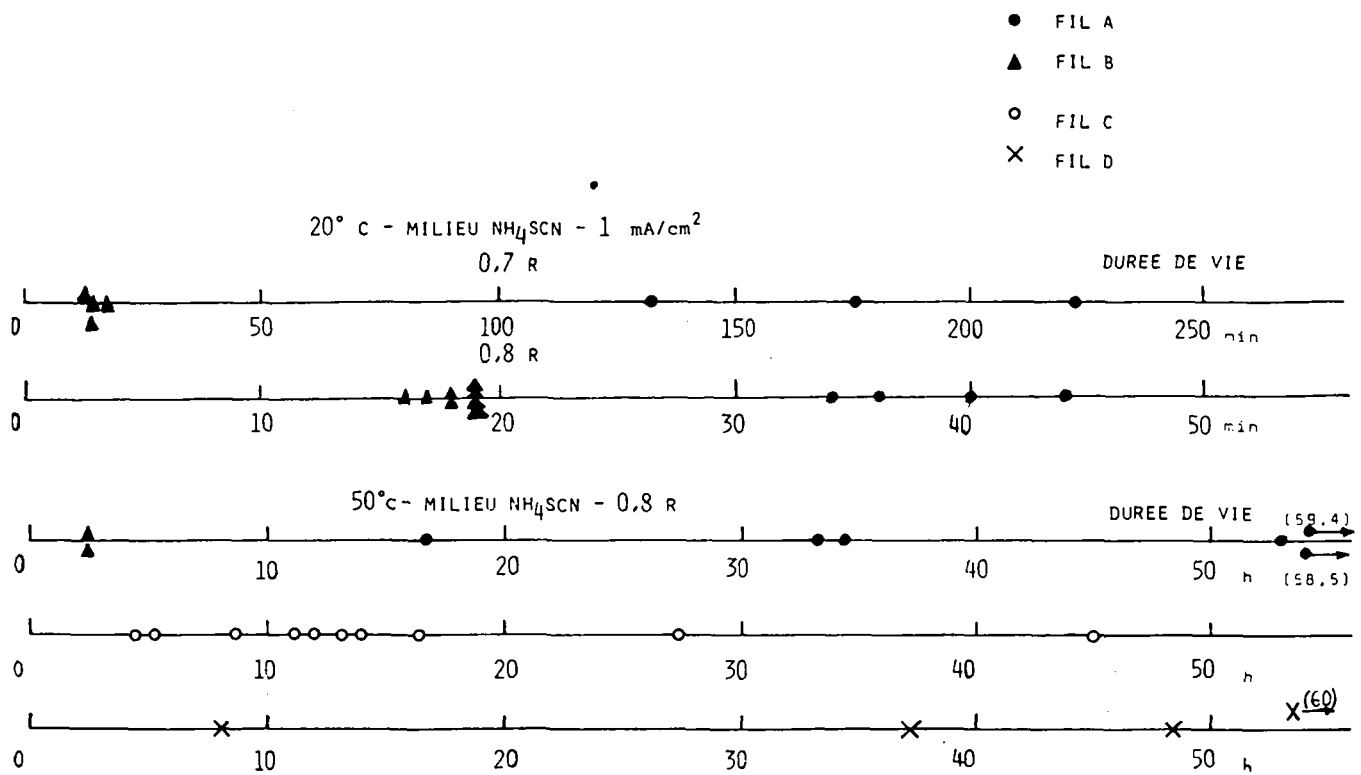


Fig. 6. Comparaison de la discrimination des essais avec et sans polarisation cathodique

2.4. Résultats des essais V (figure 6)

Ils indiquent:

- la dispersion très importante des essais sans polarisation, ainsi que l'on peut s'en rendre compte en examinant les résultats des fils A, C et D.
- le fait que toute discrimination entre B, fil mal détensionné et A, C et D, fils de qualité réputée bonne est pratiquement impossible.

Par contre, avec la polarisation, la discrimination est déjà possible à 0,8 R, mais elle apparaît infiniment mieux à 0,7 R comme nous l'avons déjà noté.

3. Résumé et conclusion

De quatre séries différentes d'essais, il résulte que la meilleure discrimination entre fils de qualités différentes quant à leur susceptibilité à la fragilisation par l'hydrogène est obtenue pour les conditions suivantes:

- solution en circulation de bas en haut et aérée
- charge appliquée 0,7 R
- polarisation 1 mA/cm²
- fils à l'état de livraison, mais mis à l'abri de la corrosion pendant le temps qui s'écoule entre la fabrication et les essais, et simplement dégraissés au trichloréthylène.

Les autres variables telles que nature de la solution, sa concentration, sa température, l'effet de la longueur des fils, n'ont pas été investiguées.

Nous tenons à exprimer nos remerciements à Monsieur E. DEHAN, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées, et Monsieur P. VAN HERBERGHEN, Ingénieur en Chef, S.A. Beckaert—Cockerill, pour l'étroite collaboration lors de l'établissement des programmes d'études.

Nous avons effectué les essais décrits dans le présent travail, dans le cadre de programmes établis en collaboration avec le Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques (CRIF), le Centre Belge d'étude et de Documentation de l'eau, de l'air et de l'environnement (CEBEDEAU-BECEWA) et les services des Ponts et Chaussées (Liège).

Bibliographie generale

- Cases of damage due to corrosion of prestressing steels. Report 49 du C.V.R. (Netherlands Concrete Association) (cf. p55 et 56).
- Rapport d'enquête sur la corrosion des armatures des ouvrages en béton armé et en béton précontraint. R. BAUS et K. BRENNEISEN (cf. p38) Université de Liège.
- Corrosion of prestressing steel. G. REHM — Symposium international sur les aciers de précontrainte. Madrid 1968, p15 à 38 (cf. p20).
- M. BRACHET — Exposé à la conférence des Arts Chimiques (23-4-1971).

Bibliographie particuliere

- Essais de corrosion sous tension de fils de précontrainte. R. SCIMAR (Travail à diffusion limitée — avril 1972—effectué avec le soutien financier de l'IRSIA).
- Corrosion sous tension de fils de précontrainte. R. SCIMAR (Travail à diffusion limitée — avril 1975 — effectué avec le soutien financier de l'IRSIA).
- Essais de corrosion sous tension de fils de précontrainte R. SCIMAR et B. de HALLEUX. Travail à diffusion limitée — mai 1977).

Summary

The susceptibility of steel wires to hydrogen embrittlement is an important factor in their use in prestressed concrete. Thus, there is an urgent need to set up a laboratory test which would predict their behaviour in these conditions.

In this paper, the authors relate the results of their

experiments and show that the application of cathodic polarization to wires submitted to uni-axial tension in NH_4SCN and at room temperature may lead to a practical method of testing; it provides good discrimination combined with a short test duration.

Corrosion and corrosion protection of underground pipes

by Shozo Nagao

Kubota, Ltd, Japan

Buried water pipes, gas pipes, etc. are subject to so-called soil corrosion, depending on the conditions of the surrounding soil. Depending on its corrosivity, this corrosion affects the life of a pipeline.

Nonetheless, soil induced corrosion is one of the least known types of corrosion. This Paper reports on the results of experiments in Japan into soil corrosion, especially in the corrosion and corrosion protection of the nuts and bolts used in pipe joints. Further, there are presented the results of Japanese studies on protection by polyethylene sleeving.

1 Study of the causes of soil corrosion

Whilst it is generally acknowledged that soil induced corrosion of metals is an electrochemical phenomenon in which aqueous solutions act as media, potential difference is the driving force for such electrochemical reactions. The factors governing the reaction velocity are: the electrical conductivities of the particular environments and the diffusion rates of ions, oxygen, etc. Corrosion resulting from soil is difficult to elucidate, particularly as the environmental conditions involved are complicated and multifarious.

Therefore, initial investigations concentrated on the values that the potential difference as a driving force could actually have and what relationship this would have with actual corrosion.

In a preliminary experiment, a steel rod 3 mm in diameter and 300 mm long was well polished and the distribution of its surface potential was measured. Then this steel rod was cut into 44 small pieces, each 5 mm long. To each of the pieces leads were connected and the pieces were then embedded in epoxy resin in a straight line in the order in which they had been cut and insulated from one another, one face only of each piece being exposed. The test specimens thus obtained (Fig. 1) were dipped in water, buried in clay and the potential of each specimen measured. As shown in Table 1, whereas the potentials of specimens in water are within the range, $\bar{f} = -395$ mV to -459 mV, the values of those in clay vary over a wide range, e.g. from -113 mV to -860 mV. There was no correlation in the potential between the specimens in water and those in clay. The test indicated that, buried in the soil, the potential difference due to varying environments could be a far more important factor in corrosion than the potential difference due to heterogeneity of metal materials.

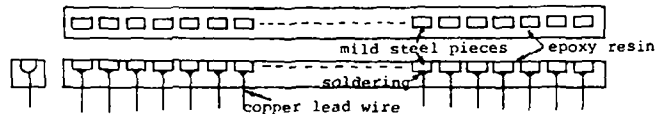


Fig. 1. Specimen for measurement of macro-cell conditions.

Table 1. Results of macro-cell potential distribution

	No. 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
potentials in tap water	mv -395	-435	-395	-490	-395	-395	-395	-409	-400	-395	-447	-447	-430	-422	-462	-480	-475
potentials in clay	mv -185	-600	-113	-635	-290	-600	-580	-157	-600	-610	-150	-660	-567	-330	-624	-622	-620
degree of corrosion in clay	mild	severe	mild	severe	mild	moderate	moderate	mild	severe	moderate	mild	moderate	severe	mild	mild	moderate	severe
	No. 18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
mv	-474	-415	-395	-430	-421	-403	-395	-395	-430	-475	-460	-478	-480	-478	-498	-495	-499
mv	-625	-550	-618	-620	-132	-295	-365	-365	-595	-220	-380	-625	-625	-620	-600	-560	-585
	severe	moderate	moderate	moderate	mild	moderate	moderate	moderate	severe	mild	mild	severe	severe	severe	severe	severe	moderate
	No. 35	36	37	38	39	40	41	42	43	44							
mv	-395	-493	-425	-478	-460	-430	-395	-467	-405	-410							
	-115	-610	-670	-540	-430	-860	-320	-400	-535	-142							
	mild	severe	severe	moderate	mild	mild	mild	moderate	mild	mild							

Table 2. Potential in field where nuts and bolts were severely corroded (copper sulphate electrode)

Site	potential to soil				bond current between pipe and bolt		
	iron pipe	corroded bolt (FCD)	corroded bolt (FCMB)	stainless bolt (13Cr)	corroded bolt (FCD)	corroded bolt (FCMB)	stainless bolt (13Cr)
No. 1	-625mv	-710mv	-740mv	-440mv	-12mA	-12mv	+0,05mA
No. 2	-650mv	-720mv	-730mv	-400mv	-12mA	-10mA	+1mA

Table 3. Soil analysis

	resistivity	pH	Cl ⁻ ppm	SO ₄ ppm	acidity ppm	alkalinity ppm	moisture content	soil
No. 1	120	6,8	2726	23	6	292	42	silt
No. 2	98	6,6	1752	39	8	200	35	silt

The specimens were then allowed to stand in electrical bond and after one month the potentials were measured again. Thereafter, the specimens were taken out and examined for the degree of corrosion. The potential distribution of each specimen after one month showed a trend substantially similar to that shown by the distribution obtained immediately after burial. Thus, the specimens which had shown high potentials immediately after burial showed relatively high potentials even after one month, whilst those which had initially shown comparatively low potentials showed low potentials after one month. As to the relationship of individual potential with the degree of corrosion of the individual specimen, there was a trend that specimens having high potentials were corroded little whilst those showing low potentials were severely corroded.

The above findings suggest that in soil, the macro-cell effect created by non-uniform soil conditions is one of the major factors in soil induced corrosion. On the other hand, there are instances in which nuts and bolts in underground pipelines were severely corroded. These

instances of severe corrosion were almost invariably found in areas where the soil resistivity was low, such as coastal reclaimed areas, clay, humus, etc. A few examples of soil conditions and field potential data are given in Tables 2 and 3.

As will be apparent from the above potential data, the severely corroded bolts showed potentials lower than those of the cast iron pipes by about 100mv and the bond current between pipe and bolts was as high as 12 mA. It can be said that because of the great potential difference, a large corrosion current flowed into low resistivity soil via the pipe, thereby causing selective corrosion of the nuts and bolts.

In this connection, whilst the current is very high compared with the existing potential difference, this is presumably attributable to the cathode of this corrosion couple being an iron pipe with a very large surface area.

To investigate the cause of such generally low potentials of nuts and bolts compared with iron pipes, the potential distributions of bolts were measured. The result is indicated in Fig. 2. As will be seen from Fig. 2,

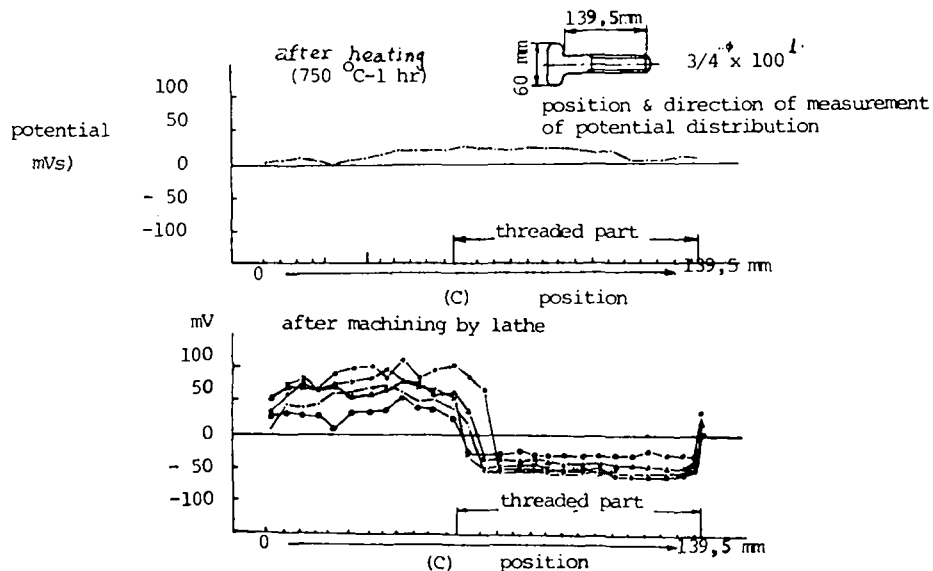


Fig. 2. Potential distribution of nuts and bolts.

for bolts machined by lathe or roll threaded, the potential of the threaded part became more negative than the unthreaded part by as much as 150 mv and this seems to be the cause of the negative potential of nuts and bolts. Moreover, field investigation of cast iron pipes revealed that whereas the pipes were installed relatively perfectly coated, in many cases the nuts and bolts used had coatings removed and were installed bare.

In other words, nuts and bolts having extremely small surface areas in comparison with the pipes used in underground pipelines in very corrosive soil come to have negative potentials compared to the pipes because of the machining, coating, and other treatments. Hence they form a local anode with the pipe, having a large area, functioning as a cathode with the result that current flows out concentrated through the nuts and bolts to cause selective corrosion of these members at an abnormally high rate.

Thus, as the driving force for soil induced corrosion, the local cell generated by the heterogeneity of soil particles, soil quality, etc. and the local cell due to the heterogeneity of the constituents of the pipeline may be mentioned and both seem to be major factors in soil induced corrosion.

It has been confirmed that the latter cell in particular affects greatly the corrosion of nuts and bolts used in underground pipeline joints.

2 Criteria for evaluation of the corrosiveness of soil

Whilst electrical potential is a cause of soil corrosion, this would not result in actual damage if the electrochemical reactions involved in the corrosion process were abated by the surrounding environment, even if a large potential difference was present.

In the case of soil induced corrosion, there are no theoretically well-grounded criteria for evaluating the corrosiveness of soil and most of the known criteria are empirical in nature. Some of them are as follows:

Table 6. Soil Evaluation Criteria of ANSI A21.5 (AWWA C105) Appendix

Items	Measured Values	Points
Resistivity (Based on single probe at pipe depth or water saturated Miller soil box)	<700 Ω·cm	10
	700~1 000	8
	1 000~1 200	5
	1 200~1 500	2
	1 500~2 000	1
	>2 000	0
pH	0~2	5
	2~4	3
	4~6,5	0
	6,5~7,5	0*
	7,5~8,5	0
	>8,5	3
Redox potential	>100mV	0
	50~100	3,5
	0~50	4
	<0	5
Moisture	Poor drainage, continuously wet	2
	Fair drainage, generally moist	1
	Good drainage, generally dry	0
Sulphides	Positive	3,5
	Trace	2
	Negative	0

* If sulphides are present and low or negative Redox potential results are obtained, 3 points shall be given for this range.

evaluation criteria, those of the American National Standard and the German Association of Water and Gas Specialists are presented in Tables 6 and 7 respectively. The former is an American standard concerned with the adoption of polyethylene sleeving as a corrosion protection measure against corrosive soil and evaluating the potential of soils to cause corrosion of pipes.

In parallel with such quantitative evaluation procedures, empirical methods for evaluating the corrosiveness of soil by the type of soil are used in practice. According to guidelines for the design of

Table 4. Relationship between corrosiveness of soil and its resistivity

Corrosiveness	Resistivity rate (Ω cm)				
	F. O. Waters	L. M. Applegate	V. A. Pritula	E. R. Shepard	Romanoff
Very severely corrosive	0-900	0-1 000	0-500	0-500	<700
Severely corrosive	900-2 300	1 000-5 000	500-1 000	500-1 000	700-2 000
Corrosive	2 300-6 000	5 000-10 000	1 000-2 000	indeterminable	2 000-5 000
Less corrosive	5 000-10 000	10 000-100 000	2 000-10 000		>5 000
Not corrosive	>10 000	>100 000	>10 000		

Table 4 shows a classification of the corrosiveness of soil according to the resistivity and in Table 5 is a classification according to the redox potentials of soil. Each of these criteria is based only on one particular aspect of corrosion. It is most rational to evaluate soil corrosiveness by overall observation. As examples of

Table 5. Relationship between Redox potential of soil and its corrosiveness

Eh range (mV)	Degree of anaerobic corrosion
<100	Very severe
100~200	Corrosive
200~400	Less corrosive
>400	Not corrosive

waterworks issued by the Japanese Water Works Association, areas where acidic plant effluents, contaminated river waters, etc. permeate into the ground, coastal zones where the salt concentration of underground water is high, embankments of sulphide-containing wastes, peat, waste tips, etc., are considered to be corrosive.

In addition, it is thought in the USA and Europe that Coastal marshy soils, humus, clay, etc., are generally highly corrosive. In the DVGW GW-9, corrosiveness by type of soil has been represented by numerical values, thereby being an integral part of the quantitative standard.

Over 10 points signifies soil conditions are corrosive to grey or ductile cast iron pipe, so protective measures should be considered.

Table 7. Standard of German Association of Water and Gas Specialists (DVGW GW9)

Items	Measured values	Points
Composition of soil	C Calcareous	+2
	CM Marly limestone	+2
	SM Sandy marl (lime silt) (not stratified)	+2
	S Sand	+2
	S Loam	0
	SL Sandy loam (Loam content: under 75%)	0
	LM Marly loam	0
	SA Sandy clay (silt content: under 75%)	0
	A Clay	-2
	AM Marly clay	-2
	H Humus	-2
T Peat	-4	
LS Thick loam	-4	
SA Marshy soil	-4	
Underground water level at depth	N not present	0
	P present	-1
	V variable	-2
Soil conditions	SN natural bed	0
	Sr embanked bed	-2
	S ₁ same kind of soil in construction area	0
	S ₂ different kinds of soil in construction area	-3
Resistivity	Over 10 000 Ωcm	0
	10 000-5000	-1
	5000-2300	-2
	2300-1000	-3
	Under 1000	-4
Moisture content	Under 20%	0
	Over 20%	-1
pH	Over 6	0
	Under 6	-2
Redox potential	Over +400 mV	-2
	+200 to +400	0
	0 to +200	-2
	Under 0	-4
Sulphides and hydrogen sulphide	Negative	0
	Trace	-2
	Present	-4
Carbonate content	Over 5%	+2
	1 to 5	+1
	Under 1	0
Sulphate ion	Under 200 mg/kg.	0
	200 to 500	-1
	500 to 1000	-2
	Over 1000	-3
Cinders, cokes	Negative	0
	Positive	-4

The above standard for evaluating the corrosiveness of a soil is based on factors such as tendency to generate potential differences through contact of buried metal with soil (clay, cinders, peat, humus), the circuit resistance of the local cell (soil resistivity, moisture content, Cl⁻, SO₄⁻), polarization resistance (pH, Redox potential, sulphide, carbonate), etc. and this may be regarded as fairly reasonable. However, it may be necessary to apply actual examples to this standard and improve the degree of precision of the standard in accordance with actual results.

3 Measures against the corrosion of nuts and bolts

The causes of abnormal corrosion of nuts and bolts are mentioned above and to prevent such phenomena,

the following theories are available:

- (1) The potential of the bolts and nuts is made nobler than that of the pipe.
- (2) Insulation of the nuts and bolts to prevent the formation of a local cell and simultaneously to prevent contact with the soil.
- (3) Cathodic protection of the nuts and bolts together with the pipe.

Amongst the methods included in item (1) are:— alloying methods, surface treatment methods (plating, cement coating, chemical finishing), coating, etc. In the case of cast iron, it is possible to adopt a method in which base metals are heated at a high temperature so as to form an oxide film. In other words, when ductile cast iron is heated at a temperature above 750°C, an oxide film consisting predominantly of iron silicate, iron oxide, FeO, Fe₃O₄, etc. is formed in a thickness of about 50 μm on the surface of the iron and the potential becomes nobler than that of the base metal by 100 to 150 mV. In case of nuts and bolts, this method is effective in that the potential of the machined part becomes nobler and the whole potential becomes uniform.

Investigations were made into measures for the improvement of the corrosion resistance of nuts and bolts in pipelines through laboratory experiment and field burial tests conducted under various soil conditions. Fig. 3 shows the open circuit potential of nuts and bolts of various types fitted to pipe specimens buried in the loam versus time. These experiments included investigations of Cu, Cr, Ni, Zn, Sn, Sb, As, Pb, Cd, etc., as alloying elements, Zn plating, shelladizing, Pb plating, nickel plating, chrome plating, etc. as plating and coal-tar, tar-epoxy, powder epoxy, bituminous, zinc-rich paint, etc., as coating and surface oxidation, chrome plating, Parkerizing, etc., as surface treatments.

Effective countermeasures were found to be the addition of more than 1% Ni, surface oxidation, chrome plating, tar-epoxy coating, epoxy powder coating, etc. Of these methods, that which is definitely effective and most economical is surface oxidation by heating following the threading of nuts and bolts, so a burial test of a mechanically jointed pipe was made to confirm the effect of this method.

It was found that nuts and bolts fixed to a pipe were corroded more severely than those buried alone, and uncoated and untreated nuts and bolts fixed to a coated pipe were most severely corroded. On the contrary, neither surface-oxidized nuts nor bolts were severely corroded, thereby displaying the effectiveness of surface oxidation. Comparison between non-alloy ductile cast iron and 1% Ni ductile cast iron as base metals to be surface oxidized suggests that the properties of both hardly change. Table 8 shows the test results obtained after 9 years and 4 months. Based on the above results, the Japanese Ductile Iron Pipe Association revised the standards for ductile iron pipe in 1976 and prescribed that nuts and bolts used for mechanical joints would be threaded followed by heating them at a temperature over 750°C which would form an oxide film of superior adhesion whilst guaranteeing coating and further that the threaded portion would be lubricated to prevent sticking due to the coating material. These standards have been extensively enforced.

These surface oxidized nuts and bolts have been used partially for pipelines since 1970. Investigations were made 7 to 8 years later on a ductile cast iron pipeline buried in the coastal zone whose soil has about 400 Ωcm resistivity. The results revealed that whereas ordinary nuts and bolts were severely corroded and their potential was negative compared to that of the pipe, surface oxidized nuts and bolts were only slightly corroded and their potential was nobler than that of the pipe. Thus, none of them were causing problems and, in addition, there was little corrosion of the pipe. The

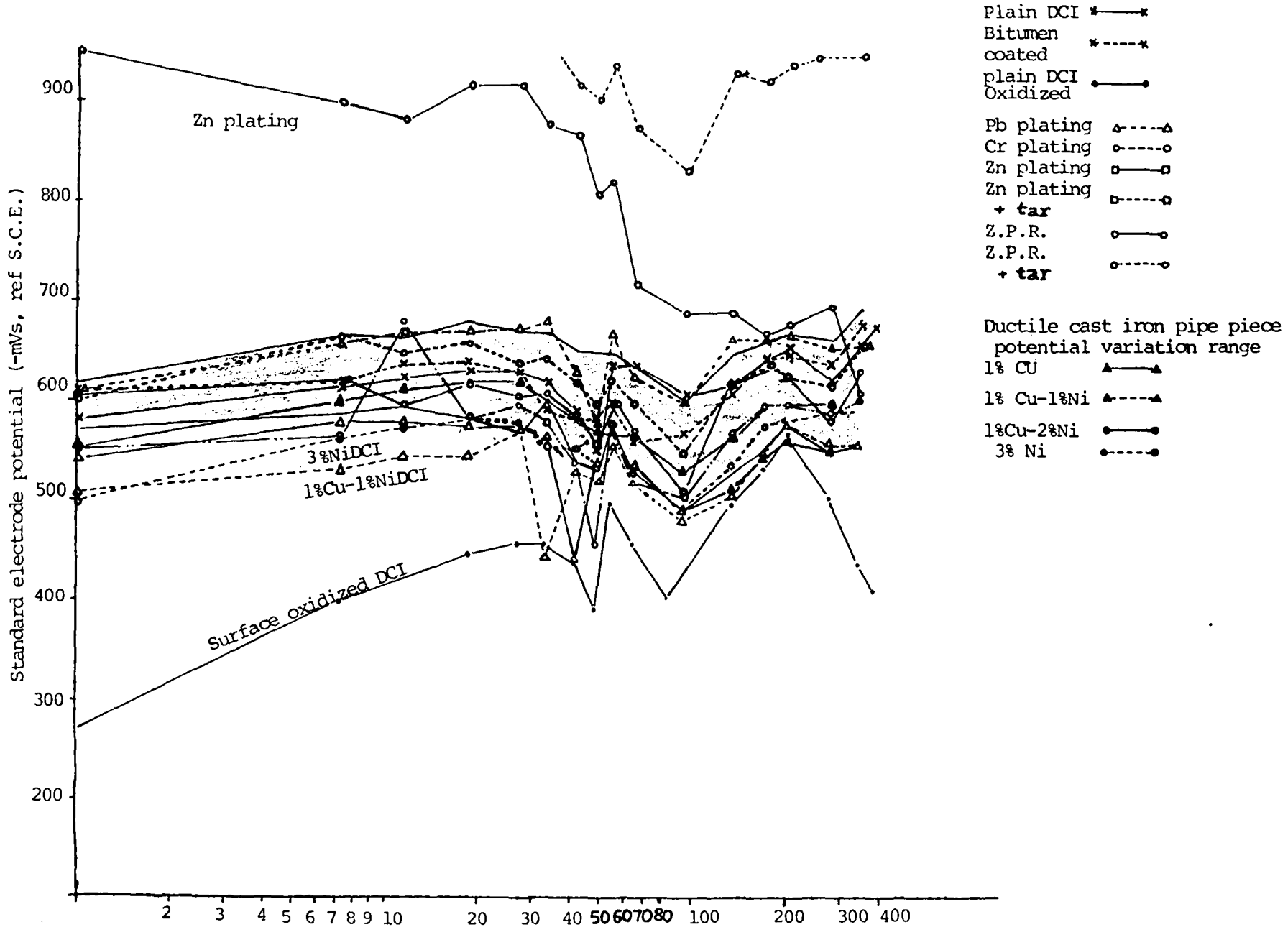


Fig. 3. Open circuit potential of coupled test piece buried in the loam potential to soil vs time

Table 8. Burial test result of corrosion of surface oxidized nuts and bolts coupling 200 mm ϕ mechanically jointed ductile iron pipe (9 years and 4 months later)

Type of nuts and bolts coupling pipe	Kind of pipe	Corrosion loss	Maximum pitting		Open circuit potential after 9 years and 4 months
			Artificially scratched part	Pitting at other parts	
Plain SS uncoated	coated	18039	0,38 mm	4,23 mm	-548 mV
1% Ni-surface oxidized DCI uncoated		1852	0,57	0,13	-400
Plain surface oxidized DCI uncoated		2196	nil	0,17	-385
— do —		1257	0,40	0,10	-420
— do —		1293	0,45	nil	-360
Ni-Cr-Cu low alloy DCI uncoated		2312	nil	0,35	-420
200 mm ϕ DCI pipe	— do —	—	—	—	-500



Fig. 4. Scene of burial test of nuts and bolts coupling 200 mm ϕ mechanically jointed cast iron pipe.

influence exerted by galvanic currents due to the cathodic properties of the nuts and bolts was negligible since the surface area of the pipe was relatively large. Thus, it has been shown that as a corrosion protection method for nuts and bolts used for jointing pipelines, it is *effective and highly reliable to make the potential of then nobler than that of the pipe.*

4 Soil induced corrosion protection method for pipelines

As mentioned in section 1, the corrosion of underground pipes due to soil are largely attributable to macro-cell conditions resulting from the heterogeneity of soil and long line currents. In this connection, polyethylene sleeving is a method which prevents both direct contact of the pipe with such heterogeneous soil and the supply of oxygen that is a major cause of corrosion. This method is used extensively in Europe, USA and Japan.

The efficacy of polyethylene sleeving was confirmed by a field burial test. Five pieces of 100 mm ϕ \times 4 m ductile cast iron pipe with a mechanical joint were jointed and buried, then corrosion tests were made. Each piece of pipe was treated differently, (1) uncoated (2) bitumen coated (3) uncoated and wrapped in polyethylene sleeve (4) bitumen coated, wrapped with a polyethylene sleeve and cathodic protection by Mg (5) bitumen coated, wrapped in a polyethylene sleeve and cathodic protection by external power source (6) bitumen coated and wrapped in a polyethylene sleeve. Each pipeline was insulated at the joint by rubber rings and leads were taken from each spigot and socket to a terminal box so that measurements of potential could be made. The pipeline was buried with 500 mm of cover and simultaneous with an electric measurement being made, the specimens were dug up periodically to determine corrosion loss. The joint part of the cathodically

Table 9. Potential differences between adjoining pipes in the field burial experiment

	No. 1 SK—No. 2 SP		No. 2 SK—No. 3 SP		No. 3 SK—No. 4 SP		No. 4 SK—No. 5 SP	
	After 1 month	After 5,3 years	After 1 month	After 5,3 years	After 1 month	After 5,3 years	After 1 month	After 5,3 years
B-line; bitumen coating + P.E. sleeve	± 0 mV	+14mV	± 0 mV	-9mV	± 0 mV	+24mV	± 2 mV	+2mV
C-line; bitumen coating	+5mV	-46mV	+10mV	+30mV	+70mV	-40mV	+25mV	+12mV
E-line; uncoated + P.E. sleeve	+2mV	-11mV	+5mV	± 0 mV	-10mV	-6mV	± 0 mV	+25mV
F-line; uncoated pipe	+120mV	-35mV	-20mV	-9mV	± 0 mV	-58mV	+50mV	+250mV

Table 10. Result of field burial tests of corrosion protection by polyethylene sleeving

Test pipe No.		No. 1		No. 2		No. 3		No. 4		No. 5		av. value or max. value	
		After 6 months	After 5,3 years	After 6 months	After 5,3 years	After 6 months	After 5,3 years	After 6 months	After 5,3 years	After 6 months	After 5,3 years	After 6 months	After 5,3 years
A-line; bitumen coating + P.E. sleeve + cath. protection (external source)	av. wt. loss (mdd)	0,25	1,19	0,50	0,70	0,13	0,77	1,94	1,10	2,31	0,60	1,03	
	max. pit depth (mm)	0	0,20	0	0,23	0	0	0	0,12	0	0	0	0,23
B-line; bitumen coating + P.E. sleeve	av. wt. loss (mdd)	2,19	0,27	0,06	0,33	2,38	0,52	1,38	0,42	0,44	0,41	1,29	0,39
	max. pit depth (mm)	0	0,27	0	0,26	0	0,11	0	0	0	0	0	0,27
C-line; bitumen coating	av. wt. loss (mdd)	1,31	1,82	2,88	2,77	4,44	3,04	3,31	1,93	2,50	2,15	2,89	
	max. pit depth (mm)	0	0,59	0	0,59	0	0,72	0	0,36	0	0,99	0	0,99
D-line; bitumen coating + P.E. sleeve + Mg	av. wt. loss (mdd)	1,09	0,68	0,06	0,24	1,44	0,50	1,68	0,37	1,18	0,30	1,08	0,42
	max. pit depth (mm)	0	0,09	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,09
E-line; uncoated + P.E. sleeve	av. wt. loss (mdd)	4,25	2,90	2,31	2,29	4,06	2,85	0,94	2,40	2,69	1,77	2,85	
	max. pit depth (mm)	0	0,27	0	0,24	0	0,19	0	0,22	0	0,21	0	0,27
F-line; uncoated	av. wt. loss (mdd)	36,50	7,41	15,06	7,12	13,38	7,90	11,19	6,12	25,13	5,53	20,25	6,82
	max. pit depth (mm)	0,54	0,95	0,67	0,93	0,23	1,08	0,51	1,22	0,42	0,77	0,67	1,22

protected pipeline was always bonded. Also, as to cathodic protection by external power source, the current was adjusted to -900 mV (cf CuSo_4 electrode). The current density necessary to maintain the potential at -900 mV was about $0,12\text{ mA per m}^2$ in the case of pipes wrapped in polyethylene sleeves. This value had hardly changed five years after burial, thus demonstrating the excellent performance of insulation by polyethylene sleeving.

Table 9 presents measured values of potential difference of each piece of pipe not cathodically protected whilst Table 10 presents the results of measurement of corrosion loss. As seen from Table 9, even in a length as short as 4 m, a potential difference exceeding 200 mV was measured, thereby suggesting the possibility that long line current corrosion due to macro-cell conditions would take place. On the other hand, when the pipe was wrapped with polyethylene sleeving, the environment that the pipe would encounter in contact with heterogeneous soil is changed into a comparatively homogeneous environment between the pipe and that water which permeates into the polyethylene sleeve with the result that the potential difference of adjoining pipes is reduced to about 20 mV , thus showing the effect of reducing the corrosion tendency due to macro-cell conditions.

The investigation revealed that soil adhered tightly

to the surface of an unprotected pipe which caused rusting and uneven corrosion whereas the pipeline wrapped with polyethylene sleeving showed uniform surface conditions. Also, in case of bitumen coated pipes, particles in the soil penetrated the coating due to soil pressure and furthermore soil stress damaged the film, causing partial corrosion. In the case of pipe wrapped with polyethylene sleeving, the polyethylene film effectively protected such soil stress. As such, this method is a highly effective form of corrosion protection.

As indicated in Table 10, pipe wrapped in polyethylene sleeving showed very little pitting and its corrosion loss was very small. Moreover, when polyethylene sleeving was applied to a pipeline in an area where stray currents existed, thanks to its superior insulation properties, it was possible to minimize the pick-up of stray currents. Thus, this method is also effective protection against stray current electrolysis.

As polyethylene sleeving is an economical and effective method of protecting ductile iron pipe against corrosion, in Japan, Europe and the USA the method has gradually become popular since 1968. Thus in the guidelines for the design of waterworks issued by the Japanese Water Works Association, this method is recommended for corrosion protection in corrosive soil. The Japanese Ductile Iron Pipe Association has standardized this as JCPA Z2005.

Résumé

Le rapport présente une étude dans le cadre de la corrosion des conduites enterrées. On distingue d'une part la corrosion (macrocellulaire) due à l'hétérogénéité du sol et d'autre part la corrosion galvanique (ou microcellulaire).

Le rapport énonce également des critères d'évaluation de la corrosivité des sols.

Comme exemple typique de ces facteurs, on commente des résultats de mesures effectuées sur des

macrocellules formées par le sol.

Différents types de revêtements de conduite ont été ainsi essayés et ont mis en évidence l'intérêt d'une protection par gaine de polyéthylène.

Le rapport fournit également des informations sur la corrosion des boulons et des écrous d'assemblage des conduites et cite des méthodes permettant de combattre cette corrosion.

International standing committee on water distribution
Comité International permanent sur la distribution de l'eau

Contents
Les matières

Subject 1—Pipelines laid in difficult conditions, including earthquake zones. (T. Mikaoka—Japan)	Page Q2—Q9
Résumé en français	Page Q9—Q10
Subject 2—Domestic installations (W. C. Wijntjes—Netherlands)	Page Q11—Q15

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Pipelines laid in difficult conditions including earthquake zones

by T. Mikaoka

General Manager Pipe Engineering Laboratory, Kubota Ltd., Japan

1 Introduction

The movement of population towards cities, improvements in the standard of living and industrial development on an extensive scale have increased the importance of underground pipelines used for water supply and drainage, industrial water supply, generation of electric power, telegrams and telephone communication.

In Japan, where land is so limited, pipelines are compelled to be laid in soft ground such as land reclaimed from the sea or from marshland.

Furthermore, Japan is a country subject to frequent earthquakes. In these circumstances, protecting underground pipelines from subsidence of soft ground or from earthquakes has been a most important subject requiring highly developed techniques. The main characteristic of pipelines laid underground is that they are subjected more directly to ground movement than structures above ground.

Subsidence of soft ground is a deformation which takes place over a long period of time compared with

movements caused by earthquakes which take place in a short time.

In either case, stopping the relative movement of the ground is the key to the solution of the problems.

2 Settlement of soft ground and countermeasures against subsidence of underground pipelines

2.1 General definition of soft ground

Soft ground is difficult to define quantitatively, but Fig. 1 represents a model of the configuration of a district where soft ground is liable to be developed. Common features of soft ground are that it is liable to be developed in places where river flows or coastal currents are stagnant, shielded by a projecting ridge or headland and where the gradient of the ground is less than 1:2000.

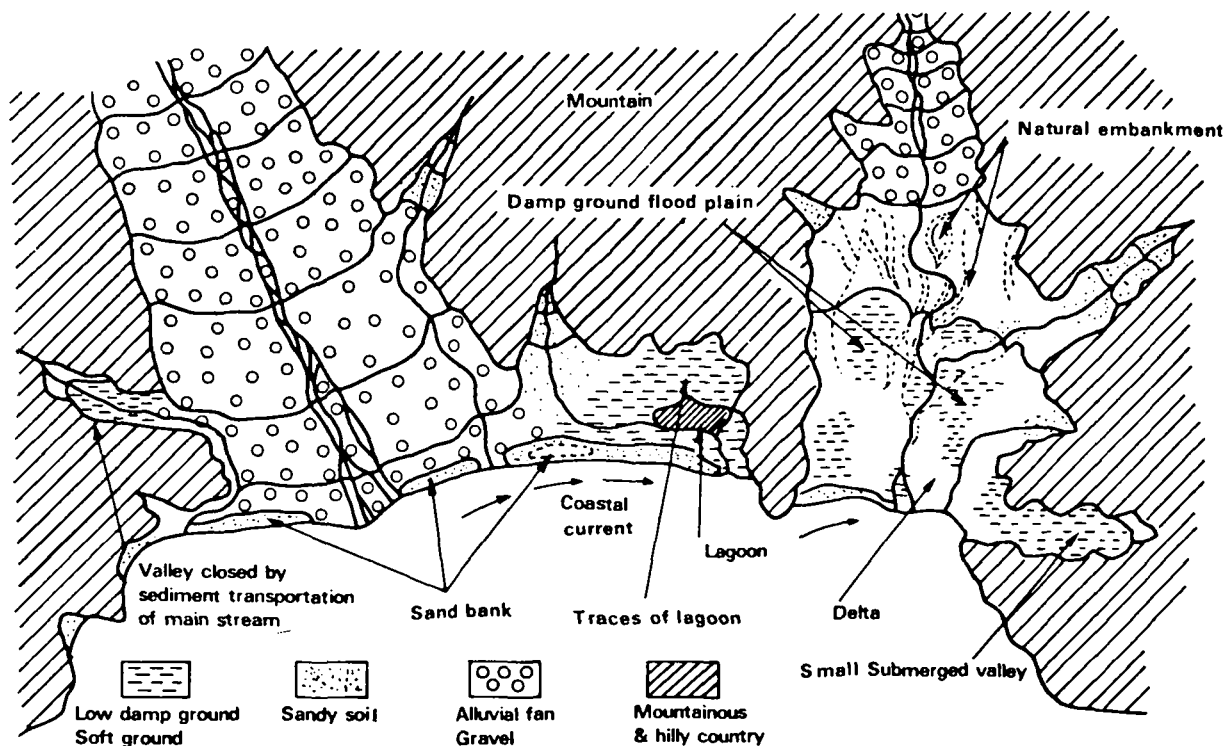


Fig. 1 Configuration liable to soft ground

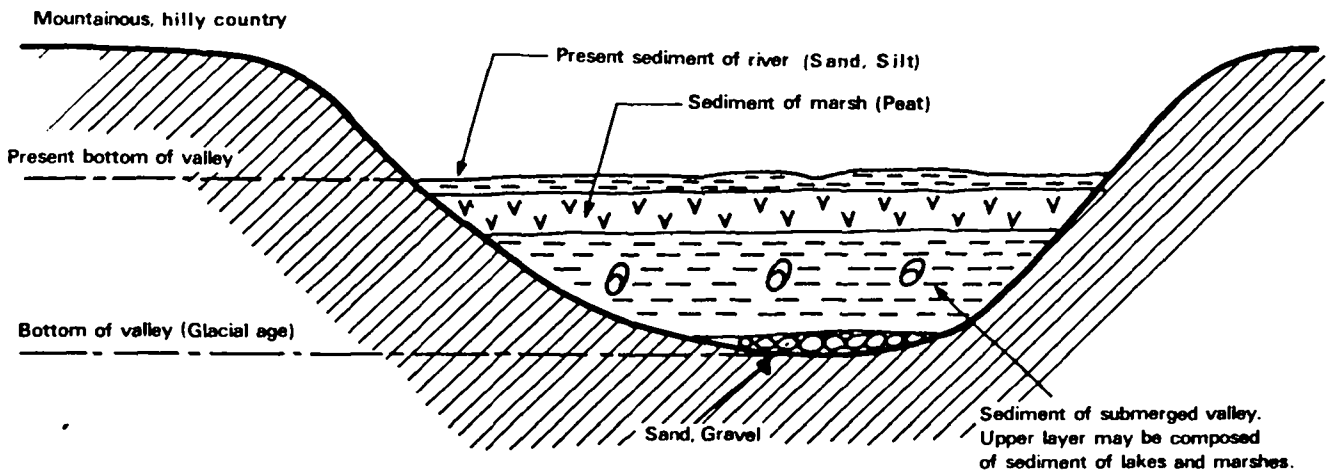


Fig. 2 Sectional view of typical soil layers of soft ground

The typical soil layers in soft ground are shown in Fig. 2.

2.2 Calculation of settlement due to consolidation and consolidation time

Generally, an estimate of settlement due to consolidation may be obtained by the following formula:

$$\delta = H \frac{C_c}{1 + E_o} \log \left(1 + \frac{\Delta P}{P} \right)$$

Where,

- δ : Settlement due to consolidation
- H : Thickness of soft ground
- E_o : Initial void ratio
- C_c : Compression index
- P : Preload
- ΔP : Incremental load

And the estimated consolidation time of the clay layer may be obtained by the following formula.

$$t = \frac{H^2 T}{4C_v} \text{ (for drainage in both directions)}$$

where,

- t : Time elapsed up to consolidation
- H : Thickness of clay layer
- T : Time factor for consolidation
- C_v : Average coefficient of consolidation

The results of actual measurements on several pipelines were virtually the same as the results obtained from calculations using the above formulae.

2.3 Countermeasures against settlement of underground pipelines

2.3.1 In cases of even settlement

In cases where settlement of the ground takes place evenly there will be no displacement or expansion and contraction among the pipes no matter how large the settlement may be. Therefore, it causes no problems with the pipeline. Even in cases of slightly uneven settlement, within limits a pipeline constructed with flexible joints may take up the form of a curve without causing stress in the pipe body and enabling it to follow the downward movement of the ground, as shown in Fig.

3. In cases where pipes are laid on the very soft bottom of an excavation, care should be taken to limit the maximum flexure of the joint. This may be achieved by bedding the pipe on approved granular fill or by providing a continuous ladder type wooden bed. As an example, in a pipeline 90 m in length composed of pipes 6 m long, the maximum settlement of the pipeline at its centre is calculated and specified in the following table—on condition that each joint bends by an equal amount.

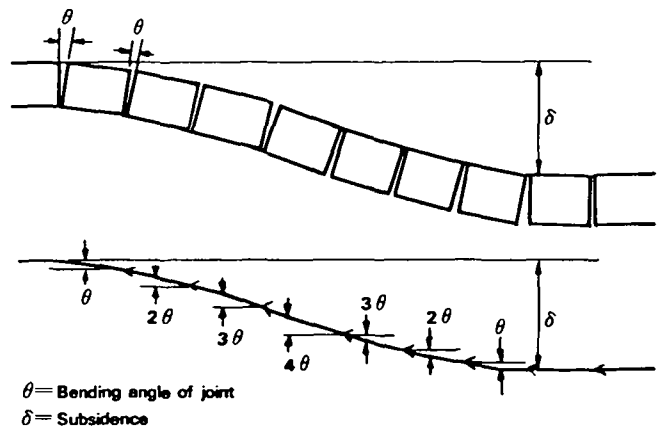


Fig. 3 Adaptability of pipeline

Table 1 Example of max. settlement to which pipeline is adaptable

Bending Angle (θ)	30'	1°	1°30'	2°	2°30'	3°
Settlement δ (m)	0,84	1,68	2,52	3,36	4,20	5,03

2.3.2 In cases of markedly uneven settlement

In cases where settlement is expected to be so large that employing sleeves alone on the pipeline is not enough to absorb the large deflections, special types of joints will be employed in constructing the pipeline. They are as follows:

(a) SW Joint

This joint is provided with a device to prevent pulling apart as well as permitting bending and lateral movement.

3 Earthquake engineering for underground pipelines

3.1 Damage to underground pipes caused by earthquakes and its characteristics

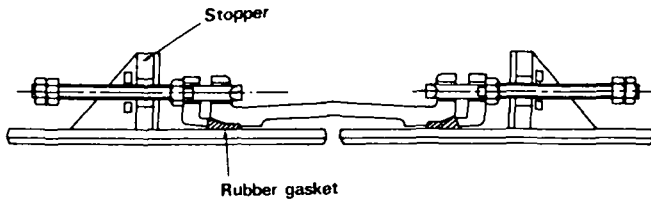


Fig. 4 SW Joint

(b) Earthquake-proof S Joint

This joint is basically the same as the SW Joint but is provided with a greater bending and expansion contraction allowance and anti pull-out capability.

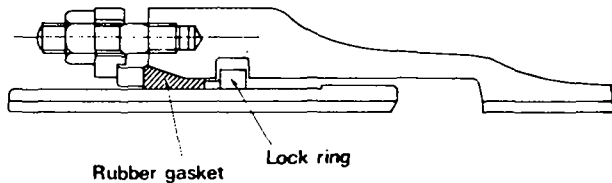


Fig. 5 S Joint

(c) Double ball joint

This joint is composed of two ball joints and will tolerate a considerable amount of uneven settlement.

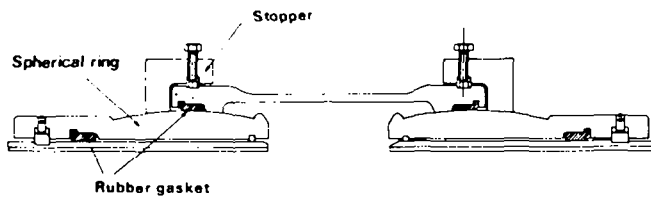


Fig. 6 Double ball joint (DBJ)

3.1.1 Damage to underground pipes

- (a) Kantoo Earthquake (Sept. 1, 1923)
Cast iron pipes of less than 900 mm dia. were badly damaged. Damage occurred frequently not in soft ground but rather at points where the soil changed from loam to alluvium.
- (b) Fukui Earthquake (June 28, 1948)
This was a case in which the epicentre was very near. Pipelines laid in the direction of the epicentre were badly damaged.
- (c) Niigata Earthquake (June 16, 1964)
A great deal of damage was done, mainly in the basin of the River Shinano. Liquefaction, causing sinking of buildings and floating up of valve chambers and others increased the damage.
- (d) Tokachi Offshore Earthquake (May 16, 1968)
Immediately before the earthquake there was heavy rain which caused damage to pipelines laid in soft ground. Details of the damage are shown in Table 3.

3.1.2 Characteristic of damage according to the kind of pipes

Damage to the pipelines may be classified by pipes and joints as described in Table 4.

Table 2 Damage to the pipelines in Niigata Earthquake

	Grey Iron Pipe	Steel Pipe	Ductile Iron Pipe	Asbestos Cement Pipe	Concrete Pipe	Others
Water Pipe	Slipping out of socket and spigot caulked joint. Slipping out of mechanical joint. Breakage of flange joint. Breakage of pipe barrel. Crack on pipe socket. Breakage of pipe fitting (Cross & Tees)	Breakage or cracks on welded joint. Breakage of Victaulic joint housing. Bending of pipe barrel. Breakage of spiral weld. Deformation of fitting.	No damage	Breakage of pipe barrel. Slipping out of joint.		Breakage of Tap. Slipping out of lead pipe from tap. Breakage of gate valve.
Industrial Water Pipe				Breakage of pipe barrel. Slipping out of joint.	Breakage of pipe barrel. Crack on socket.	
Gas Pipe	Slipping out of mechanical joint and Type G joint. Crack on Socket. Breakage of pipe barrel.	Breakage of welded joint. Bending of pipe barrel. Buckling of pipe barrel.				Breakage of drip pot.
Sewage Pipe					Breakage of pipe barrel. Slipping out of joint.	
Power Plant Pipe			Slipping out of mechanical joint. Breakage of Victaulic joint housing.			

Note: The column not filled up means that the pipes concerned were either not laid at that time or no definite results of the survey were obtained.

Table 3 Damage to the pipeline in Offshore Tokachi Earthquake

	Grey Iron Pipe	Steel Pipe	Ductile Iron Pipe	Asbestos Cement Pipe	P.S. concrete Pipe	Concrete Pipe	PVC Pipe
Water Pipe	Slipping out of socket and spigot lead caulked joint. Slipping out of mechanical joint. Breakage of pipe barrel. Breakage and crack of pipe fitting.	Breakage or crack of welded joint. Leakage at expansion joint. Bending of pipe barrel.	No damage	Breakage of pipe barrel. Leakage at Gibault joint, Slipping out of joint. Washed away together with road.	Leakage at joint	Breakage of pipe barrel. Longitudinal crack on pipe barrel. Slipping out of joint.	Breakage of joint.
Industrial Water Pipe		No damage.	No damage.		Breakage of Socket. Slipping out of joint. Leakage at joint.		
Gas Pipe	Slipping out of lead or yarn caulking.	Breakage of bend.					Breakage of tee or nipple.
Power Plant Pipe			Leakage at the special joint (Closure Joint)				
Plant Pipe	Leakage at the special joint. Slipping out of socket and spigot joint. Crack on flange joint. Breakage of threads of tap. Longitudinal crack on pipe barrel.	Buckling of tees. Breakage of bend.	No damage.				

Note: The column not filled up means that the pipes concerned were either not laid at that time or no definite results of the survey were obtained.

Table 4 Classification of damage by the kind of pipes

Pipes	Damage to Pipeline	
	Pipe	Joint
Grey Iron Pipe (Socket & Spigot, Lead Caulking Joint)	Breakage (Small dia. pipe)	Loosening Slipping out Breakage
Ductile Iron Pipe (Mechanical Joint)	No damage	Loosening Slipping out
Steel Pipe (Welded Joint)	Buckling Bending	Breakage
Concrete Pipe	Breakage	Breakage
High Polymerized Pipe (Bonded Joint)	Breakage	Breakage

3.1.3 Movement of soil and structures and forces exerted on pipeline

In cases where movement of the soil and structures restricting the pipeline is large, the pipeline is damaged.

The relationship between movement of soil and structures and the force to which the pipeline is subjected may be classified as described in Table 5. The pipeline is subjected to the five forces such as tension, compression, bending, shearing and deformation of sectional area.

3.2 Behaviour of pipelines in earthquakes

3.2.1 Results of observations of the behaviour of pipelines in the Matsushiro serial earthquakes made by the Electric Power Central Research Institute

According to observations, propagation of a seismic wave can be classified into three modes:- a shearing wave projected from underground to the surface of the earth with an angle of incidence, a disturbed seismic wave due to repeated reflections in passing through the dipping layer, and a surface wave. It is the surface wave which causes damage to the pipeline.

Table 5 Movement of soil and structure and forces exerted on pipelines

Movement of soil and structure	Force to which pipeline is subjected
Elastic plastic deformation of soil	tension, compression, bending
Non-equal subsidence or upheaval	bending, tension, deformation of sectional area
Landslide	bending, tension, deformation of sectional area
Liquefaction of soil	bending, tension, deformation of sectional area
Occurrence of fault and its translation	shearing, bending, tension, compression, deformation of sectional area
Movement, subsidence and upheaval of structure	tension, compression, shearing, bending
Collapse of building on the ground	tension, compression, shearing, bending

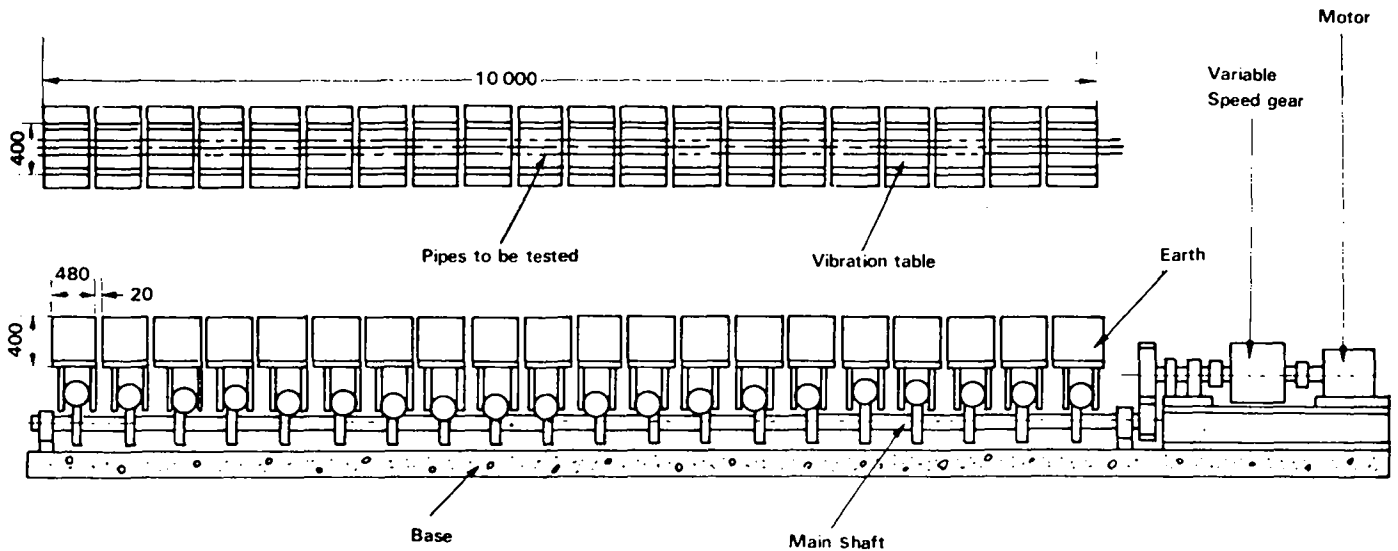


Fig. 7 Dynamic test equipment

The strain in the ground caused by the surface wave may be represented by the following equation.

where,

$$\epsilon = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A \cdot T}{V}$$

ϵ : Strain of ground
 V : Propagation velocity
 T : Cycle of seismic wave
 A : Acceleration of earthquake

In the case of soft ground, the strain obtained will be large, as T is large and V is small.

Underground pipelines will not vibrate in resonance with a seismic wave.

The strain of the pipe is almost equal to that of the ground and is greater in the longitudinal direction.

If the longitudinal strain is expressed by ϵ_A and the strain in the bending direction by ϵ_B , then the following equation should hold,

$$\frac{\epsilon_A}{\epsilon_B} = \frac{L}{\pi D} \quad \text{where,}$$

L : Wave length ($L=V \cdot T$)
 D : Diameter of pipe

3.2.2 Vibration experiments conducted by the Cast Iron Pipe Research Department, Kubota Ltd.

As the behaviour of the pipeline is governed by the behaviour of the ground, the behaviour of the pipeline and ground has been studied by employing a propagating wave generated by mechanical motion.

As shown in Fig. 7 the vibrating equipment used in this study is composed of 20 vibrating tables arranged in a line, designed to cause each table to vibrate reciprocally in a shifted phase from the others, thus giving different relative displacements between tables.

The soil placed on the vibrating tables is moved forcibly in reciprocal motion and, at the same time, repeatedly compressed or expanded thus reproducing seismic wave motion.

The specification of the vibration experiment equipment is as follows:

- * Wave and propagating direction: Sine and compression wave Longitudinal direction
- * Wave length (L): 0 . . . 100 m
- * Setting acceleration (A): 0 . . . 400 gal
- * Period (T): 0,4 . . . 1,2 sec
- * Amplitude (A_0): 0 . . . ± 76 mm
- * Strain of ground: 0 . . . $\pm 4500 \times 10^{-6}$
- * Soil: sand, clay and others (optional)
- * Earth pressure: 0 . . . 4 t/m²

- * Pipes to be tested: 50 . . . 100 mm dia., 10 m long (Material: optional)

The results of this experiment showed that the strain created in the pipe is governed by the friction between pipe and soil and the following equation was obtained:

$$\epsilon_p = \frac{\pi \cdot D \cdot l \cdot f}{2 A_0 \cdot E}$$

where,

ϵ_p : Strain in axial direction of pipe

D : Outside diameter of pipe

l : Pipe length

A_0 : Sectional area of pipe

f : Dynamic friction for unit area.

In addition, the experiment showed that the expansion and contraction of joints is governed by the strain of the ground and the pipe length and the following equation was obtained:

$$e = (\epsilon - \lambda \epsilon_p)$$

where e : Expansion of joint

ϵ : Strain of ground

p : Strain of pipe

l : Pipe length

3.2.3 Observations of the behaviour of underground pipelines in actual service

With a view to confirming the safety of underground pipelines in case of earthquakes and of collecting data for earthquake-proof design, the behaviour of underground pipelines in actual service is under observation by the writers in Hachinohe, Tokyo and other places.

Fig. 8 represents the observation site in Hachinohe, which was started in May, 1975 and will be continued for five years.

Up to the present, data have been collected six times on earthquakes of the 3rd degree on the seismic intensity scale of the Japan Meteorological Agency (which is almost equivalent to the 5th degree on the modified-MERCALLI intensity scale) and thirteen times on 2nd degree JMA (which is equivalent to 3rd or 4th degree on the mM). Also, data have been obtained which elucidate the correlation between the strain of the ground, the strain of the pipe and expansion and contraction of the joint. Many more data and their analysis are expected to be collected in the future.

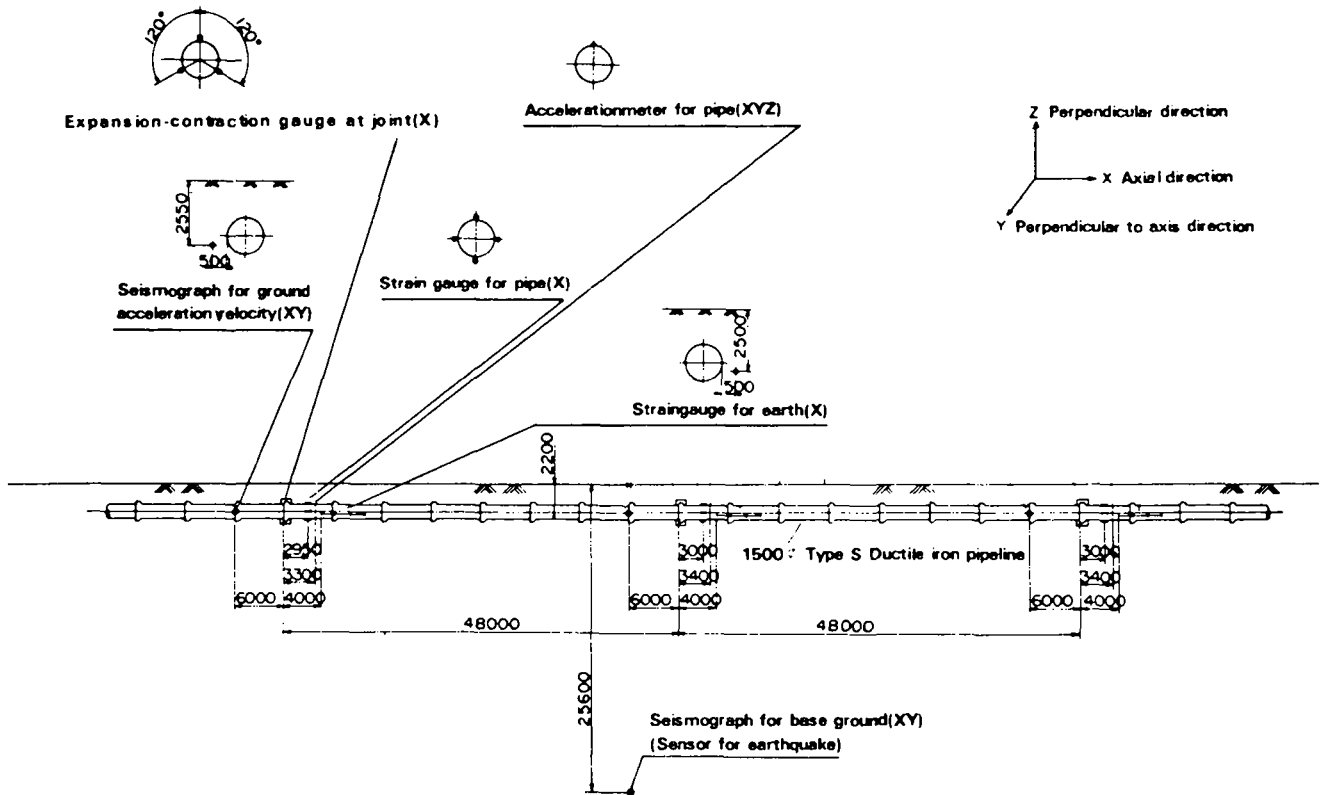


Fig. 8 Observation on actual pipeline

3.3 Earthquake-proof engineering for pipelines

3.3.1 Two basic lines of policy

There are two basically different lines of policy for earthquake-proof engineering for pipelines:-

- (a) Earthquake-proof engineering in a narrow sense, i.e. a rigid pipeline.

This aims to resist the earthquake-induced ground forces by providing a strong pipeline which is structurally rigid. However, there is a limit to the

strength of the pipe and the joint.

- (b) Evading the effects of the earthquake by using a flexible pipeline.

This method aims to evade the worst effects of earthquake-induced forces by constructing a flexible pipeline, which by permitting the expansion, contraction and flexibility of the joint enables the pipeline to absorb strain.

The problem is to what extent expansion, contraction and flexibility of the joint can be capable of evading the force of earthquake. It is possible to prepare to meet the requirement for expansion and

Pumping station

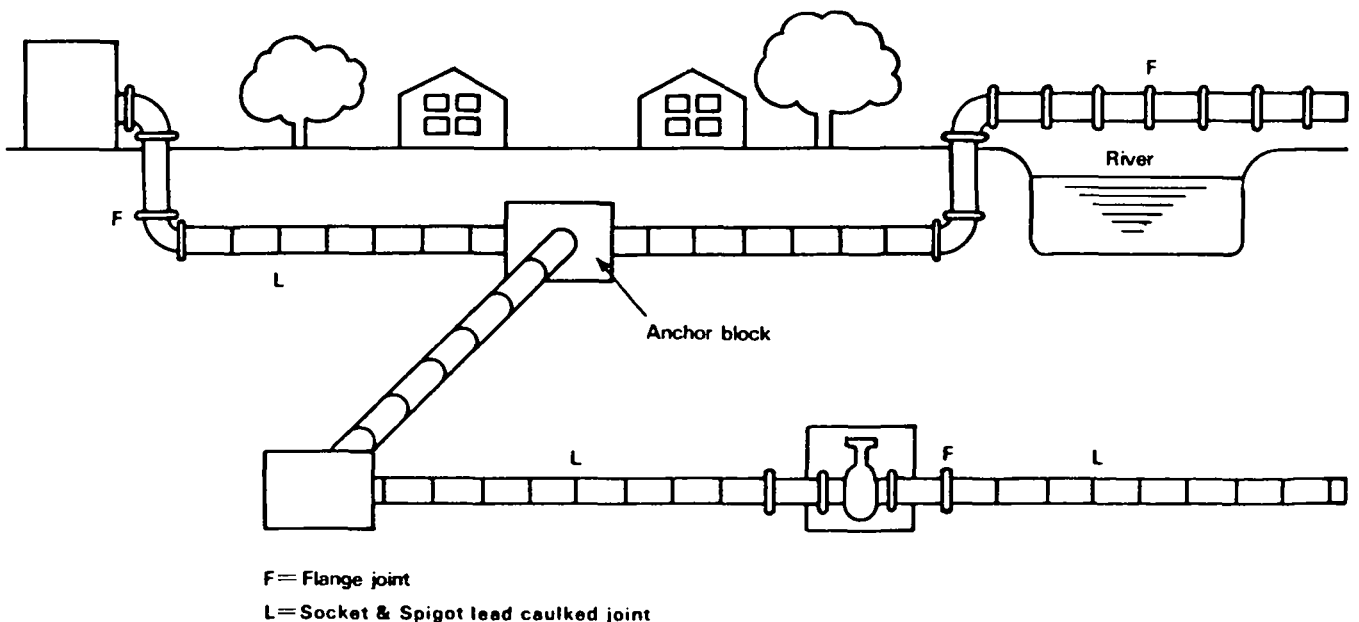


Fig. 9 An example of a rigid pipeline

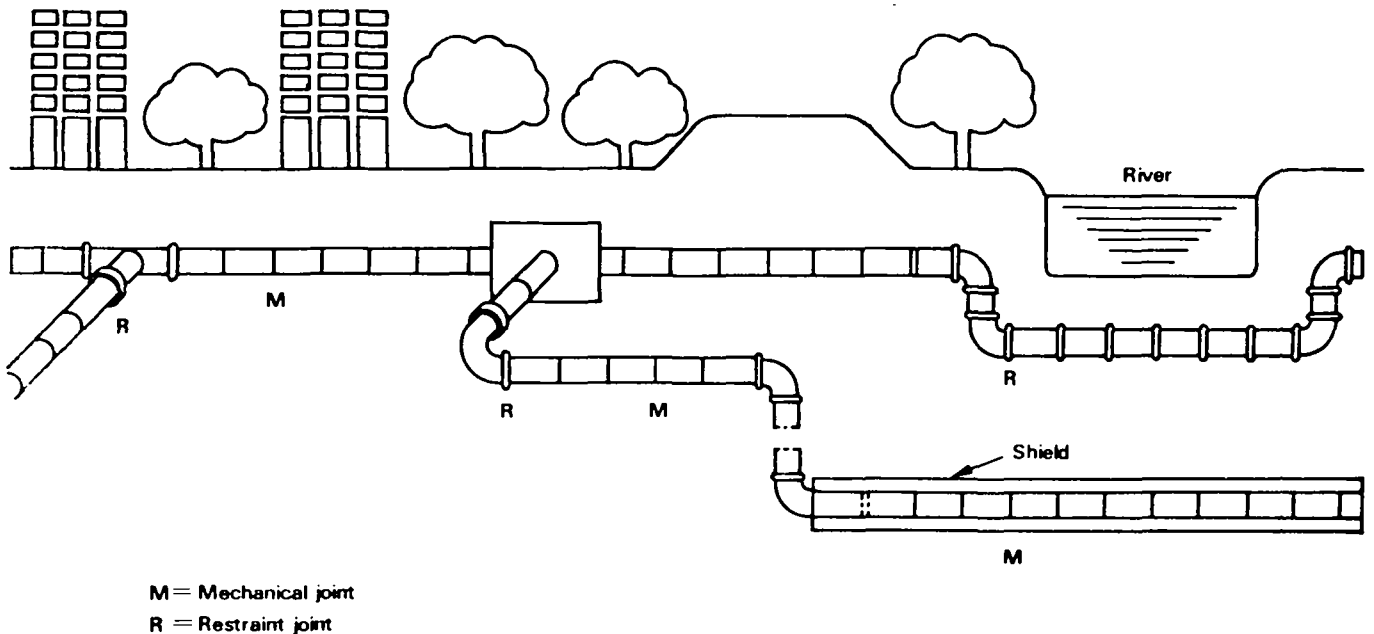


Fig. 10 An example of a flexible pipeline

contraction or flexibility provided that the extent of this can be predicted in advance.

Of the two basic policies described above, it has not been possible to say with certainty which is correct. But judging from damage observed in the past, it is safe to say that the latter policy (b) of evading the earthquake will be far more effective.

At present, in Japan, cast iron pipe, ductile iron pipe, steel pipe, PVC pipe, asbestos cement pipe, prestressed concrete pipe, and concrete pipe are in use for waterworks.

A variety of joints such as caulked joints, rubber ring joints, bonded joints, welded joints and others are used.

Taking cast iron as an example of the most popular pipe, characteristics of the pipeline will be discussed below.

3.3.2 Rigid pipeline

In this kind of pipeline, a spigot and socket caulked

joint is principally used for jointing pipes and for bends and river crossing pipes a flange joint is employed. This old type of joint has been in use for about 100 years.

Fig. 9 represents an example of a rigid pipeline. In this pipeline, the material of the pipe is brittle and the joint used is not flexible.

This is a typical example of a rigid pipeline which is easily damaged by earthquakes.

3.3.3 Flexible pipelines

In this type of pipeline, the material of the pipes is ductile iron and the joints are of a flexible type (Type K, Type U, Type T and so on), and restraint joints are used for fittings such as bends, tees and so on.

Fig. 10 shows the most popular type of ductile iron pipeline which corresponds to this system.

The material of the pipe is superior in elongation and toughness and the joint has sufficient flexibility and adaptability to entitle the pipeline to be described as a flexible structure.

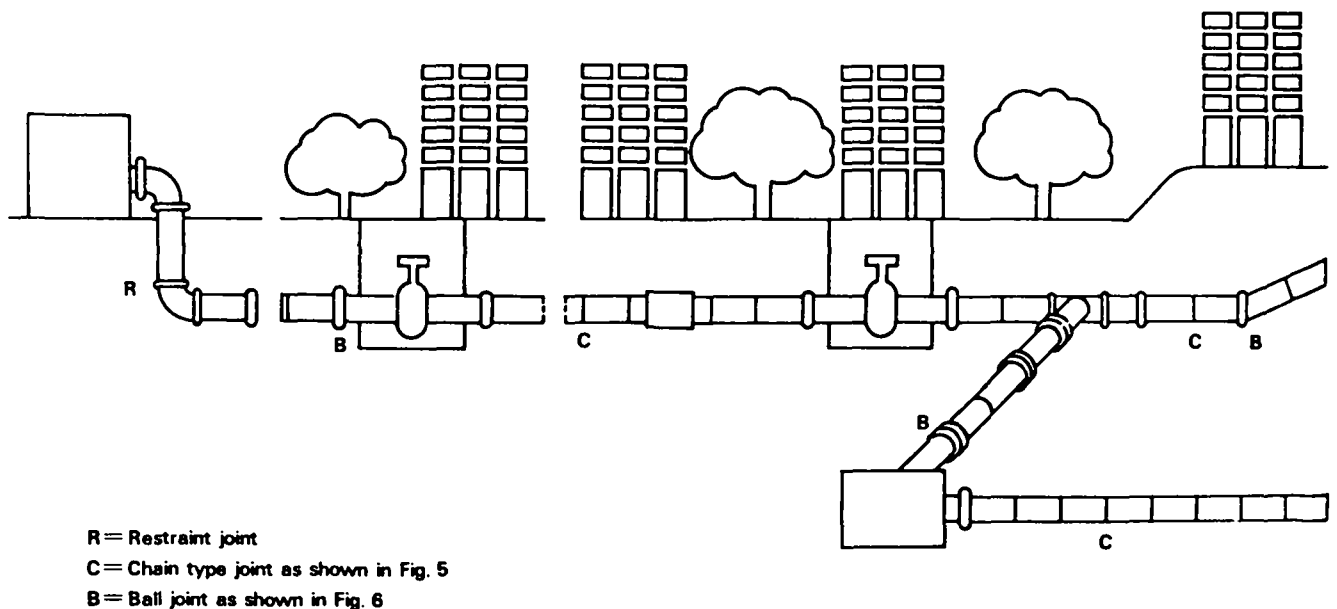


Fig. 11 An example of chain structure pipeline

Ductile iron pipelines experienced the big Tokachi Offshore Earthquake for the first time in 1968 and demonstrated a high capability to withstand the earthquake with the exception of isolated local areas.

3.3.4 Chain structure pipelines

In cases where ground conditions are so unfavourable for pipelaying that dislocation, cracks, liquefaction and other unexpected movements of the ground are likely to take place, or in pipelines where much higher safety is desired, the chain structure pipeline as shown in Fig. 11 should be employed.

This pipeline may be compared to a chain laid underground. In the case of an earthquake each joint of the pipeline may freely expand, contract and flex within a specified allowance and is finally suspended, being incapable of dislocation by longitudinal pulling out forces.

3.3.5 A technical standard for an earthquake-proof pipe joint in Japan

Recently, a "New Earthquake-proof Design Method (Proposal)" has been published by the Ministry of Construction.

This is a standardization of the earthquake-proof design procedures for buildings and civil structures.

Underground pipelines have been referred to in this proposal but full details have been set out in the "Technical Standard for Underground Pipeline Earthquake-proof Pipe Joint" (Proposal) published by the Land-Development Technical Research Centre.

According to this proposal, an earthquake-proof pipeline should be based on a design employing a measure of expansion-contraction ability and flexibility.

Formulae for calculating the stress in the pipe, the expansion-contraction and flexure of the joint, in the case of an earthquake, are shown in the proposal.

As shown in Table 6 earthquake-proof joints are classified according to their performance.

The proposal recommends that earthquake-proof joints should have both a facility for expansion, contraction and the ability to resist pulling apart or both flexibility and anti pulling apart performance, as much as possible.

Table 6 Classification of earthquake-proof joints according to their performance

(1) Expansion-contraction type earthquake-proof joint

Items	Classification	Performance
Expansion and contraction	S-1	over $\pm 0,01 \ell$ mm
	S-2	over $\pm 0,005 \ell$ mm up to $0,01 \ell$ mm
	S-3	less than $0,005 \ell$ mm
Resistance to pulling apart	A	over $0,3d$ tons
	B	over $0,15d$ tons up to $0,3d$ tons
	C	over $0,075d$ tons up to $0,15d$ tons
	D	less than $0,075d$ tons

Note: ℓ : Effective length of a pipe (mm)

d: Outside diameter of pipe (mm), generally, nominal size.

Résumé

Ce rapport traite des effets de la pose des conduites dans les terrains instables d'une part, dans les régions soumises à tremblement de terre d'autre part, et donne les précautions à prendre pour éviter les accidents aux conduites.

Les terrains instables, sujets à tassement sont essentiellement les fonds de vallées et les plaines côtières. Deux formules sont données pour le calcul du

(2) Flexible type earthquake-proof joints

Items	Classification	Performance
Flexibility	M-1	over $\pm 15^\circ$
	M-2	over $7,5^\circ$ up to $\pm 15^\circ$
	M-3	less than $7,5^\circ$
Resistance to pulling apart	A	over $0,3d$ tons
	B	over $0,15d$ tons up to $0,3d$ tons
	C	over $0,075d$ tons up to $0,15d$ tons
	D	less than $0,075d$ tons

Note: d: Outside diameter of pipe (mm), generally, nominal size.

The proposal requires that due attention shall be paid to the following in designing and constructing earthquake-proof pipelines.

(a) Care should be taken in laying pipes so that the joint may exploit fully its capability of expansion-contraction and flexibility.

(b) The route of the pipeline should be so arranged that it passes through solid ground.

However, if the pipeline must be laid in soft ground, suitable precautions must be taken to deal with unfavourable ground conditions.

(c) Sudden bends, either horizontally or vertically, should be avoided in planning the route of the pipeline.

(d) Bends and tees should be supported by concrete blocks or provided with anti pulling out joints to overcome the pulling out force produced by the internal pressure in the pipe and, in addition, on either side of these fittings, earthquake-proof joints of full capability should be provided.

(e) In cases where structures of different vibration characteristics are to be installed in the pipeline, on either side of these structures earthquake-proof joints of full capability should be provided.

Bibliography

1. The Association of Soil Engineering, "Handbook of Soil Engineering"
2. Tokyo Astronomical Observatory, "Chronological Table of Science", 49, 1976.
3. A. Sakurai, T. Takahashi, H. Tsutsumi, "Study of Earthquake-proof Ultra High Tension Underground Cable Conduit in Matsushiro Earthquake". Bulletin No.67058, Electric Power Central Research Institute.
4. H. Miyamoto, S. Hoojyo, K. Furusho, "Vibration Experiment for Surveying Behaviour of Underground Pipeline in Earthquake". Proc. of the 13th Earthquake Eng. Symposium. Earthquake Eng. Committee, Japan Society of Civil Engineers. July, 1974.
5. Land Development Technical Research Centre, "Technical Standard for Underground Pipeline Earthquake-proof Joint (Proposal)", Mar. 1977.

tassement et du temps de consolidation. La connaissance du tassement prévisible permet de calculer l'angle de déflexion des conduites entre elles et de choisir le type de joint adapté: flexible à manchon, à emboîtement long et cordon, ou sphérique double dans les cas extrêmes.

Pour les tremblements de terre, le rapport donne un tableau des dommages historiquement constatés d'après

la nature des tuyaux et l'utilisation de la conduite. Un séisme met en jeu trois séries d'actions: une force de cisaillement, la vague sismique profonde et la vague sismique de surface qui est la plus dangereuse et dont l'équation est donnée. Kubota a réalisé une machine formée de tables vibrantes à charge variable pour étudier l'action des vibrations sur les tuyaux; les essais réalisés ont montré que les efforts axiaux subis par le tuyau dépendent de la friction dynamique entre la conduite et le sol, et que l'expansion et la contraction des joints dépendent des efforts subis par la conduite et par le sol et de la longueur du tuyau.

Des mesures sur conduite réelle sont en cours pour connaître le comportement de la conduite sous l'action des séismes, en mettant en jeu des sismographes, des accéléromètres et des jauges de tension pour la conduite elle même.

Le mode classique de pose des conduites rigides faisant appel à des joints à emboîtement au plomb, avec des joints à brides à la sortie des ouvrages et pour la traversée aérienne des rivières, résiste mal aux

tremblements de terre. Il faut lui préférer une structure souple, avec des joints mécaniques pour les parties courantes, des joints de contrainte pour les coudes et les téés ainsi que les passages de rivière en souterrain, à moins que ces passages ne soient placés en fourreau.

Le Ministère Japonais de la construction a fait paraître un projet de norme technique "Nouvelle méthode d'étude des conduites contre les tremblements de terre". Cette norme donne les efforts auxquels les conduites doivent résister et établit diverses classes de joints suivant leur flexibilité ou leurs possibilités d'expansion-contraction, et leur résistance à l'arrachement. La pose des conduites doit se faire en terrain solide, ou sinon être adaptée aux conditions défavorables rencontrées. Il convient d'éviter les coudes brusques, horizontaux et verticaux. Les coudes et les téés doivent être contrebutés et précédés et suivis de joints de pleine capacité comme les points de contact des structures dont les caractéristiques de vibration sont différentes.

Subject 2

The policy of the water company in relation to drinking water installations—the Dutch situation

by ir. W. C. Wijntjes

Netherlands

Introduction

At the IWSA Congress in Amsterdam (1976) the author presented a paper on drinking water installations. Now the same topic will be considered more from a policy point of view.

Should the water company have responsibilities past the point of supply, and what should be the extent of this responsibility? And furthermore what measures would a positive reply to the first part of this question imply?

The intention of this paper is to describe the solution in the Netherlands, and to analyze it further.

Responsibility beyond the point of delivery

In the Netherlands the drinking water installation is usually connected without a break to the mains distribution system. The separation between the property of the water company and that of a third party is only of an administrative nature.

The water companies in the Netherlands are obliged, according to the Water Act, to deliver water in sufficient quantities, of a sufficient pressure and having no harmful quality for public health to the consumer. The present legal demands that are made upon "drinking water" are formulated, except with regard to the water produced, for the water so that it is put at the disposal of the consumer at the point of supply. The consumer, however, expects (and with good reason) that out of his tap flows water that is continually of drinking water quality.

The expert water company exercises the utmost care to produce a good product, and takes extensive precautions to convey it along great distances. Inexpert owners and consumers can cause problems when, in modifying or repairing their drinking water installation they use materials which can cause local contamination. In this case a threat may arise to the health both of that consumer and others in the neighbourhood.

Following normal Dutch standards it is absolutely logical in such situations that the community exercises control over drinking water installations both in their provision and in their maintenance.

The water companies in the Netherlands accepted as a matter of course that they should exercise the task of inspection. They possess much experience with regard to the quality aspects of drinking water and the application of materials, which are much the same in drinking water installation as in the mains network. Moreover the water companies fix the pressure at which they supply as well as the quality of that water. Both of these aspects have a not unimportant relationship to drinking water installations. Moreover, an unsafe installation can, in certain circumstances, cause problems to the water company in respect of its responsibility to supply water of a reliable quality. Finally, the water company, as well as being the expert, must take an

impartial stance in relation to all that is happening around drinking water installations.

The inspection of installations takes place by water companies.

A part of the inspection to be carried out by water companies is prescribed by law. The manager of a water company must exercise supervision according to the law to ensure that pipes and other apparatus directly or indirectly connected to the grid of his company, in reason cannot cause any danger of pollution of the grid.

The owners of such pipes and apparatus are legally bound, in the execution of the inspection, to lend their cooperation.

At all events this legal formulation means that the principal responsibility of the owner is not and cannot be taken over by the water company. If the water company does not exercise supervision at all, it does indeed fail.

In addition to these legal requirements the Union of Water Companies in the Netherlands has advised that water companies should ensure that installations come up to the requirements formulated in the norm NEN 1006. These recommendations were drawn up by representatives of the Dutch water industry (and plumbers etc.) and although they lack the power and the weight of law, they indicate moral responsibilities.

For total clarity the situation is as follows: the responsibility of the water company for the inspection is different from that for its own grid. Past the point of supply the company is only **responsible** for supervision and therefore not responsible for faults in the drinking water installation other than by the wrong use of it—starting from good supervision.

The water company is, in the case of good supervision of the drinking water installation, responsible for this competence but is not responsible for failures of the drinking water installation or the apparatus placed in it and

The supervision of the water company is exercised in the interest of the consumer.

The Dutch Institute for testing materials; KIWA

Prior to 1947 when KIWA was founded by the Dutch water companies, the judging of the qualities of the products, used in drinking water installations was undertaken by individual water companies. This required a large and specialized knowledge of the specific qualities of a great number of widely varying products. Furthermore, one had to test a great number of widely varying products. In addition, what was required was the facility for research and testing materials.

At that time the situation was that:

- a. from both the individual company's and the national viewpoint it was an uneconomic method of working;

- b. that operating individually did not lead to the necessary broadening of knowledge;
- c. it was not possible to evolve products in cooperation with the producers of special fitting owing to a too small "market" for the potential product;
- d. it was not possible to disseminate nationally local expertise.

The founding of KIWA by the water companies led to the following improvements:

- a. access to specialized expertise, investigation and testing apparatus;
- b. the co-operation of routine investigation and research;
- c. access to a consultation, advice and information organization;
- d. the possession of frequent and investigating contacts with industry;
- e. the facility to improve investigation techniques;
- f. the possibility of executing testing work that would otherwise be too expensive, as well as testing by KIWA in situ in the factory during the manufacture of the product;
- g. the exchange of industrial experience and the feedback of this to quality requirements, the method of fabrication and even to the project.

In the course of its activities KIWA has three principal forms of approval:

a. The KIWA mark:

The KIWA mark refers to a product made in a controlled process which is used generally in water supply. The KIWA quality requirements, based on knowledge and experience, give a good indication of the suitability and the continued functioning over the years of the whole product. The KIWA mark gives a measure of security: the manufacturer guarantees that the product meets KIWA quality standards. A preliminary investigation is executed by KIWA, followed by an inspection which includes the product and the production process, and is based on the prescribed internal quality control of the factory.

b. The KIWA certificate:

The KIWA certificate is issued in respect of a product, made in a controlled process, which is used generally in water supply or having aspects of interest to it.

KIWA criteria give standing directives based on expert insight, and are directed at the whole product or a specific aspect of it. The certificate is an informative document. The certificate mark offers limited security. The maker guarantees that the product is identical to the test samples. The nature and the extent of the inspection carried out by KIWA is dependent on what the certificate contains.

c. The KIWA test report:

These are KIWA reports on a sale test, in which a parcel of a special product is judged on the basis of demands agreed by the customer and the manufacturer before.

Sale inspections generally refer to products of a special design, the KIWA mark on the other hand to standardized products that come up to quality claims generally in force. Next to judging quality, KIWA also issues the declaration of "No objection on toxicological grounds", (so called VGB). A "VGB" confines itself only to the toxicological admissibility of products used in drinking water supply. A similar declaration is provided by KIWA to a manufacturer, after his product has been

judged favourably by a special committee, set up by the Ministry of Public Health. In the "VGB" limiting conditions are imposed which are indicated in describing what the KIWA control on the product contains.

The quality requirements necessary for the KIWA "mark" are drawn up by a general quality criteria committee which is outwith the responsibility of KIWA. Below this committee there are now about 15 working parties. Manufacturers, commerce and plumbers sit on both the main committee and the working parties. This working methodology offers the guarantee that the materials and the apparatus possess a quality to ensure that long and undisturbed functioning of it may be expected. This method of working does not limit itself to the acceptance of a minimum guaranteed quality but also considers standardization, interchangeability, availability, price comparison and the influence of standardization on the quotation of prices.

The equal representation of all the proper organizations is a good guarantee to obtain excellent quality requirements.

The most important conditions in framing quality requirements are:

- a. The product must be manufactured on a proper scale (mass production);
- b. experience with such products is favourable;
- c. the manufacture must take place by means of a controlled (and thus to be controlled) industrial process by which quality variations in the finished article are acceptably small;
- d. manufacture may not be limited to one interested manufacturer;
- e. the waterworks must be the main object of the product.

Quality requirements are admission requirements.

The requirements generally refer to the following aspects: strength, durability, corrosion, influence on water quality, functioning, suitability, hydraulic characteristics, dimensions, interchangeability, maintenance requirements, etc.

Experience has shown that the presence of quality requirements and quality statements has led to a more open market, which is of real importance not only for the consumer and the water company, but also for the bona fide manufacturer and merchant. The requirements also have a preventive influence because:

Quality cannot be inspected into a product, it must be built in.

In consequence of the good work of the many committees in the field of drinking water installations KIWA has developed itself into a forum for both Dutch and foreign experts. Consequently it is a logical development that, in extending the work on testing fittings, quality control and research, associated with the test mark, KIWA has developed into an institute for the more practically orientated and combined research of the Dutch water industry. So in the past, for instance, a great deal of work was done to develop an improved water closet system, the proper working of non-return valves, the appearance of supercharging effects in drinking water installations (an effect that can appear as soon as good return valves are used), the relationship between metal-absorbing ability and water that has been through a household softener (for both cold and hot water) for several of the materials which are used in the Netherlands. At present investigations are being made into peak flows in large installations (tall buildings—flats; hospitals, schools etc.) and will be repeated later for the many technical aspects of hot water provision. Also qualitative aspects of drinking water at the tap will demand much investigation in coming years (eg lead and cadmium concentrations).

From national testing work to national research work.

The juridical organization

Both in the conditions for connections to premises and in the terms for water supplied Dutch water companies make the following conditions:

- a. the installation must be made by a registered plumber;
- b. the installation must comply with technical standards (in the Netherlands the norm NEN 1006).

The water byelaws permit products with the KIWA mark to be used in drinking water installations. For products not bearing that mark, separate permission must be obtained (mostly inspection, involving extra expense) from the water company.

The total package of regulations for connections, terms for water supplied, registered plumbers and water byelaws form a closed juridical system.

Nevertheless in practice problems may still arise. In the terms for water supplied most water companies include a provision for the supply of water to be turned off if the installation does not meet the requirements of the regulations or has been made by an unregistered plumber. A practical problem may arise in a large industrial installation where defects are found and the owner does not want to put them right. In such a case it is not practicable for the water company to turn off the water. In this situation the water company has recourse to:

- a. the Inspector of Public Health;
- b. the Inspector of Labour;
- c. occasionally to the building inspectorate of the municipality concerned.

Which inspector is approached depends on the problem; hospitals fall under the Inspector of Public Health, industries under the Labour Inspectorate. On the grounds of the housing acts the Building Inspector of a municipality has the power to introduce modifications into a drinking water installation at the expense of the owner. There is no argument against the enlisting of these other agencies when public health is at stake. From these possibilities it appears that the water company does not bear juridical responsibilities for the drinking water installations but only a social one!

In emergencies the water company can fall back on the government.

The recognition of private plumbers

In 1933 official regulation of recognition of water fitters was introduced. The motive behind this regulation was the concern of the water companies in relation to the construction and maintenance of drinking water installations.

The water companies do not consider supervision during construction, major modifications and extensions of sole interest; they are concerned also about the competence of the installer.

Thus they are of the opinion that technical supervision alone does not offer sufficient guarantees of a good drinking water installation, but that provision must be made for the training of those who are responsible for the installation.

Installations and plumbers have to meet special conditions.

The present situation in the Netherlands is that the national organisation of water companies (VEWIN) acts to formally recognize plumbers on the advice of the water company in whose area of supply the prospective plumber wants to establish himself.

- A plumber will be registered provided that he:
- a. is in possession of a licence to open a new business. This licence is issued by the Ministry of Economic Affairs on the grounds of commercial knowledge, solvency and professional skill;

- b. established independently and is going to carry out plumbing work on a regular basis;
- c. has been properly trained as a plumber;
- d. has adequate workshop facilities and the tools and appliances necessary.

- Registered plumbers are bound by agreement to:
- a. comply with administrative and technical regulations;
 - b. carry out plumbing work by themselves or to let it be carried out by capable personnel in the service of the plumber;
 - c. not to offer for sale forbidden appliances and materials;
 - d. not to offer installations for testing not fitted by themselves (except with the prior agreement of the water company).

By means of the system of registration water supply companies have the means of regulating the work of the plumber.

Only registered plumbers can guarantee an approved installation.

Education and training

What is the benefit of the use of approved materials and appliances if the man who installs them is not sufficiently competent or if the supervising organisation itself is not expert enough to make sound technical judgements?

The Dutch water industry has dealt with this problem in a positive manner. There exist two sorts of training courses:

- a. As early as 1942 the industry was obliged to raise the professional competence of established and of future plumbers in the installation field, as well as that of undertakings' own workforces. The plumbing organisations and VEWIN founded institutional education programmes for 3 different levels of plumbing skills training. This programme takes a number of years (the minimum study time for the three education programmes together is 6 years).
- b. VEWIN has for the past 25 years delegated vocational training in water supply techniques to a national education institution (the PBNA).
In this programme there are two sections:
 1. education to a higher technical level; a general higher technical education is necessary to participate in this training course;
 2. the training of water supply superintendents to a medium level. Admission is allowed to men with a lower technical or administrative education.

For both courses inspection is a part of the programme. In connection with this the sheer volume of installation work carried out has caused the authorities to consider developing a specific training programme for the water supply inspector. Many personnel from the water industry are involved in the programmes; in curriculum development, lecturing and examinations. VEWIN itself has a special training manager in service, who has an important influence on the education programmes.

Good vocational training creates good installations.

Organization of the inspection departments of the water industry

To have available good byelaws, good plumbers and good inspectors does not mean that on a national basis there is uniform working.

It frequently occurs that the interpretation of the byelaws varies from region to region. Because plumbers are active not only locally but more and more regionally and even nationally in practice it is possible that they

have to work with more than one interpretation of byelaws.

Some years ago VEWIN founded an organization for inspectors. Representatives of the inspection side of about twenty water undertakings have been subdivided into four regional groups. The chairmen of these contact groups together form a national umbrella type advice organ, where all practical problems arising with regard to plumbing installations can be discussed, studied and worked out.

The intention of this organization is to further the uniform application of the byelaws in the undertakings.

Practice has shown that this organization, because it speaks with one voice, has improved the situation considerably and that the views of the water undertakings, the how and why, come over better as a result.

Another practical advantage is that the organization keeps itself abreast of new developments such as new fittings or new techniques and can react very quickly to these. Hot water supply in relation to solar heating is an example of this.

For uniform application of the byelaws close contact between inspectors is necessary.

Public relations

The public has a special interest in its drinking water. One realizes more and more that for good health good drinking water is essential and one knows that water supply has to be reliable. There is suspicion when a drinking water installation does not work well. It is of less importance whether the cause is to be found in the water supplied by the water undertaker or in the drinking water installation. It is the combination that gives the trouble.

Therefore it is an absolute condition that the public relations side of the water supply organization gives news to the consumer, the houseowner and the plumber continually, directly addressed and accurately. In this work professional knowledge and expertness is of the greatest importance.

Good public relations keeps confidence in water supply.

The Byelaws

The rules for the operation of a good and reliable drinking water supply in the Netherlands are set out in the norm NEN 1006. A consumer connection is only allowed if the drinking water installation complies with this norm. Furthermore it is set down that the installation has to remain in compliance with this norm. The existing norm is being revised presently. The new norm will only contain general policy and consequently fundamental instructions.

The norm remains prescribed in the same way as before. Furthermore the Union of Water Companies publishes from time to time a series of so called work sheets. If installations are made in accordance with these work sheets, they may and will be approved by the water companies. If a proposed installation deviates from these work sheets, the undertaking's inspection service will approve or disapprove the installation on the basis of the principles of the norm.

The grounds upon which the general byelaws for drinking water installations have been founded are the following. The installation must be carried out in such a way that:

- a. the quantity of drinking water destined for this purpose must be available at sufficient pressure;
- b. the quality of the drinking water at the tap from the point of public health must be hygienically reliable;

- c. the installation is not hazardous to the life and/or property of the consumers or third parties;
- d. the drinking water supply of third parties is not influenced detrimentally;
- e. noise is avoided;
- f. waste of water is avoided;
- g. long and uninterrupted use of the installation is guaranteed.

The byelaws are divided into a general technical section (amongst which are the protection of drinking water installations and earthing) a section on installation (amongst which is the important provision that every dwelling should have a drinking water installation of its own), and a section for special provisions (such as drinking water reservoirs, booster installations, hot water, fire fighting and water treatment plants).

The work sheets relate to the following subjects:

1. Drinking water installations in buildings for treatment of sewage and other dirty water.
2. Piping materials to be applied.
3. Protection of household and industrial installations.
4. Protection measures in drinking water installations (classification of dangerous apparatus to be used in drinking water installations).
5. Reservoirs for feeding drinking water installations.
6. Booster installations (calculation, lay out etc.).
7. Fire fighting installations.
8. Disinfection of drinking water installations. This refers chiefly to the larger installations of industries and hospitals etc.
9. Installation of piping.
10. Hot water installations.
11. Water treatment installations.
12. Calculation of drinking water installations.

Except for the determination of the peak flow in a total or in a partial drinking water installation a method for working out the combination of consumption and fire protection is given.

13. Earthing.
14. The pressure test in order to judge whether a drinking water installation is watertight.
15. Methods of avoiding excessive refrigeration or heating, condensation, corrosion and mechanical damage.

Cooperation is given by a great number of organizations, among which are the plumbers and the industry, to the byelaws and work sheets.

Working together on byelaws is an expression of objectivity and uniformity in the interest of a good water supply.

The quality of the water at the tap

The EEC directive on drinking water contains a great number of parameters relating to water fit for consumption. Because the responsibility of the water company finishes at the point of delivery, and at the same place the responsibility of the owner/consumer begins it is necessary to discuss now in what way the quality of the drinking water for the consumer can be guaranteed.

Although the quality mark of KIWA gives certain guarantees, one has ascertained by further chemical and bacteriological examination that the quality of drinking water installations is sometimes less than desirable. As an example there is the bacterial aftergrowth owing to the warming up of tap water in the installation, possible bacterial contamination owing to the application of non-metallic pipes, aftergrowth and release of organic matter owing to the application of water treatment equipment, increase of metal content and of nitrates owing to long contact with copper at a high temperature

in boilers. Answers to these problems are being sought.

The quality aspects of drinking water installations demand tighter regulations and control.

Do-it-yourself activities

The Dutch water industry is confronted more and more with the do-it-yourself activities of their consumers in drinking water installations. This is a period in which the problems of the quality of water at the tap are being discussed, and there is a not unimportant increase of equipment which is a potential threat to public health. Mostly the do-it-yourselfer does simple maintenance such as changing a leather tap washer or a float in a cistern. Now we are working on a system to monitor these do-it-yourself activities.

Painful accuracy in small matters causes unnecessary resistance.

International aspects

Water companies are coming into contact more and more with international matters, and often also international political aspects will play a part. The consequences of the European Common Market make themselves felt in the Netherlands. Gradually equipment from different countries is being installed in premises. National organizations of water companies have to get together, not only in the interest of public health, in order to create the best possible solutions and to strive for harmonization.

Within EUREAU, the water company organization in the European Community, regulations are made by which this kind of equipment should be tried and tested.

These developments make it possible for the present situation to be improved considerably at an international level. Many problems will have to be solved by adequate consultation between the water industry and manufacturers at an early stage.

It would be a pity if international cooperation was a generation behind.

The working method of the Dutch inspector

The inspector makes contact at an early stage, if possible when the building is at an initial stage, with the architect/plumber. By consultation much good can be achieved. The plumber submits drawings to the water company, which are checked for compliance with the byelaws. For the more complicated installations the plumber has to make a calculation of the installation and hand it over to the inspector.

As the next step the inspector monitors the construction of the building step by step. Before the installation is turned on the inspector checks that the installation is in accordance with the byelaws. The more complicated installations are retested in situ. Experience has shown that with this re-inspection a good relationship develops with the user of the installation concerned, which has a preventive effect.

The author would like to express his gratitude to ir. J. Schilperoord for his contribution to this paper.

Summary

The need to ensure a good drinking water supply right up to the tap has led in the Netherlands to the

opinion that the water companies consider that they should have tight control over drinking water installations. This concern is also caused by the fact that the companies have a good understanding of the present and the future quality and pressure with which the premises will be provided.

Moreover it is a legal requirement that the water companies ensure that the drinking water installations connected cannot reasonably cause pollution of the grid of the water company.

Apart from this the water company does not consider itself responsible for defects occurring and failures appearing in drinking water installations. The supervision which takes place is in the interest of the provision of a good quality water to the consumer. The supervision of drinking water installations takes place on the basis of an operative norm, which is one of the conditions in the contract of supply.

The norm is formulated by representatives of all organizations interested. The norm has been divided into general technical byelaws, byelaws for installations and for special provisions.

An important regulation in the norm is that materials and fittings bearing the KIWA test mark are allowed to be used in drinking water installations.

The KIWA is the Dutch Institute for Testing Materials, owned by the water companies, which, besides granting the KIWA test mark, makes tests for water companies and third parties and issues KIWA certificates for equipment which does not have a KIWA test mark. The total Netherlands package of connection regulations, conditions of supply, arrangement of recognition and technical byelaws make up a closed juridical system.

The Union of Water Companies organises the recognition of plumbers, in consequence of which the latter may make installations and maintain them. They have to comply with special conditions amongst which is the Certificate of Plumbing. The inspector of the water company too receives training before he enters into the practice of inspection. In both sets of training not only are the organization of the undertakings involved, but also a great part of the staff of water supply undertakings.

For the harmonization of inspection work, an organization exists in the Netherlands by which extensive and coordinated consultation leads to uniformity of the interpretation of the byelaws.

Owing to international developments, improved chemical and bacteriological measuring instruments and the concern for the quality of water in drinking water installations, one is looking now for trained executives for the quality aspects of drinking water in installations.

The legalization of simple maintenance by the do-it-yourself man is under discussion.

Inspection is limited, it is true, but essential.

References

1. ir. C. van der Veen: De taak van de Inspectie. H₂O 1969 nr. 3.
2. ir. J. Schilperoord: Kwaliteitseisen en kwaliteitsbeoordeling. Vacantiecursus 1978.
3. Regeling van de erkenning van Watertechnische Installateurs H₂O 1971 nr. 2.
4. Mr. J. B. Abrahamse: Vernieuwing vakopleiding in de waterleidingtechniek H₂O 1971 nr. 26.
5. ir. W. C. Wijntjes: Advances in the protection of distribution systems against backflow. International Water Supply Congress, Amsterdam 1976.

Economical, technical and sanitary aspects of use of distribution system with different qualities of water

71
105A78

by Marek Roman *Professor of Warsaw Technical University*

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply

1 Premises for utilization of the distribution system with different qualities of water

The idea of utilization of the distribution system with different qualities of water has been developing for several decades and finds its expression in concepts of dual water supply systems discussed by Okun, Hanney, Hamann, Beatty, Ives and Deb^{1,2,3,4,5}. A principal premise for such utilization of the distribution system may be variation of quality requirements in respect of water used for various purposes in the area covered by the water supply system. This necessary factor may not be sufficient to make dual or multi-distribution systems a practical feasibility. After all, general practice up to the present has been based on the traditional single system which distributes the highest-quality water to all consumers, regardless of their actual quality requirements. In recent years, however, some other factors have become more and more pronounced, arguing against the traditional solution and in favour of dual distribution systems.

Among them the following may be mentioned as the most important:

1. The steady increase of active and potential sources of pollution of natural water resources, as well as the presence of an ever increasing variety of water-polluting admixtures make water from contaminated sources less and less safe from the public health point of view. This suggests that only the purest natural water resources should be utilized for distribution as potable water. However, in certain areas this type of resource is already very limited and therefore should not be used for purposes for which lower-quality water is adequate.
2. The overall increase of water resource contamination, as well as the number and different types of contaminants, increases the cost of water treatment. As a consequence, there are some economic factors which call for restricting the available quantity of the highest-quality water and utilizing the greatest possible quantities of lower-quality water requiring less expensive treatment.
3. More and more areas become water-deficient and reclamation of water from wastewater becomes a necessity. However, for different objective and subjective reasons, such water has the characteristics of lower-quality water and is unsuitable for distribution as potable water. It should therefore be utilized for other purposes and distributed by means of a separate network.

Apart from the above-mentioned factors supporting the use of dual systems, there are also certain contrary factors which may, in turn, support the argument in favour of the traditional single system, eg:

1. Utilization of two or more water distribution systems in a given region, instead of one, results as a rule in increased capital costs of water distribution.

2. Utilization of dual or multi-line distribution systems may cause technical and locational problems affecting the design of urban technical services.
3. The operation of several parallel water distribution systems each carrying waters of different quality creates the potential danger of contamination of the high-quality water and also the possible risk of lower-quality water being used in mistake for potable water.

Apart from the above-mentioned pros and cons, the feasibility of dual distribution systems is clearly influenced by such factors as: the proportions of different-quality water quantities within the total water demand, and location of water consumers with different quality requirements in relation to the location of water sources and treatment plants.

It can be said in general that the feasibility of operating distribution systems with different qualities of water is determined not only by economic factors but also by sanitary and general social factors. The two latter types of factors may however be closely related to local conditions. In view of this, one should take into account that the decision on the choice of the dual distribution system as against the traditional solution, would always have to be the subject of analysis of the actual conditions specific to a given town or region. At present it is very difficult, if it is possible at all, to give any general universal principles in this respect.

2 Diagrams of distribution systems with different qualities of water

According to the type of water resources utilized, water distribution systems may be generally classified as follows:

- a) systems based totally on natural water resources,
- b) systems based partly on utilization of natural resources and partly on water reclaimed from wastewater.

Fig. 1 presents diagrams of water supply systems based on the utilization of natural water resources. Diagram 1a shows a traditional single distribution system, while 1b and 1c apply to dual systems. Diagram 1b may be typical for the conditions where the high cost of water treatment justifies restriction of high-quality water to the quantity really necessary and simultaneous use of partly-treated lowest-quality water everywhere when permitted. Diagram 1c applies to situations in which the limited availability of high-quality water resources necessitates its use only where it is really essential (above all, as potable drinking water, while using water from lower-quality sources for all other purposes which do not require a supply of the highest-quality water. It should be stressed that the latter solution (1c) might not result from economic reasons but from the objective factor of limited resources of high-quality water in a given region.

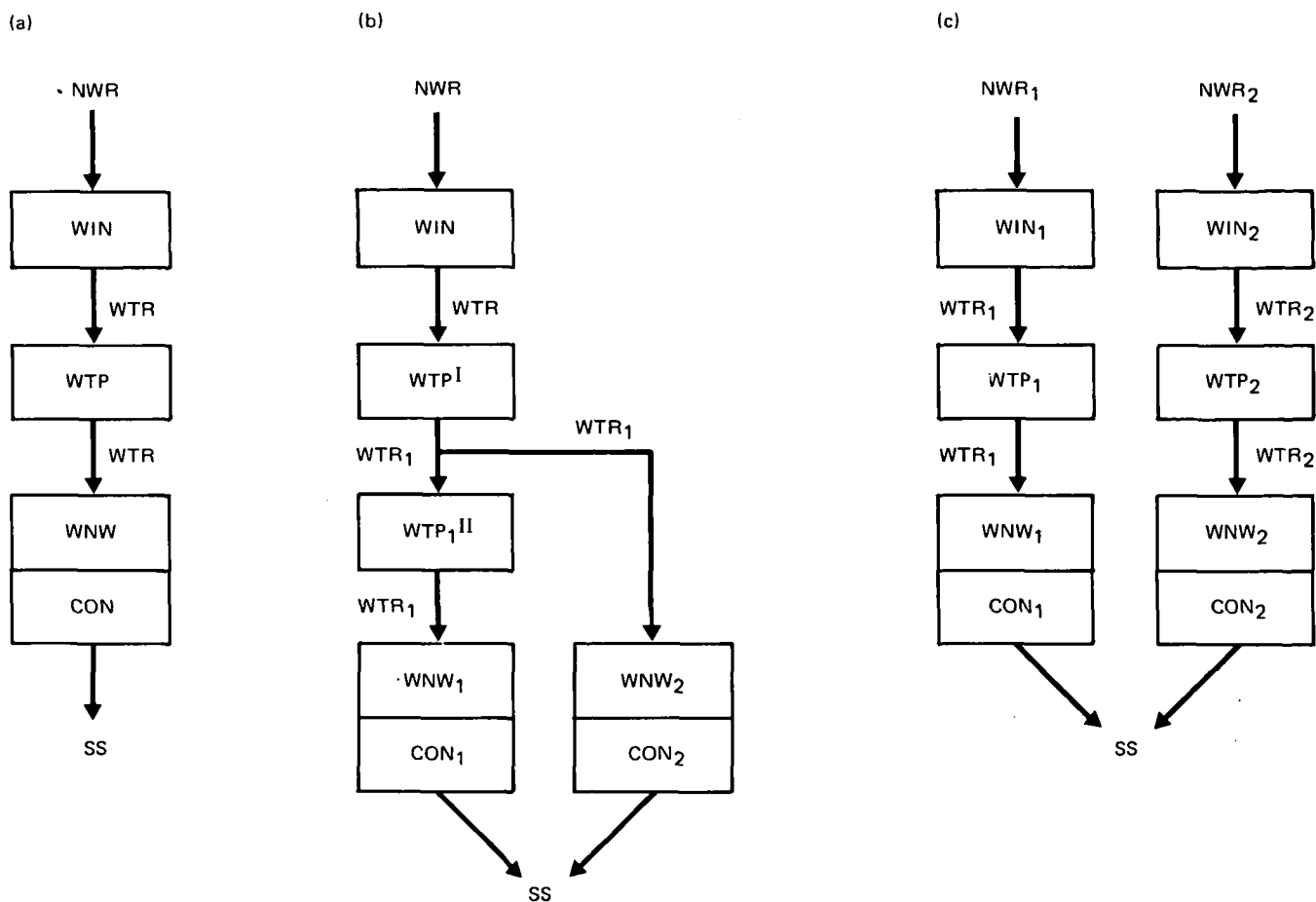


Fig. 1. Diagrams of water distribution systems based on natural water resources: (a) traditional single-network system; (b) dual system with one source of water; (c) dual system with two sources of water.

Designations: NWR – natural water resources, WIN – water intake works (water catchment works), WTR – water transmission works, WTP – water treatment plants, WNW – water network, CON – consumers of water, SS – sewerage system, WWTP – wastewater treatment plants, SSS – sanitary sewerage system, RWSS – rain water sewerage system, RWS – rain water storage, RWTP – rain water treatment plants, SW – surface water; “1” index applies to potable water facilities; “2” index applies to non-potable water facilities; no index indicates facilities of single-network system or dual system with both types of water, “I” index indicates the first step, “II” index indicates the second step.

Fig. 2 and Fig. 3 present diagrams of dual water distribution systems partly using water reclaimed from wastewater. Diagram 2a applies to a situation where rain-water storage is utilized. Diagram 2b may be feasible for situations where water reclaimed from municipal wastewater is utilized for distribution to a group of industrial plants which have their own separate wastewater system. Diagrams 3a and 3b present the systems in which a proportion of the water is in circulation and is utilized several times. Diagram 3a applies to the conditions where the highest-quality water is obtained from natural water resources, and lower-quality water comes from properly treated wastewater. Diagram 3b presents a closed water-wastewater system in which even the highest-quality water is obtained through appropriate wastewater treatment processes. This system is fed from natural water resources only to a small degree necessary to compensate for water losses in circulation. It is evident that the latter diagram can be suitable only in very extreme cases – where there is a sharp water deficit in the whole region. The diagrams should perhaps be treated only as a theoretical design.

The diagrams of dual systems presented here do not in fact exhaust all the possibilities of utilizing different water distribution systems for different qualities of water. Theoretically, we could prepare, for example, analogous diagrams with a greater number of water networks with a greater variety of qualities of water. It

seems, however, that the feasibility of solutions other than the use of dual systems, is unlikely for the immediate future.

The diagrams discussed suggest a certain general indication. The first set of diagrams, 1a, 1b, and 1c, in which water from natural resources is used only once, allow us to regard a municipal water distribution system as one co-acting in series with a wastewater system without a feedback. In the case of the other diagrams (2a, 2b, 3a, 3b) where water is recycled two or more times, the water supply system is joined with the wastewater system to such an extent that we should regard the two systems as one combined water/wastewater system. It seems that such a situation has already occurred quite frequently in practice, and in future it will be even more frequent. Perhaps this provides grounds for extending the IWSA's scope of activity?

3 Economic aspects

In an analysis of the economic effectiveness of using dual distribution systems we should, just as in an analysis of every other investment project, take account of capital costs and operational costs, which can be expressed jointly in the form of so-called annual costs or indices of economic effectiveness of the investment project. At the same time, basic elements of the water distribution system should be taken into consideration, i.e.:

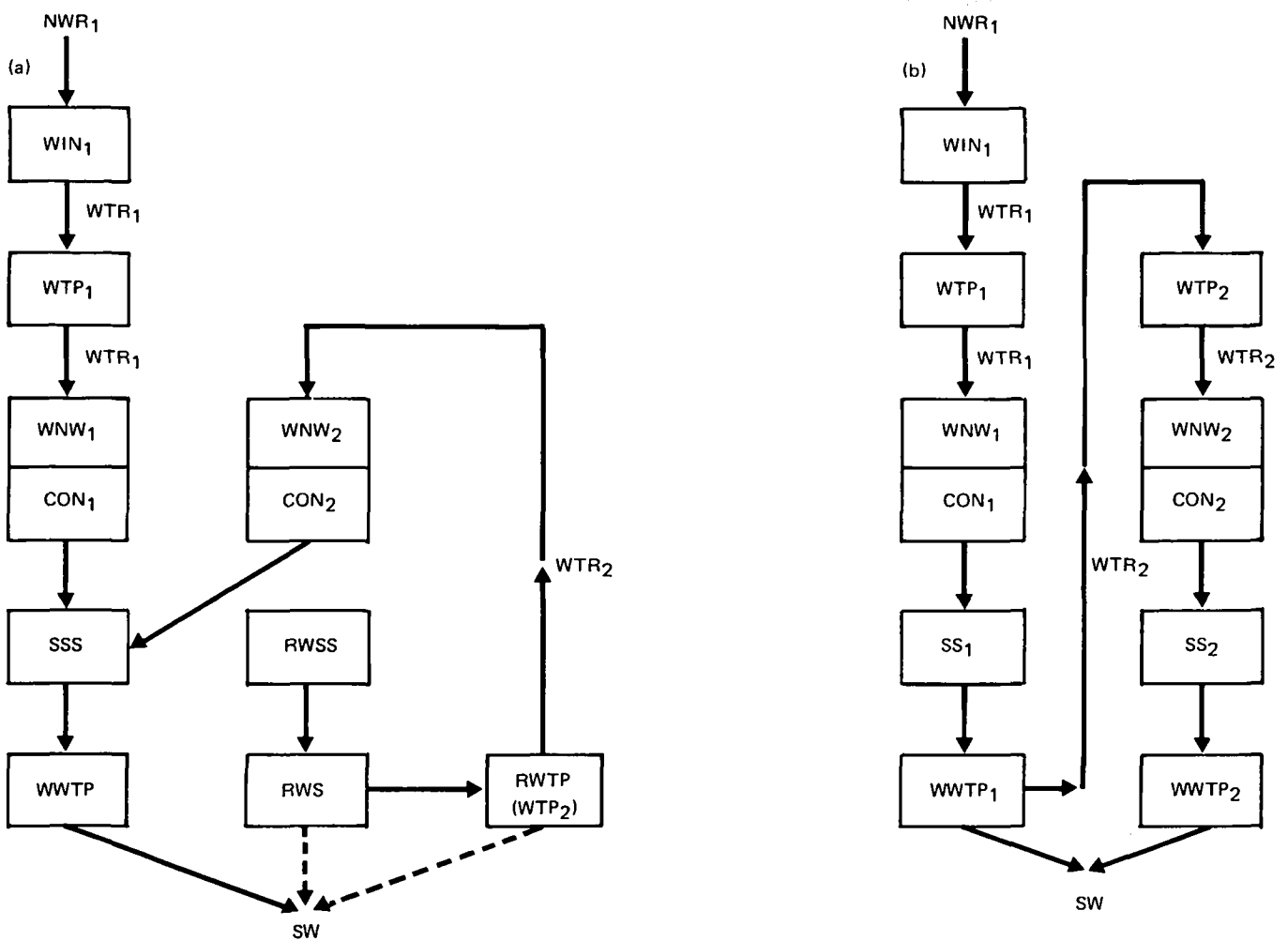
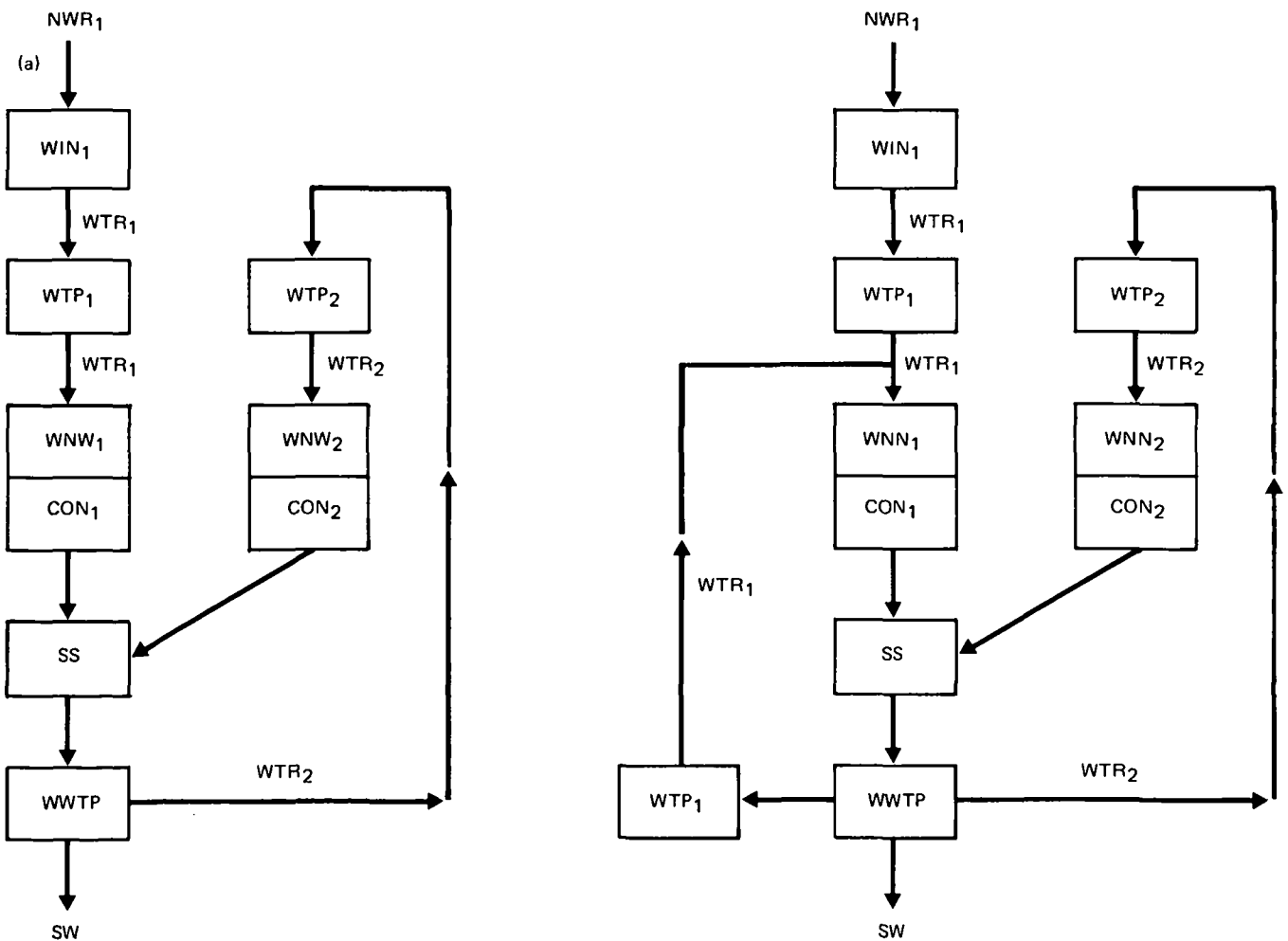


Fig. 2. Diagrams of water distribution systems with utilization of wastewater in an open system: (a) dual system with utilization of rain water, (b) dual system with utilization of municipal wastewater designed in series. Designations as in Fig. 1.

Fig. 3. Diagrams of water distribution systems with circulation of water from wastewater: (a) dual system with partial water circulation, (b) theoretical dual system with quasi-closed water circulation. Designations as in Fig. 1.



- costs of water intake works /C_{in}/,
- costs of water treatment /C_t/,
- costs of transmission works /C_{tr}/,
- costs of raising water up to the required geometrical height /C_h/,
- costs of distribution works /C_d/,
- costs of plumbing installations /C_p/.

The condition of economic feasibility of dual distribution system may be expressed by the formula:

$$Q_1 [/C_{in}/1 + /C_t/1 + /C_{tr}/1 + /C_h/1 + /C_d/1 + /C_p/1] + Q_2 [/C_{in}/1 + /C_t/2 + /C_{tr}/2 + /C_h/2 + /C_d/2 + /C_p/2] < Q [C_{in} + C_t + C_{tr} + C_h + C_d + C_p]$$

where C_{in}, C_t, C_{tr}, C_h, C_d, C_p – unit annual costs of the above-mentioned elements of the distribution system /or economic effectiveness indices/ in zl/m³, dollars/m³, etc; “1” index indicates the elements of the dual system relating to higher-quality water /potable water/; “2” index indicates the elements of the dual system relating to lower-quality water /non-potable water/; no index indicates the elements of the traditional single-network system; Q₁ – quantity of highest-quality water supplied in the dual system in m³/year; Q₂ – quantity of lower-quality water supplied in the dual system in m³/year; Q – total quantity of water supplied in the dual system in m³/year /Q = Q₁ + Q₂/.

Depending on the diagram of water distribution system under consideration, and the accuracy of analysis, some of the elements of the formula¹ may be ignored and the formula can take various specific forms under different situations studied. The formula¹ itself suggests no definite conclusions on, or regular forms to, the economic scope of the use of dual systems. However, a general comparative analysis of its elements permits the following statements:

1. The main economic advantages of the use of dual systems may result mainly from the difference between the costs of high-quality water treatment and those of lower-quality water treatment. The absolute extent of these effects will depend, of course, also on the proportion one to the other of the quantities of these two types of water; naturally, the greater the proportion of lower-quality water, the higher the benefits.
2. The above-mentioned economic advantage may level out in the dual system largely through an increase of distribution system costs, since the costs of two networks of approximately the same length will always be higher than the cost of construction of a single network with the capacity of both. Moreover, one should realize that a drop in the economic advantage may result from the following reasons:
 - higher costs of plumbing installations in the dual system;
 - less favourable (that is higher) unit costs of lower-capacity facilities in the dual system, as compared to unit costs of similar facilities with higher capacity in the traditional system.
3. In the case of the systems with one source of water distribution (diagram in Fig. 1b) the costs of the water intake may be neglected. These costs may, however, be of importance in systems with two sources of water (Fig. 2c).
4. Costs of raising water where the same water pressure is required in two networks of the dual system may also be ignored in cases illustrated by a diagram such as Fig. 1b. On the other hand, they can be of importance in systems for water reclaimed from wastewater (Fig. 2 and Fig. 3).

Up to the present, investigations on the comparison.

between the costs of dual and single-network distribution systems have led to certain specific conclusions. Studies by Deb and Ives³ and Hanney and Beatty⁵ have resulted in the following statements:

- Use of the dual system results in an increase of annual costs of the water distribution system by 30–40% (depending on the proportion of potable water to the total water quantity), as compared with the costs of the single-network distribution system;
- The necessity for changes in plumbing installations causes an increase in annual costs of the dual system of the order of 7–12% (depending on the system diagram), as compared with total costs of this system without plumbing changes;
- With the traditional system of potable water treatment and an additional use of activated carbon, the dual system is less economical than the single-network system;
- The dual system can be economical, above all, either in situations where a very expensive method of potable water treatment is required (e.g. electro-dialysis) or when it is possible to use ground water instead of surface water as a source of potable water.

The investigations discussed here dealt in fact with water distribution systems for newly-built towns and disregarded the costs of alterations in existing facilities of historically-developed systems.

As to the conclusions presented in this paper, it should be emphasized that feasibility of the dual system under definite conditions may depend to a large extent on the ratio of water treatment costs and distribution system costs. Costs of water treatment depend on numerous factors, among which the plant capacity itself is also of importance. Relationship between unit annual costs of water treatment (C_{tr}) and plant capacity may be estimated roughly by use of the simple formula:

$$C_{tr} = K_1 q^{-n} \quad (2)$$

where C_{tr} in zl/m³; q – daily capacity of water treatment plant in m³/d; K₁ and n – constants dependent, among others, on water characteristics, type of processes applied, and required level of water treatment.

Unit annual costs of the distribution system (C_d) may be estimated roughly with the following formula⁶:

$$C_d = K_2 + K_3 q^m \quad (3)$$

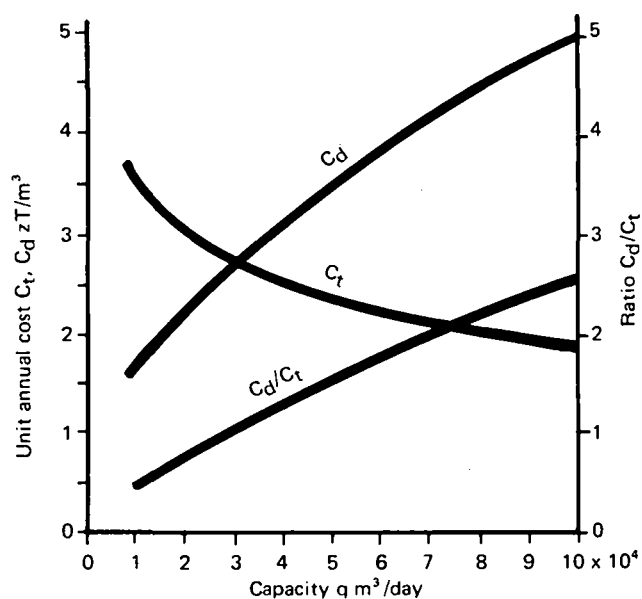


Fig. 4. Relationship between unit annual costs of water treatment (C_{tr}) and distribution network (C_d), and town size expressed with the quantity of water consumed (q).

where C_d in l/m^3 ; q – capacity of the whole distribution system in m^3/d ; K_2 , K_3 and m – constants dependent on population density and density of water distribution network in a given area, technical design of water distribution network and other factors.

Fig. 4 presents examples of diagrams which illustrate changes of C_{tr} and C_d and their relation to town size expressed with the quantity of water consumed. The diagrams were prepared using assumed, theoretically-estimated values of the town population density and water distribution network density. The example shows that C_d/C_{tr} ratio varies according to the town size. The value of the ratio depends undoubtedly also on population density and density of the water distribution network in the town. Therefore, one should realise that these factors may have significant effects upon the economic feasibility of dual distribution systems. However, investigations carried out to date have not elucidated this problem.

The studies cited here^{3,4,5} dealt with dual systems in which both water distribution networks were evenly spread throughout the town area and had approximately the same density and length. It would be useful, however, to analyze such solutions in which the lower-quality water distribution network was limited only to industrial areas of the town. In such cases the location of lower-quality water users in relation to water sources of wastewater treatment plant (with water reclaimed from wastewater) can be of significant importance for the economic feasibility of dual systems.

4 Technical aspects

From the technical point of view, utilization of the dual water distribution system does not in fact create any new problems. The basic problem to be solved is the necessity of providing protection against any cross-connections between potable and non-potable water pipelines. It is also necessary to eliminate the possibility of using lower-quality water as potable water by mistake. It would be useful to work out appropriate marking methods for these two different pipelines, so that they could be easily distinguished during water distribution, repair works and extension of the water distribution system.

When an old single-network system is replaced with a dual system, a safer solution would be to leave the existing network as the potable-water distribution system, and build a new network for the lower-quality water. The construction of an additional water distribution network designed for non-potable water can also be considered as an alternative solution to a full-scale extension of the single system in order to increase its capacity.

Use of two types of water in the system may necessitate the use of separate water meters for each water type. An optional solution may be to supply lower-quality water without measuring its quantity, using appropriate fixed rates of payment. Such a solution, however, carries a risk of water wastage. In some countries importance is attached to using water meters in water distribution to the population not in order to provide a basis for payment by measure but, above all, because of the necessity to control water losses and prevent wastage of water.

In the cases involving the use of lower-quality water account should be taken of the risk of pipeline corrosion, as well as the deposition of various admixtures inside the pipeline. On the other hand, such phenomena also create serious problems in single-network systems.

5 Sanitary and social aspects

The most important advantage of dual water distribution systems is the possibility it provides of a priority classification approach to the meeting of the demands for water of different types by water users, and the assignment of the proper position in this classification for the public drinking water demand. The public health significance of the distribution of the highest-quality water to meet man's needs can hardly be overrated. Moreover, water containing such microelements which are suspected of being harmful, even if we do not know exactly what those harmful effects may be, should not be supplied to the public as drinking water. This, undoubtedly, is of great importance to public health conditions.

For sanitary reasons, lower-quality water distributed with the non-potable network in the dual system must still be safe from the bacteriological point of view, and should not be capable of causing serious health problems, if used accidentally instead of potable water. This is an essential and wholly valid principle, especially in examples of the dual system in which the two types of water are distributed to apartment buildings. However, when the lower-quality water supply is limited only to use for certain industrial purposes, and is not used for public domestic needs, the possibility of decreasing the quality requirements for non-potable water may be considered. Nevertheless, in any case bacteriological safety conditions should always be fulfilled.

Dual systems may have a significant meaning from the general-social point of view, since they enable economical management of highest-quality water resources as a result of the use of water reclaimed from wastewater. The latter may also be of significant importance for the protection of the purity of waters, since it creates an opportunity to reduce the quantity of wastewater discharged into surface waters.

6 Conclusions

1. Use of a distribution system with different qualities of water permits classification of the water supply to the various users and enables the highest quality water to be provided for drinking water supply. At the same time it creates opportunities for the economical management of high-quality water resources.
2. An economic consequence of using a dual water distribution system may be to reduce water treatment costs in the whole system, with a simultaneous increase of water distribution costs. From the economic point of view in such situations the dual system may be preferable mainly when potable-water treatment is very expensive, or when it is possible to use good-quality ground water as a source of potable water instead of surface water which requires expensive treatment. There are numerous factors influencing the economic effectiveness of dual systems which have not yet been sufficiently studied, and which often depend on local conditions. Therefore in each case it is necessary to carry out a detailed analysis of the economic feasibility of the dual system taking into consideration the various solutions. It should be taken into account that the final decision on the use of the dual system may depend not only on economic factors but also on other, sanitary and general-social factors as well as on the level of water resources in a given region.
3. When water reclaimed from wastewater is used, utilization of the dual system is always necessary.

In such situations the water distribution system and wastewater system should be analyzed as one combined water/wastewater system.

4. Non-potable water should be safe from the bacteriological quality point of view and should not create health risks if accidentally used instead of potable water.
5. A basic problem to be solved is protection against accidental cross-connections between distribution systems carrying different qualities of water. This also involves the necessity of working out a special system of water-quality control.
6. Further studies should be carried out on economic aspects of dual systems, in particular those factors which affect water distribution costs, i.e. town size, population density, network density and restriction of non-potable water distribution to industrial districts of an urban area.

References

1. Okun, D. A.: Alternatives in water supply. *Journal American Water Works Association* 61/1969. p. 215-224.
2. Hanney, P. D., Hamann, C. L.: Dual water systems. *Journal American Water Works Association* 57/1965. p. 1073-1078.
3. Deb, K. A., Ives, K. J.: Dual water supply. Presented to the American Society of Civil Engineers, Environmental Engineering Division, Second Annual Conference on Research Development and Design. Gainesville, Florida. July 21-23, 1975.
4. Deb, K. A., Ives, K. J.: Mathematical modelling of dual water supply systems. Presented at a Conference on Environmental Modelling and Simulation. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, April 1976.
5. Hanney, P. D., Beatty, F. K.: Dual water systems—design. *Journal American Water Works Association*, 69/1977. p. 389-398.
6. Heidrich, Z., Roman, M.: Municipal water management connected with the problem of agglomeration and deglomeration of communities. *Instytut Gospodarki Komunalnej. Studia i Materiał y Warszawa* 1969 (in Polish).

International standing committee on water meters and water metering
Comité international permanent sur les compteurs d'eau et le comptage

VI. 157.5.
71
1W3A78

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Contents
Les matières

Sujet 1 —Méthodes actuelles et prospectives en matière de relevé des compteurs et de facturation des consommations d'eau. (M. A. Desmed—Belgique)	Pages R2–R11
Summary in English	Pages R12–R13
Sujet 2 —Gestion optimale des compteurs d'eau—methodologie et moyens. (Mr Jean-François Bost—France)	Pages R14–R18
Summary in English	Page R19
Subject 3 —Domestic water metering policies with particular reference to the developing countries. (Mr H. Shipman—USA)	Pages R20–R25
Résumé en français	Page R26

Methodes actuelles et prospectives en matière de relevé des compteurs et de facturation des consommations d'eau

par A. Desmed

Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux, Bruxelles, Belgique

Les Sociétés de distribution d'eau, personne ne le contestera, se maintiennent honorablement au niveau du progrès de la technologie en matière de production, de traitement, de transport de l'eau potable. L'importance et la qualité des travaux des Associations Nationales et de l'Association Internationale en sont l'exact reflet.

On peut toutefois s'interroger quant à la situation existant dans le domaine administratif et en particulier à l'extrême output du système de distribution, c'est-à-dire en matière de relevé des index des compteurs chez les abonnés et de facturation des consommations. Ce secteur est particulièrement sensible à l'évolution des coûts parce que, d'une part, il est encore en grande partie tributaire de l'intervention humaine et que, d'autre part, il concerne un domaine qui sensibilise de plus en plus l'opinion publique.

Le présent rapport, sans être technique ni prétendre épuiser le sujet, se propose d'examiner la problématique de l'amélioration de la relation entre le coût et l'efficacité du relevé et de la facturation à partir des 4 axes suivants:

- la lecture des index à distance et la lecture automatique
- l'optimisation des méthodes traditionnelles de relevé
- l'intégration de la séquence relevé—facturation—recouvrement
- la recherche de seuils de rentabilité, de seuils de contrôle et d'une aide à la prise de décision.

1 La lecture des index a distance et la lecture automatique

L'énoncé de ce chapitre suppose évidemment qu'une option fondamentale a été prise en ce qui concerne la distribution avec ou sans compteur. Nous ne nous attarderons pas sur cette question qui apporte cependant une solution radicale à la problématique coût-efficacité du relevé. La décision en cette matière se situe au niveau du volume global des consommations comparé à celui des ressources disponibles pour y faire face. Si le rapport est tangent, de nombreux exemples confirment que le placement de compteurs est un facteur de diminution des gaspillages et de réduction des consommations dans des proportions variables (on cite des chiffres de l'ordre de 30%) mais permanent dans ses effets.

1.1

Mais le coût du relevé d'index dans sa forme la plus courante, c'est-à-dire basée sur l'intervention humaine, ne cesse de croître en valeur absolue et surtout en valeur relative. Les causes en sont bien connues et peuvent se résumer comme suit:

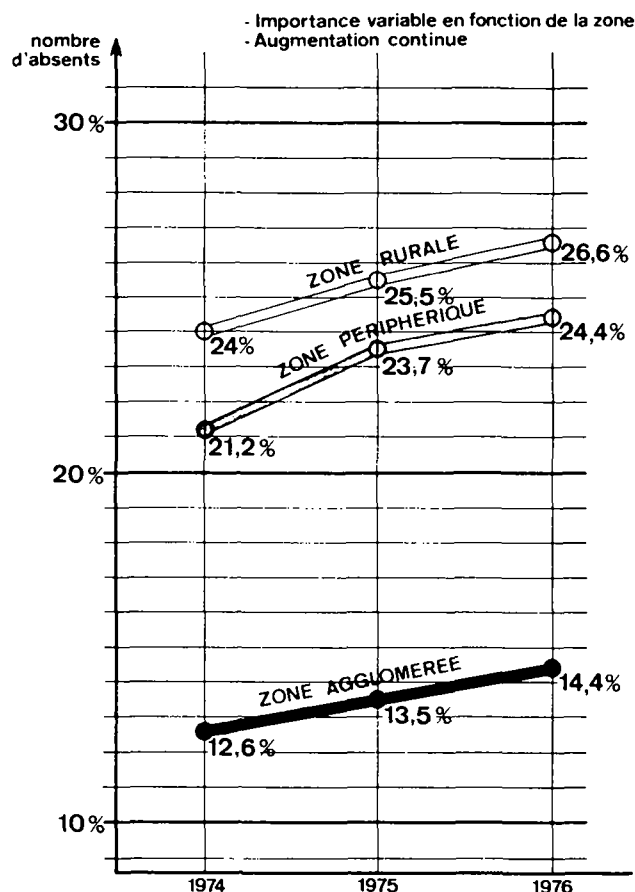
- l'augmentation des salaires;
- l'extension de l'habitat vers l'extérieur des agglomérations avec comme conséquence un allongement des déplacements et une diminution du rendement individuel;
- la croissance du nombre d'absents lors du passage du releveur en raison du nombre plus important de

ménages dont les 2 conjoints travaillent. De plus, dans certaines régions, l'inquiétude des usagers provoquée par un climat d'insécurité (délinquance) augmente encore les difficultés d'accès. Le pourcentage des absents varie selon les informations obtenues de 2% à 25% en fonction de la zone desservie mais est incontestablement en augmentation.

L'évolution de ce facteur de la gestion figure au tableau I.

Tableau I

PROBLEME DE L'ACCES



1.2

Le relevé d'index est donc rendu plus cher et plus difficile alors que le processus informatique de facturation exige une collecte des données programmée, c'est-à-dire régulière et complète. Une autre condition de l'informatique est l'entrée de données exactes en raison des complications engendrées par les rectifications. Il ne faut pas négliger non plus la pression exercée par les associations de consommateurs qui un peu partout ne

manqueront pas de dénoncer les défaillances éventuelles voire le manque de fiabilité des Compagnies de distribution d'eau, de gaz, d'électricité, de téléphone, etc... Cette situation conduit les responsables de ces sociétés à rechercher des solutions grâce au développement de l'électronique et de la technologie des télécommunications.

1.3 Le relevé des compteurs à distance

Une application bien connue puisqu'elle remonte déjà à près de 25 ans est le système de lecture des index à distance à l'extérieur d'un immeuble, de plusieurs immeubles, d'un groupe d'immeubles ou encore le regroupement de la lecture de mêmes immeubles dans un local toujours accessible.

Ce système de lecture "REMOTE" est produit par la plupart des constructeurs moyennant un coût d'investissement qui porte, sans le câblage, le coût du compteur à 2,5 fois celui d'un appareil ordinaire. En principe le compteur est équipé d'une unité classique de comptage entièrement mécanique qui transmet une impulsion électrique à un totalisateur situé à distance.

Le bilan économique est difficile à établir et est d'ailleurs rarement fait; il convient de tenir compte d'éléments tels que:

- d'un côté: les pertes de rentrées financières dues à l'absence d'index, le coût de l'entrée d'index non séquentiels, des rectifications résultant d'évaluations d'index erronées ou contestées, la mise à jour de fichiers;
- de l'autre côté: l'accroissement du rendement des releveurs, la suppression d'accidents de travail et d'erreurs de lecture dues aux mauvaises conditions de travail; lorsque le système est généralisé cet accroissement peut atteindre 200 à 400%.

A côté de ces aspects quantitatifs, il faut encore mentionner la valeur ajoutée du releveur en matière de relations et de contacts avec les abonnés, aspect psychologique non quantifiable dont nous parlerons plus loin. Aussi, les chiffres relatifs au coût d'un relevé qui sont cités, soit 56 F belges, 1,6 dollars ou encore 2 livres sterling sont-ils à prendre en considération avec la plus extrême prudence dans la comparaison des 2 systèmes.

La lecture à distance peut donc apporter une réponse aux préoccupations des services d'eau en mettant fin aux relevés non productifs lesquels, ainsi qu'une société l'a calculé, représenteraient sur le plan financier le coût de 6 journées complètes de relevé par mois. La mise en place du système REMOTE peut être progressive c'est-à-dire lors des nouveaux raccordements ou encore dans les cas où l'absence d'index est chronique, et peut d'ailleurs se réaliser avec une participation financière des abonnés concernés. On peut aussi raisonnablement espérer une diminution des investissements dans la mesure où les besoins vont s'accroître et où les constructeurs seront en état d'y répondre en normalisant leur production.

Des améliorations ont été recherchées à la lecture à distance en vue:

- d'une part: d'éliminer la retranscription des index par les releveurs qui est une source d'erreurs. Cet objectif peut être atteint grâce à un récepteur activé par une source de puissance portée par le releveur et permettant la transcription directe des index sur bande magnétique laquelle est traitée directement par l'ordinateur;
- d'autre part: d'accroître le rendement des releveurs par la communication des index grâce à un système radio émetteur-récepteur à un centre informatique ou à véhicule relai. L'amélioration du rendement est appréciable puisque l'on cite des chiffres multiplicateurs par 5. Toutefois, il existe un risque d'erreurs dû à la transmission elle-même.

1.4 Le relevé automatique des compteurs

Les progrès de la technologie en matière de transmission des données à distance et de leur traitement ont donné naissance à des systèmes intégrés basés sur la lecture à distance automatique des index.

Les moyens de transmission sont:

- les lignes téléphoniques existantes,
- les réseaux de télédistribution,
- les lignes des réseaux de distribution électrique.

Les essais, dont les premiers remontent déjà à plus de 10 ans, démontrent que théoriquement le processus est réalisable. Il repose en principe sur:

- un processeur central des données qui est l'ordinateur de la société de distribution d'eau, lequel procède d'ailleurs également aux facturations. C'est lui qui, en fonction du programme établi, donne les instructions à l'interrogateur en vue d'obtenir les index nécessaires;
- l'interrogateur est un mini-ordinateur situé, dans le cas du réseau téléphonique, au central téléphonique desservant les quartiers dans lesquels les index doivent être lus. Il reçoit les demandes de relevé et transmet les signaux à l'organe électronique des compteurs comme l'indique le schéma du tableau II;
- celui-ci transmet les adresses (n° de téléphone) et les index à l'interrogateur qui procède à un contrôle de vraisemblance des index avant de les relayer vers l'ordinateur central ou le plus souvent vers un des périphériques. La durée de l'interrogation est de l'ordre d'une dizaine de secondes et ce sans dérangement pour les abonnés puisque la sonnerie ne retentit pas.

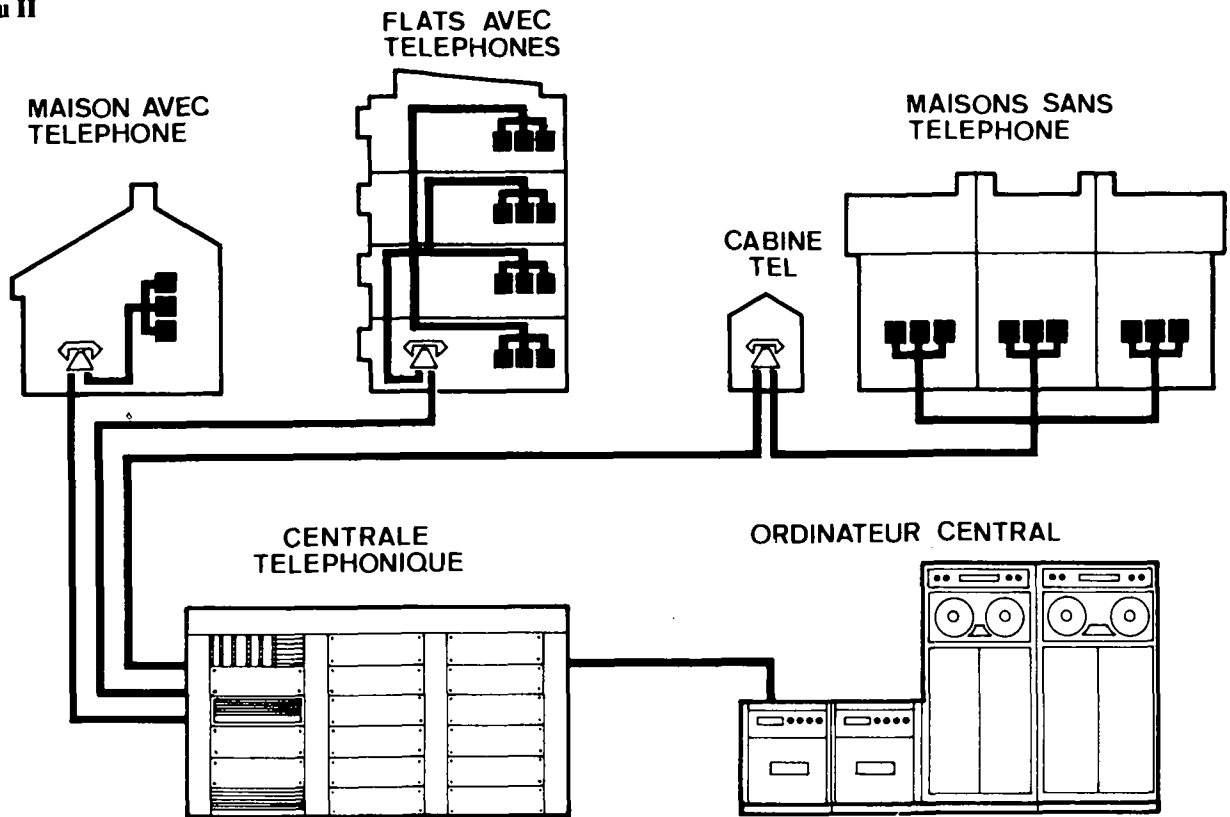
A première vue, le réseau de distribution électrique paraît être le plus apte à servir de support à la lecture automatique puisqu'il pénètre dans tous les immeubles; mais il faut retenir en ce qui concerne les lignes téléphoniques que deux à trois cents compteurs peuvent être reliés à un même numéro, soit, dans un immeuble, soit à une cabine située sur la voie publique.

La réalisation du relevé automatique implique une négociation entre les parties concernées, en l'occurrence les Compagnies de Téléphone, de Télédistribution ou d'Electricité, d'un côté, et les Sociétés de distribution d'eau, de l'autre. Les deux parties doivent y trouver un avantage: les premières par une rentabilisation des lignes grâce à une utilisation dans les périodes de disponibilité, les secondes par la résolution des problèmes posés par le relevé basé sur l'intervention humaine tels qu'ils ont été définis plus haut. Mais les sociétés de distribution d'eau doivent en particulier tenir compte des deux contraintes suivantes:

- a) *la fiabilité* de la transmission des index, base de la facturation qui est la relation principale avec ses abonnés. On peut facilement imaginer sur les plans commercial et des relations publiques les conséquences d'une prise d'index automatique donnant lieu à des facturations erronées dont les effets peuvent être répétitifs et cumulatifs dans le temps. La perte de confiance du public jointe à une suppression des contacts peuvent plus que jamais conduire à des situations génératrices de coûts. La mise au point d'un autocontrôle notamment par encodeurs capables d'alerter le centre de lecture en cas de distorsion entre l'index transmis et celui figurant au cadran du compteur et l'affichage des index sur place pour permettre le contrôle par les abonnés eux-mêmes sont de nature à remédier dans une certaine mesure à une perte éventuelle de crédibilité de la part des usagers;
- b) *le coût*: les éléments que nous avons retenus pour comparer valablement les coûts respectifs de la méthode traditionnelle avec le relevé à distance sont évidemment applicables ici.

Le système automatique comprend, outre l'adapta-

Tableau II



SYSTEME "TAB-LINE," RELIE AU SYSTEME TELEPHONIQUE

tion des compteurs (c'est-à-dire 2,5 fois le prix d'un compteur normal), le câblage lignes-compteurs plus ou moins important selon les cas, l'organisation de la transmission, l'adressage (basé sur le n° de téléphone), l'encodage, la lecture et son intégration dans le processus de facturation.

L'investissement initial est donc élevé puisque tous les compteurs du réseau automatisé doivent être adaptés et raccordés à l'interrogateur. Le prix de location demandé par les propriétaires des lignes est également une variable du coût. Signalons aussi la charge résultant de l'introduction dans le système informatique de données supplémentaires tels les numéros de téléphone. Bien entendu le relevé automatique se trouvera en échec lorsque les abonnés réintroduiront leurs factures ce qui rendrait nécessaire, dans ces cas, le relevé manuel.

Une réduction des coûts semble être possible par, d'une part, un regroupement dans le même système de la lecture des compteurs d'eau, gaz et électricité et, d'autre part, grâce à une meilleure coordination entre les utilisateurs et les producteurs de matériels notamment pour l'évaluation des besoins.

Il semble qu'il soit, dans les conditions actuelles, économiquement difficile de justifier l'installation d'un système de relevé automatique. Nous avons pu consulter une étude faite en 1972 par le secteur de l'électricité qui se prononce nettement en défaveur du relevé automatique (Congrès: The Institution of Electrical Engineer—London 26–29/9/1972). Le relevé automatique par exemple coûtait 5 fois plus que le manuel; l'intégration du gaz et de l'électricité ne permettrait de réduire ce chiffre qu'à 3,5. Toutefois, l'actualisation des coûts doit normalement jouer en faveur de l'automatisme puisque d'une part, la main-d'oeuvre a augmenté dans des proportions appréciables depuis 1972 et que, d'autre part, la technologie a stabilisé voire réduit le coût du matériel.

En matière de relevé automatique, il existe d'autres innovations qui relèvent d'une technologie encore plus avancée et dont la réalisation sur le terrain est encore plus dépendante des résultats économiques. Ce sont:

- le relevé automatique depuis une unité de commande en mouvement, soit un véhicule, soit un avion. Les compteurs qui sont équipés pour produire une impulsion électrique sont interrogés par un signal donné depuis l'unité de commande située dans le véhicule ou l'avion. Les données recueillies sont enregistrées sur bandes magnétiques lesquelles, après impression, sont transmises à la facturation. Ce procédé permet des lectures d'index très rapide, de 1/20 de seconde; le coût moyen par relevé semble être de l'ordre de 4 à 5 fois un relevé manuel;
- le relevé automatique par radio-transmission consiste à faire transmettre les données des compteurs grâce à des fils de bas voltage à un accumulateur lequel passe ensuite les messages à une antenne placée à une hauteur de 3 à 6 m qui elle-même est interrogée depuis un véhicule circulant dans le quartier.

1.5

Comme conclusion à cette première partie nous pouvons constater que si techniquement le relevé automatique est acquis, ce qui n'est d'ailleurs que le reflet des réalisations faites dans d'autres domaines, les conditions de son exploitation économique n'existent pas encore. Mais, incontestablement le temps joue en faveur de l'automatisation puisque, d'une part, les difficultés liées au relevé manuel ne feront que s'amplifier et que, d'autre part, à la fois grâce aux nouveaux progrès de la technique et aux efforts de standardisation et d'intégration, les coûts de l'automatisation sont appelés à décroître.

Nous devons cependant être conscients du fait que cette dernière n'est pas qu'un simple substitut au relevé manuel mais bien la mise en place d'une nouvelle conception de l'organisation des services d'eau et de la philosophie des relations avec les abonnés. Aussi dans ce contexte, la fiabilité du nouveau système est certainement un des éléments d'appréciation qui doit retenir l'attention des responsables des services d'eau et l'AIDE est bien le lieu idéal de rencontre pour susciter la concertation, planifier les besoins, échanger les expériences et les résultats.

Par contre, nous pouvons admettre, compte tenu également d'un nouvel effort de normalisation et d'organisation, que la lecture à distance REMOTE permet d'atteindre le seuil économique et que sa réalisation à l'échelle de tout ou partie d'un réseau peut se justifier à moyen terme. Le bilan économique est illustré au tableau III.

A court terme, le relevé manuel continuera donc à prévaloir mais il est devenu indispensable d'optimiser les conditions de son exercice. C'est ce que nous nous proposons d'examiner dans la partie qui suit.

2 L'optimisation du relevé manuel traditionnel

2.1

Un premier élément, que nous ne citons que pour mémoire, mais qui a une influence indirecte importante sur la rentabilisation du relevé est la *politique suivie en matière de comptage de l'eau distribuée*.

Ce problème figure d'ailleurs parmi les recherches constantes de l'AIDE et se situe au niveau de la plus juste appropriation du type et du calibre des compteurs

aux caractéristiques des usagers, la fréquence du remplacement des appareils, leur entretien, etc. . .

Un autre élément du problème est le nombre de compteurs à installer par immeuble voire même par groupe d'immeubles. Si le placement d'un seul appareil par immeuble notamment dans les grands ensembles ou à l'entrée des lotissements détermine un accroissement de rendement chez les releveurs et par conséquent une rationalisation de la facturation, nous sommes conduits à envisager un autre aspect de nos préoccupations, c'est-à-dire, la lutte contre les gaspillages et la protection des disponibilités en eau.

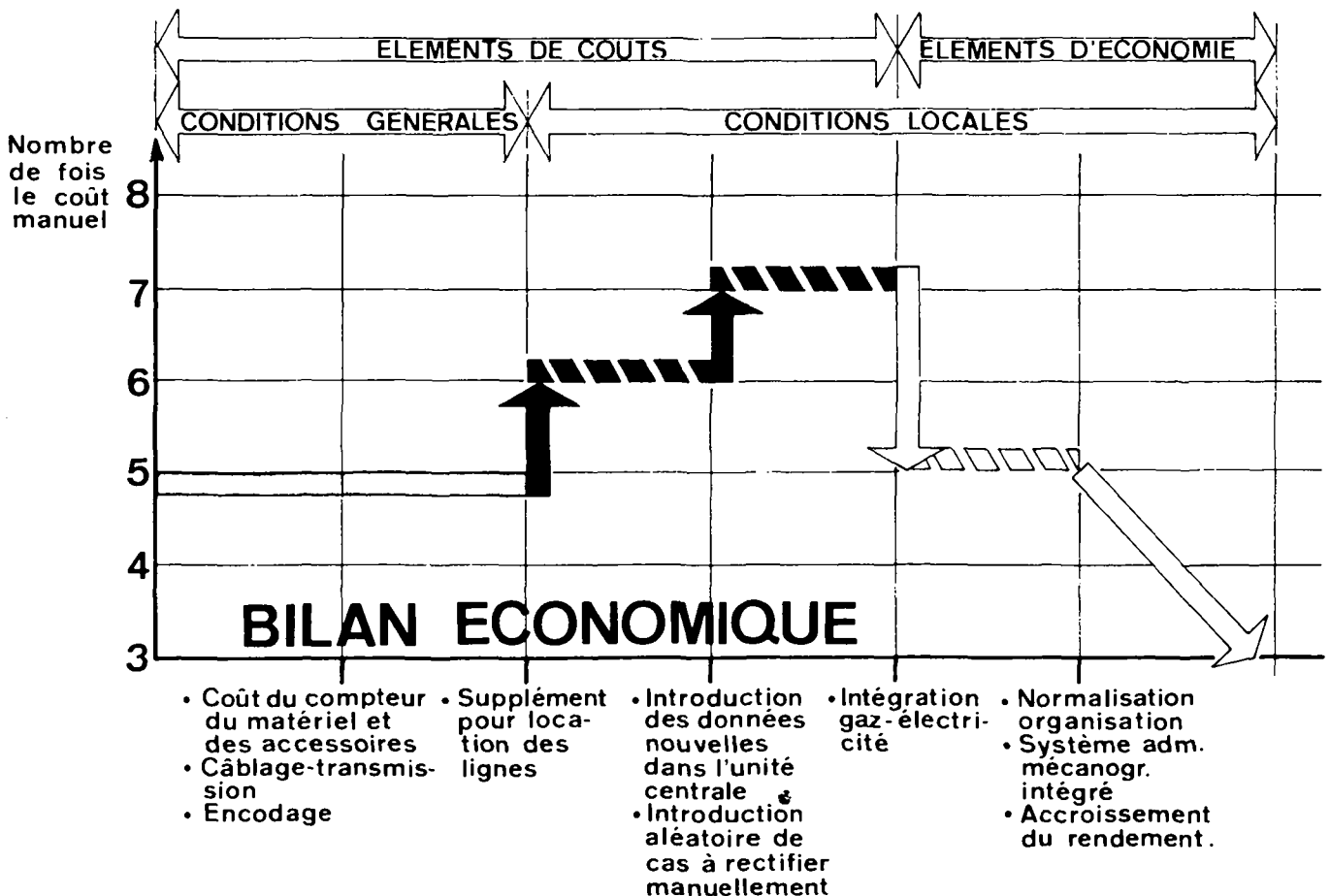
Dans ce système, les consommateurs négligents bénéficient en effet de l'anonymat et reportent sur la communauté les accroissements de facturation dont ils sont responsables.

Pour remédier à cette situation, certaines sociétés obligent les propriétaires à installer des compteurs divisionnaires pour chaque appartement ou chaque immeuble selon le cas parfois même en spécifiant le type d'appareils à utiliser. Le relevé et l'entretien de ces compteurs divisionnaires incombent aux abonnés ce qui reporte finalement sur ceux-ci les charges économisées par les compagnies de distribution d'eau. Encore faut-il, pour que le but en matière de gaspillage soit atteint, que le relevé et l'entretien de ces appareils soient assurés normalement ce qui ne semble pas être toujours le cas.

2.2 La réduction du nombre de relevés

Une tendance significative est celle de la réduction du nombre de passage des releveurs par an tout au moins chez certaines catégories d'abonnés. Cette mesure permet une réduction des effectifs et une diminution correspondante des charges. Toutefois, la détermination des différentes catégories d'abonnés devrait faire l'objet

Tableau III



d'une prise de décision dans le cadre de ce que nous pourrions appeler la politique commerciale des sociétés de distribution d'eau. Nous aborderons plus particulièrement cette question au point 4 du rapport. D'autre part, si la diminution des passages s'accompagne d'une même réduction du nombre de facturations, on doit évaluer les conséquences sur la trésorerie des entreprises, sur la qualité des relations avec les abonnés ainsi que sur le volume des charges administratives. Pour ce dernier aspect on constate en effet que l'espacement des passages aggrave les litiges dus aux fortes consommations et aux défauts d'enregistrement.

Sur le plan de la trésorerie un substitut existe par l'établissement de comptes provisionnels établis sans relevé et ajustés à l'occasion du passage annuel. Ce procédé provoque des charges de facturation, d'administration, de rectification dont l'importance doit être comparée aux rentrées intermédiaires.

2.3 L'estimation des index

Une autre méthode consiste à estimer les index sur base des consommations moyennes antérieures et à établir non plus des comptes provisionnels mais bien des factures définitives qui, et si tout est normal, se verront automatiquement régularisées par la facturation suivante basée sur une prise d'index réelle.

Des informations obtenues à ce sujet et de l'expérience acquise à la Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux, nous pouvons conclure que ce procédé donne lieu à beaucoup de difficultés et n'est pas applicable à toutes les catégories d'abonnés. Il peut à la longue créer parmi le public un sentiment de méfiance vis-à-vis des sociétés de distribution d'eau avec les conséquences que l'on devine.

2.4 La communication des index par les abonnés

Elle peut avantageusement remplacer l'estimation et contribuer à la réduction des charges du relevé pour autant que:

- un pourcentage important d'abonnés répondent; les éléments d'information sur ce point ne sont pas concordants; ils s'étalent de 20 à 80%;
- les réponses arrivent dans les délais impartis, généralement 5 jours pour permettre la facturation du plus grand nombre;
- les chiffres communiqués fassent l'objet d'un contrôle de vraisemblance;
- une vérification soit opérée par les releveurs, une fois l'an, voire tous les deux ans ou un index sur deux si plusieurs facturations sont effectuées dans l'année.

Quoi qu'il en soit, la mise en application de cette méthode doit être précédée d'une campagne de sensibilisation et d'explication, à l'intention du public.

2.5 Le manque d'accès

Nous avons exposé les données de cette question à l'occasion de l'examen de la lecture à distance. Elle varie évidemment d'un pays à l'autre et d'une région à l'autre, mais comme nous l'avons vu, les absents peuvent représenter jusqu'à 25% du nombre d'abonnés visités, parfois même plus.

Comment peut-on traiter ce problème d'une manière économique?

Plusieurs solutions sont possibles, en dehors de la lecture à distance ou automatique, dont le rendement dépendra des circonstances locales. Nous citerons:

- les index estimés et les index communiqués par les abonnés, avec les réserves que nous avons émises en ce qui concerne le pourcentage et la rapidité des

réponses, la fréquence d'utilisation, la fiabilité;

- le passage systématique des releveurs après une première visite infructueuse et ce après le dépôt d'un avis signalant le jour et l'heure du nouveau passage. Un certain nombre d'absents peuvent ainsi être récupérés (30 à 40%) sans trop de perte de rendement puisque ce passage se fait alors que les releveurs sont encore occupés dans le quartier.

Dans certains services les absents sont groupés dans une même journée de la semaine suivante et sont ainsi revus par un agent spécial qui dispose d'un véhicule;

- enfin, certains services préviennent au préalable leurs abonnés du passage du releveur, soit par la poste soit par un avis déposé dans l'immeuble. Ce procédé qui entraîne toutefois des frais administratifs a pour effet de réduire au minimum les défauts d'accès.

2.6 L'organisation des itinéraires

Il n'est pas nécessaire d'insister sur l'importance d'une organisation qui permette aux releveurs d'exécuter un travail en continu.

Un aspect qu'il convient de souligner est celui de la suppression des pointes de travail qui peuvent se présenter notamment quand un grand nombre de comptes doivent être clôturés pour répondre à des échéances fixées par des dispositions légales ou réglementaires. Aucun effort ne doit être négligé pour obtenir une modification de ces dernières avec l'accord éventuel des municipalités concernées.

Le cas de Bruxelles est exemplaire à cet égard puisqu'il fallait relever 200 000 index aux alentours du 1er janvier, clôture de l'année civile. La modification intervenue a consisté à répartir les abonnés en 4 groupes d'échéances, respectivement les 1er janvier, 1er avril, 1er juillet et 1er octobre, avec comme conséquence une réduction progressive de 50% de l'effectif des releveurs ainsi qu'un meilleur étalement du planning du Centre informatique. Certaines sociétés ravitaillent leurs releveurs sur les lieux de travail en vue d'accroître leur rendement en économisant les déplacements improductifs. Cette opération est réalisée grâce à des bureaux itinérants à bord de véhicules dans lesquels les agents déposent les données déjà disponibles et reçoivent la suite de leur travail.

2.7 L'intégration des opérations de relevé par les sociétés de distribution d'eau, de gaz et d'électricité

Cette formule a déjà été mentionnée pour réduire les investissements en matière de relevé automatique. Il n'est pas exclu de l'envisager, et des réalisations existent, pour le relevé traditionnel, grâce à une mise en concordance des plannings des trois sociétés. La production d'une même facture pour les 3 consommations est également un objectif qui peut être matérialisé.

2.8 Conclusion de cette 2ème partie

Il existe de multiples possibilités d'améliorer l'organisation et le rendement du relevé manuel. Chaque entreprise doit rechercher sans désespérer les formules les mieux adaptées à sa situation et à ses caractéristiques économiques et sociologiques. Nous pensons que le passage annuel avec une utilisation plus étendue des index communiqués par les abonnés est de nature à réduire les charges du relevé.

Nous nous sommes jusqu'ici arrêtés à la prise d'information en examinant les moyens de l'optimiser. Nous savons qu'elle ne constitue pas une fin en soit mais

tout au contraire l'input de la procédure de facturation et de recouvrement des sommes dues par les consommateurs. Le relevé des index n'est qu'un sous-ensemble de l'ensemble constitué par la gestion des abonnés, cette dernière étant elle-même intégrée dans le *système de gestion* qui embrasse et coordonne toutes les activités de l'entreprise.

L'outil par excellence d'un tel type de gestion étant l'ordinateur, nous nous proposons dans cette troisième partie d'examiner schématiquement quels sont les divers niveaux d'approche informatique de la séquence relevé—facturation—recouvrement.

3 Le traitement relevé—facturation—recouvrement

L'ordinateur, nous le savons, a été introduit dans la plupart des entreprises pour résoudre des problèmes caractérisés par l'importance des volumes à traiter et par leur nature répétitive. Aussi, il n'est que tout naturel que les premières et principales applications de l'informatique se soient adressées, dans le secteur administratif, à la gestion des fichiers des abonnés et plus particulièrement à la facturation des consommations. Les sociétés de distribution d'eau, comme les autres, tendent ainsi à limiter leurs frais administratifs tout en espérant également rentabiliser l'ordinateur.

L'expérience nous a montré ce qu'il en était exactement, mais nous devons aussi admettre que ce stade a souvent permis aux entreprises d'aborder, par des applications simples, l'univers informatique et d'acquérir l'expérience nécessaire pour d'autres applications. La facturation continue d'ailleurs à occuper une part importante des activités des centres informatiques. Nous pouvons distinguer plusieurs stades d'évolution du traitement de l'information dans les entreprises de distribution d'eau.

a) *Le premier stade* est celui de l'exécution de plusieurs applications toutes distinctes et facilement sous-traitables, comme la tenue du fichier du personnel, du compte des fournisseurs, l'administration des magasins et surtout la facturation des consommations laquelle comprend la constitution et la gestion d'un fichier des abonnés, l'introduction en ordinateur des index et tarifs et enfin, la production des factures, d'états comptables divers et parfois de rappels de paiement;

b) *Le deuxième stade* est celui du traitement intégré c'est-à-dire fondé sur la logique des applications et absorbant les interdépendances multiples dont l'entreprise est le siège. L'ordinateur, à partir de modules très intégrés, favorise la rationalisation des principales fonctions.

C'est ainsi notamment que les gestions des abonnés, des compteurs, des réseaux, des chantiers, des finances et de la trésorerie, des stocks, du personnel, de la comptabilité générale et de gestion, ont toutes des interfaces; elles forment les sous-systèmes de l'ensemble plus vaste que constitue le système de gestion de l'entreprise. En ce qui concerne les abonnés qui nous intéressent plus particulièrement, nous trouvons une gestion intégrée de type commercial qui comprend:

- l'émission de supports pour le relevé,
- l'enregistrement des mouvements d'abonnés,
- la mémorisation des caractéristiques des abonnés,
- la prise en charge des index avec le contrôle automatique des consommations,
- le traitement des anomalies telles que fortes consommations, compteurs défectueux, défauts d'accès,
- la facturation,
- la comptabilisation des paiements adaptée aux procédures de recouvrement de masse, tels que prélèvement automatique sur compte bancaire par échange de bandes magnétiques ou recouvrement

- par correspondance grâce à la lecture optique,
- l'encaissement des paiements,
- la tenue des comptes d'abonnés avec la relance des factures impayées,
- l'établissement d'états comptables et de statistiques de ventilation.

Ce traitement intégré existe déjà dans la plupart des cas pour la gestion "abonnés" mais la gestion automatique de l'ensemble des applications est loin d'être généralisée parce que la difficulté réside au niveau des interfaces. L'informatique dite conversationnelle est appelée à se développer dans les prochaines années: elle généralisera la consultation directe des fichiers par l'intermédiaire de terminaux grâce à une interrogation accélérée avec un minimum d'interventions manuelles, ce qui nécessitera le choix d'un seuil en matière d'historique administrative et de situation des comptes. Cette application, qui ne s'adresse qu'à des matières relativement importantes, permet de réaliser l'unité de l'information à fournir; elle peut aussi assurer une plus grande fiabilité. Les possibilités d'intégration progressive du système sont illustrées au tableau IV.

c) *Un troisième stade* concerne la constitution de banques de données tant à l'échelle de l'entreprise qu'à celle d'un pays, en y englobant les administrations, les organismes bancaires, les services publics et notamment les services d'eau.

Dans l'entreprise, il s'agit essentiellement de saisir l'information là où elle est rassemblée, par une seule sollicitation, et d'en faciliter la diffusion aux utilisateurs grâce notamment au recours à un logiciel de gestion de fichiers intégrés. Vers l'extérieur, le problème se situe au niveau de la normalisation et de la simplification des échanges d'informations en vue de rentabiliser leur exploitation.

En conclusion, nous pouvons dire que le relevé et la facturation doivent dépasser le stade d'opérations purement indépendantes, séquentielles et répétitives pour s'intégrer à la gestion journalière des abonnés, elle-même interface du *système global de gestion de l'entreprise*.

En ce qui concerne précisément la mise sur pied d'un tel système, qui considère l'entreprise comme un tout, une unité de traitement de l'information, dans lequel différents sous-systèmes interagissent, il y a lieu d'être prudent et de concevoir une approche progressive et consécutive selon des étapes inscrites dans un *plan directeur informatique*. Les différents sous-systèmes s'édifieront et se développeront en fonction de leurs interactions mutuelles et de leur groupement en modules ayant entre-eux une relation logique. C'est ce que l'on appelle l'approche modulaire de systèmes indépendants, l'un d'eux étant le gestion des abonnés.

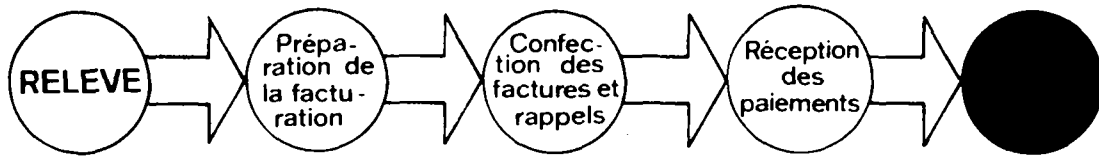
4 La recherche de seuils de rentabilité, d'aide à la prise de décisions, de seuils de validité

Poursuivant notre cheminement dans l'ordre des préoccupations qui sont celles des responsabilités, nous avons abordé progressivement des questions qui envisagent l'entreprise dans sa totalité. Nous resterons à ce niveau du management et de la prise de décisions dans cette quatrième et dernière partie. Elle est en grande partie inspirée par l'expérience, en plein développement d'ailleurs, de la Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux, à Bruxelles.

Dans un contexte économique devenant de plus en plus complexe et dans lequel un nombre considérable de données interviennent, il est assez tentant de vouloir résoudre les problèmes au fur et à mesure de leur apparition. Les solutions qui en résultent alors, si elles sont en général satisfaisantes sur le plan local, pour un

Tableau IV

Stades successifs vers le traitement intégré des applications RELEVÉ - FACTURATION - RECOUVREMENT Elimination progressive des interfaces du sous-ensemble « facturation »



Applications distinctes selon circuit administratif traditionnel.

Prise en charge possible par l'ordinateur suivant modules de traitement séparés.

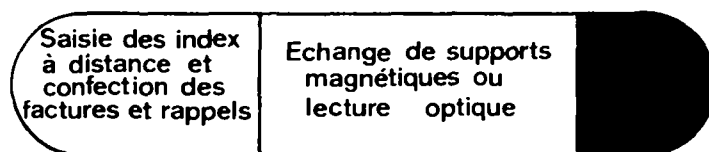


Prise en charge immédiate des données par l'ordinateur.

Economie d'une application administrative.



Prise en charge immédiate des données par l'ordinateur, comme dans le cas précédent. En outre, l'échange de supports normalisés réduit les interfaces et donc les modules.



Idem

mais saisie automatique des index.

Travail en continu et intégration complète du système.

temps limité d'ailleurs, n'en restent pas moins parcellaires et finissent par ne plus s'emboîter et par donner naissance à de nouveaux problèmes.

C'est ainsi que naît l'inflation de problèmes locaux débouchant sur une propension de type bureaucratique et un accroissement des charges. Devant la diversification des objectifs il est généralement difficile de trouver les causes des coûts, d'établir le rapport coût-efficacité. Chacun connaissant la solution à son problème, défend alors son cas particulier en contestant la gestion générale.

Une solution d'ensemble doit être recherchée, le cadre des problèmes doit être élargi à celui de l'entreprise; il est nécessaire de définir une philosophie d'entreprise et, pour les niveaux inférieurs, des politiques de gestion. Pour cela nous devons rechercher les lois qui gouvernent l'entreprise, et en particulier ses finances, qui agissent à notre insu mais qui, si elles sont connues, permettent de fixer des seuils de gestion.

Un premier exemple d'application de cette méthodologie de l'organisation est fourni par:

4.1 La détermination du seuil de rentabilité de la facturation

Les consommations doivent être facturées en principe au moins une fois par an mais il est intéressant sur le plan de la trésorerie de facturer plus fréquemment la consommation de certaines tranches d'abonnés, les plus importants. Pour un gestionnaire soucieux d'obtenir des recettes anticipées, il est tout naturel de tenter de multiplier les facturations intermédiaires. Ces apports en cours d'année produisent effectivement des résultats à court terme mais ont des conséquences défavorables sur l'ensemble de la gestion de l'entreprise. En effet, l'augmentation du volume de la facturation entraîne une augmentation parallèle et progressive des moyens de production et par conséquent des charges. Il est donc indispensable de se fixer un seuil économique en matière de nombre de facturation. Le seuil régulateur idéal est celui qui tient compte de la rentabilité de la facturation et qui est calculé en fonction du coût de cette dernière ainsi que de la diminution correspondante des intérêts à payer sur la partie utilisée de l'ouverture de crédit. L'économie maximale à réaliser dépend donc d'un seuil optimum, soit en terme de montant, soit en terme de consommation, à partir duquel il est indiqué d'accepter la facturation anticipée. Pour la CIBE le mécanisme de la facturation a été modélisé à partir de la condition que si A est le produit d'une facturation en fin d'année et B le produit d'au moins 2 facturations dans l'année, il faut que $B > A$ ou $B - A > 0$, $B - A$ étant le bénéfice réalisé.

Etant donné que:

S est le montant du supplément annuel d'un abonné

n le nombre de facturations

i l'intérêt dont il a été question

C le coût moyen d'une facture

le seuil à considérer comme optimal pour déclencher une facturation est déterminé par la formule:

$$S > \frac{2n}{i} C \left(1 + \frac{i}{2}\right)$$

Pour rendre le modèle plus compatible avec la logique de l'ordinateur, le seuil peut être traduit en consommation moyenne journalière, si:

Mj est cette moyenne

Pu le prix unitaire

nous avons:

$$Mj = \frac{S}{Pu} + \frac{400}{365}$$

(400 étant la quantité de droit octroyée par la redevance).

L'application du seuil depuis fin 1975 a eu pour effet de diminuer le nombre des abonnés dont la consommation justifie une facturation en cours d'année ce qui, sur le plan de la gestion, entraîne:

- un dégraissage progressif de la population des abonnés faisant l'objet de facturations intermédiaires,
- une diminution de la production brute en montants de ces facturations, c'est-à-dire des apports moins massifs pour la Trésorerie mais par conséquent, une rentabilité meilleure des facturations annuelles par suite de l'élévation du montant moyen par facture,
- l'optimisation du résultat financier de la fonction "facturation" au point de vue de la marge nette.

4.2 Un deuxième exemple est donné par la recherche d'un seuil d'aide à la prise de décision en matière de gestion des abonnés

Une entreprise de distribution d'eau doit pouvoir connaître la loi qui régit la consommation de ses abonnés

en vue de faire un choix en matière de politique de gestion.

Une étude statistique a mis en évidence les caractéristiques suivantes: à une population de 95% des abonnés représentant 53% de la consommation, s'oppose une population de 5% consommant 47% des volumes. A noter que des derniers sont exclusivement ceux qui justifient une ou plusieurs facturations intermédiaires et qui répondent donc au seuil de rentabilité de la facturation défini ci-avant.

Quelle interprétation économique peut-on retirer d'une telle statistique? Dans le secteur privé, elle aurait conduit à négliger la clientèle à faible rapport en vue de concentrer les efforts commerciaux sur celle, en général plus réduite, qui est d'un rapport élevé et qui conditionne le rendement du capital investi.

De telles options sont évidemment incompatibles avec l'éthique du service public mais rien n'empêche de s'en inspirer au niveau de la gestion pour rentabiliser les moyens de production et de fonctionnement.

L'étude à la Compagnie de Bruxelles a permis de faire la synthèse des résultats d'une politique d'estimation des index chez les abonnés justifiant une facturation intermédiaire. En fait, cette méthode a abouti à une surcharge de travail administratif qui a fait perdre a posteriori ce qui a été économisé a priori c'est-à-dire le relevé d'index. Cette situation était due au fait que l'on a tenté de rationaliser, et cela en diminuant la qualité du service, la gestion d'une clientèle rentable qui réclame précisément un maximum de surveillance et de qualité de gestion. L'intérêt de la synthèse fournie par l'étude statistique est de mettre en évidence que l'objectif de concentration des moyens doit s'adresser aux 5% des abonnés dits rentables sans pour autant négliger les autres 95% auxquels une politique différenciée et par exception peut être appliquée, par exemple, pour le comptage de l'eau. Cela concerne aussi bien le choix du moment du remplacement du compteur que la politique à appliquer au relevé d'index. C'est la politique de perfection appliquée à toutes les catégories d'abonnés, aussi bien les non-rentables que les rentables, qui coûte cher.

A titre exemplatif, on pourrait:

a) pour les abonnés rentables (5%)

- accorder la priorité à l'adéquation du calibre des compteurs,
- surveiller de près la consommation, par des relevés d'index effectifs et par une surveillance accrue de la précision dans l'enregistrement. Il est possible que pour ces abonnés, l'analyse économique prouve que le remplacement des compteurs doit être plus fréquent, le seuil de rentabilité du remplacement étant à l'intersection de la courbe des coûts de remplacement avec celle des recettes non perçues;
- procéder à des facturations intermédiaires en fonction du seuil de rentabilité de la facturation révisé périodiquement,
- accorder une priorité de traitement de l'information, de relations et de qualité de service en général. Les fichiers devraient mentionner la qualité de ces abonnés qui devrait être connue par l'ensemble du personnel administratif et technique affecté à la distribution;

b) et pour les autres abonnés (95%)

- envisager la possibilité d'une diminution de la fréquence de relevé effectif d'index en la portant à deux ans, par exemple, l'année intermédiaire étant comptabilisée par des index communiqués par les abonnés ou estimés par calcul. Une telle politique permettrait de réduire progressivement les charges fixes et les frais variables du relevé;
- rentabiliser également le remplacement des compteurs en retardant les remplacements systématiques selon les résultats de l'analyse économique.

4.3 Un troisième exemple, enfin, est la détermination des seuils de validité du contrôle

Dans tout cycle d'opérations, le contrôle apparaît à la fois comme nécessaire et coûteux d'où la nécessité d'en déterminer les limites ce qui, dans le domaine administratif, n'est pas aisé à cause de la difficulté de quantifier le travail.

Encore une fois, c'est un seuil économique qui doit déterminer l'espace de validité du contrôle. D'une manière générale, le contrôle doit rapporter au moins ce qu'il coûte. Son coût est souvent aisé à déterminer. Par contre, ce qu'il rapporte est insaisissable tant que l'on n'a pas identifié et quantifié les incidents qui se produisent lorsqu'il n'existe pas.

Il est donc indiqué de faire l'inventaire des erreurs, ensuite de distinguer les erreurs qui entraînent une réparation, et donc un coût authentique, de celles dont la conséquence est négligeable.

Lorsque les conséquences (selon l'option que le contrôle n'existe pas) sont traduites en coûts, il devient simple de déterminer que le seuil d'acceptation du contrôle se situe dans la plage où le coût de ce dernier reste inférieur au coût de réparation des erreurs.

Le dénombrement des erreurs sur une période suffisamment longue permettant d'assimiler les statistiques à une probabilité, nous avons la formule générale d'évaluation rapide:

“probabilité d'une erreur × coût > coût d'une opération de la conséquence d'une erreur de contrôle”

Cette formule peut notamment être utilisée dans le problème de la facturation en considérant le relevé d'index comme un contrôle.

Nous avons vu plus haut que ce “contrôle” est indispensable pour 5% des abonnés. Les erreurs au niveau de leurs consommations sont lourdes de conséquence. Mais en ce qui concerne les consommations faibles de 95% des autres abonnés? Que représente le coût du relevé, et donc du contrôle, vis-à-vis des conséquences d'erreurs résultant de l'absence d'un relevé, par exemple?

Nous savons que le coût d'un relevé est de 56 FB, soit \$1,60.

Les conséquences d'une décision remplaçant un relevé par un calcul automatique d'index sont dues à la population statistiquement connue des consommateurs qui changent d'adresse chaque année, et qui représentent 7% de l'ensemble des abonnés.

La moitié des cas exige une régularisation complète, nécessitant souvent un relevé réel, ce qui entraîne un coût de réparation de 1080 FB, soit \$30,85 par cas en moyenne. L'autre moitié entraîne des interventions simples, réglées souvent par téléphone, et dont le coût n'excède pas 200 FB, soit \$5,71 par cas en moyenne.

Nous avons donc, comme quantification du coût des erreurs:

$$\left(\frac{3,5}{100} \times 1080 \text{ soit } \$30,85\right) + \left(\frac{3,5}{100} \times 200 \text{ soit } \$5,71\right)$$

= 44,80 FB, soit \$1,28 et comme coût de contrôle: 56 FB, soit \$1,60.

Dans le cas de ces abonnés (7%), l'espérance mathématique du gain si le relevé est supprimé est donc $56 - 44,80 = 11,20$ FB, soit $\$1,60 - \$1,28 = \$0,32$ par cas. Le gain est donc relativement faible pour 7% des abonnés, mais il est important pour 93%, pour lesquels il atteint le coût total du contrôle, soit 56 FB ou \$1,60. Pour ce qui concerne la Compagnie Intercommunale Bruxelloise

des Eaux, le calcul théorique de l'économie totale s'établit donc à:

(7%) 25 000 abonnés	
× 11,20 FB ou	
\$0,32 =	280 000 FB soit \$8 000
(93%) 317 000 abonnés	
× 56 FB ou	
\$1,60 =	17 752 000 FB soit \$507 000
	18 032 000 FB soit \$515 000

Ce montant doit néanmoins être réduit de moitié, car en première approche d'une politique nouvelle, il est convenu de n'envisager un calcul d'index qu'une année sur deux. Le gain total serait donc de l'ordre de 9 000 000 FB par an, soit \$257 120.

5 Conclusion générale

Améliorer les conditions dans lesquelles se réalisent le relevé des index et la facturation des consommations est l'un des objectifs des responsables des services d'eau.

La technique, la technologie, la méthodologie de l'organisation, offrent des solutions souvent satisfaisantes, parfois séduisantes, bien que non encore exploitables commercialement. Notre recherche de rentabilisation et d'optimisation des procédures de relevé et de facturation ne peuvent cependant nous faire perdre de vue le droit des abonnés à obtenir un service de qualité. L'année 1974 a marqué une prise de conscience du grand public à cet égard et il suffit de constater combien est grande l'audience des associations des consommateurs et combien se développe l'esprit critique à l'égard de services tels que les nôtres. C'est la raison pour laquelle cet exposé a souligné certains aspects comme la fiabilité des nouveaux systèmes, les retombées économiques, difficilement quantifiables d'ailleurs, résultant de la diminution de contacts directs, de leur absence ou simplement de leur mauvaise qualité.

Il appartient aux décideurs de définir une philosophie de la gestion des abonnés qui, quoique tenant compte de certains seuils comme nous l'avons vu, ne tombe cependant pas dans un automatisme conduisant à l'anonymat et à la déshumanisation contraires aux aspirations fondamentales et relativement permanentes des citoyens. En terminant, nous ferons référence à une conception très moderne de la gestion des entreprises selon laquelle la qualité générale de celle-ci résulterait non pas de la somme des qualités fonctionnelles mais de leur multiplication, de sorte que la mauvaise qualité d'une seule fonction pourrait annuler le résultat général. Cette constatation devrait nous rendre vigilants pour éviter que la fonction commerciale, c'est-à-dire la gestion des abonnés, devienne l'élément faible de l'organisation.

Bibliographie

1. Allsop, D. E., An improved remote register. Congrès The Institution of Electrical Engineers, p. 190-194, London, 26-29 september 1972.
2. Automatic meter reading using existing telephone circuits. *JAWWA*, 65, n° 2, p. 99-111, february 1973.
3. Badot, A., La grande mutation informatique dans les PME Chambre de Commerce de Bruxelles, 102, n° 15, p. 5-17, 5 avril 1977.
4. Blaha, J. W., Water bills and computers. *JAWWA*, 62, n° 10, p. 603-605, october 1970.
5. Carlson, E. L., A customer self-meter-reading program. *JAWWA*, 69, n° 2, p. 72, february 1977.
6. Celis, J., Bouche, R., Frateur, J. et Vereecken, S., Ervaringen met de computer voor de administratieve taken en mogelijkheden voor de toekomst. Expériences relatives à l'utilisation de l'ordinateur

- pour des travaux administratifs et possibilités futures. *Informatieblad van de Navewa—Bulletin d'Information de l'ANSEAU*, p. 91-106, 1974. (Studiedagen van de NAVWEA—Journées d'Etude de l'ANSEAU, Brussel—Bruxelles, 20 november-novembre 1973.)
7. Le Departement comptabilité et clientèle. Intercom-Centre. *Journal d'entreprise*, n°s 47 et 48, 2e et 3e trimestres, p. 4-16, 1975.
 8. Desmed, A., Quelques problèmes d'organisation d'un service de relevé de compteurs de distribution d'eau. Organisationsproblemen met betrekking tot de inrichting van een dienst voor de opnemng van watermeters. *Bulletin d'Information de l'ANSEAU—Informatieblad van de NAVWEA*, n° 150, p. 2-20, juillet-juli 1967. (Journées d'Etude de l'ANSEAU—Studiedagen van de NAVWEA, Antwerpen, 22-23 septembre-september 1966.)
 9. de Woot de Trixhe, P., L'entreprise face aux nouveaux défis de l'environnement. *IBM Informations*, n° 82, p. 2-13, 1er trimestre 1977. *Annales de Sciences Economiques Appliquées*, 33, n° 1, p. 11-29, 1976-1977.
 10. La distribution publique d'eau potable. Un cas d'entreprise à l'échelle communale. *Hommes et Techniques*, 29, n° 346-347, p. 614-660, août-septembre 1973. Bibliographie.
 11. Dumont, A., Lambot, A. et Royer, M., Une application de l'analyse modulaire des systèmes. Expérience réalisée à la Banque Bruxelles-Lambert. *Travail et Méthodes*, 30, n° 335, p. 3-15, mars 1977.
 12. Ebner, T. L., Automatic meter reading. *JAWWA*, 65, n° 2, p. 112-122, february 1973.
 13. Feline, L., L'informatique et l'eau. 9e Congrès AIDE-IWSA, New York, 11-14 septembre 1972.
 14. Frateur, J., Overwegingen bij het gebruik van de computer in de administratie van de waterleidingsbedrijven. *Tijdschrift van de BECEWA*, nr 21, 10 mei, blz 37-46, nr 22, september 1972, blz 50-54.
 15. Freeman, J. E., Meter reading by two-way radio. *JAWWA*, 65, n° 5, p. 331-333, may 1973. (North Carolina Second Meeting AWWA, 9 november 1971.)
 16. Gotoh, K., Automatic control of large water supply systems. Contrôle automatique des grands réseaux de distribution d'eau. 11e Congrès AIDE-IWSA, Amsterdam, 13-17 september 1976.
 17. Guarino, C. F., Metering. *JAWWA*, 68, n° 9, p. 17 et 27, september 1976.
 18. Hardy, S. G., Automatic meter reading: panacea or Pandora's Box? *Water and Sewage Works*, 121, p. R65-66, reference number—april 1974.
 19. Hutton, S. P., Water metering and water meters. Le mesurage de l'eau et les compteurs. 5e Congrès AIDE-IWSA, Berlin, 29 mai-2 juin 1961.
 20. Janssen, P. E., Les techniques de paiement bancaires: une évolution accélérée. *Chambre de Commerce de Bruxelles*, 102, n° 18, p. 5 et 7, 20 mai 1977.
 21. Kent meters, Documentation technique sur le matériel Kent.
 22. Klingeleers, G., La mécanisation de la facturation ou les expériences de l'Association Intercommunale de Mécanographie. De automatisering van de facturering of de ervaring van de Intercommunale Vereniging van de Mecanografie. *Bulletin d'Information de l'ANSEAU—Informatieblad van de NAVWEA*, p. 93-119, 1975. (Journées d'Etude de l'ANSEAU—Studiedagen van de NAVWEA, Namur, 1974.)
 23. Lambot, H., L'intégration des ordinateurs dans la gestion des entreprises. *Inschakeling van computers in het bedrijfsbeheer*. Organisation Scientifique—Wetenschappelijke Organisatie, 44, n° 3, p. 9-27, 1970.
 24. Martin, R., Two new tests signal remote meter reading breakthrough. *American Gas Journal*, p. 30-35, october 1967.
 25. Mellaerts, W., Nuttig gebruik van computers? *Technisch Management*, 5, nr 3B, blz. 3, 15 maart 1977.
 26. Mercier, R., Remote meter reading: some experimental applications in France. Congrès The Institution of Electrical Engineers, p. 271-278, London, 26-29 september 1972.
 27. Moore, J. E., A strategic view of automated meter reading. Congrès The Institution of Electrical Engineers, p. 302-307, London, 26-29 september 1972.
 28. O'Leary, T. V., Meter-reading revolution. *JAWWA*, 63, n° 8, p. 481-484, august 1971. (AWWA Annual Conference, 14th June 1971.)
 29. Randall M. et Barretì, S. G., Water waste prevention: a commentary. La lutte contre le gaspillage de l'eau. 9e Congrès AIDE-IWSA, New York, 11-14 septembre 1972.
 30. Rapport annuel. N.V. Watermaatschappij Zeeland 1973.
 31. Rapport annuel. N.V. Watermaatschappij Zuid-West Nederland 1974.
 32. Rensburg, J., Mesurage de l'eau et les compteurs. De meting van het water en de meters. *Bulletin d'Information de l'ANSEAU—Informatieblad van de NAVWEA*, n° 85, p. 29-41, février-february 1962. (Journées d'étude de l'ANSEAU—Studiedagen van de NAVWEA, Bruxelles—Brussel, 12-13 octobre—october 1961.)
 33. Ring, C. A., Procédés de relevé automatique des compteurs. Automatic systems of water metering. 10e Congrès AIDE-IWSA, Brighton, 19-22 august 1974.
 34. Roeder, B. B., EFTS for automatic payment of waterbills. *JAWWA*, 68, n° 10, p. 509-510, october 1976.
 35. Snider, H. E., The meter revolution. *JAWWA*, 69, n° 2, p. 66-67, february 1977.
 36. Stoten, T. A. et Binnie, A., TAB-Line system reads domestic supply meters over telephone lines. *Kent Technical Review*, n° 8, p. 8-11, january 1973.
 37. Taylor, D., Water meter with remote reading counter. *Kent Technical Review*, n° 16, p. 16-17, april 1976.
 38. Thiry, M., Le dernier né du charroi d'Intercom-Centre: un bureau mobile. *Intercom-Centre. Journal d'Entreprise*, n° 45, 4e trimestre, p. 50-55, 1974.
 39. Van den Heede, J., Administratieve taken in verband met de waterdistributie: fakturatie, kontrakten, kontakten met het publiek. Tâches administratives en rapport avec la distribution d'eau: la facturation, les contrats, les contacts avec le public. (Studiedagen van de NAVWEA—Journées d'Etude de l'ANSEAU, Brussel—Bruxelles 1976.)
 40. Vermersch, R., Influence du comptage sur la consommation d'eau et les moyens d'améliorer son efficacité. 10e Congrès AIDE-IWSA, Brighton, 19-22 august 1974.
 41. The water utility industry in the United States. L'industrie des distributions d'eau aux Etats-Unis. *Aqua*, n° 2, p. 3-10, 1972. Bibliographie.

Summary

The reading of water meters and subsequent billing are still to a large extent labour intensive and are, therefore, sensitive to increases in labour costs. Thus it is interesting to examine the possibility of improving the relationship between cost and efficiency starting with the following four considerations:

- remote meter reading and automatic meter reading
- optimisation of traditional reading methods
- integration of the sequence reading—billing—collection
- the search for rating thresholds, control thresholds and management information to aid decision making.

1 Remote reading and automatic reading

The increases in the costs of meter reading by traditional methods can be attributed to:

- increases in wages and salaries
- the growth of suburban development which lengthens the routes of meter readers and reduces their output
- the increase in absentee consumers which may reach 25% in some areas.

These factors create difficulties in billing because the requisite data processing requires regular and complete data collection. With this in mind a number of systems based on the development of electronics and remote signalling technology have been devised:

- remote reading which has been in use for 25 years.

It has been developed by most of the meter manufacturers and permits the transmission of readings for display on the outside of the consumers' premises. The cost of the meter, without wiring, is 2.5 times the cost of a conventional meter.

- automatic reading using
 - (a) existing telephone lines
 - (b) cable television networks
 - (c) the electronic power supply network.

Experiments going back more than 10 years have proved that these methods are theoretically possible. The use of the electronic power network is preferred because all houses are connected to it.

The setting up of an automatic meter reading system gives a negotiated agreement between the two parties which should take full advantage of the benefits of the system. Water utilities must take into consideration the following constraints:

- the reliability of the transmission of readings which, if not adequate, can be the cause of further costs
- the use of the system, particularly the initial cost of making meters compatible with the system as well as hire of the transmission lines and the costs of data preparation e.g. card punching, tape punching, etc.

It appears that some reduction of costs should be possible by grouping together water, gas and electric meters on a common system.

2 Optimisation of working routines

Whilst it is possible that remote reading could become economically viable it appears that automatic reading is still some way off. In the short term manual reading will continue. Thus it is absolutely vital to optimise working routines by:

- developing a uniform policy for water metering e.g. types and sizes of water meters, frequency of replacement, numbers of meters in a building, etc.
- reduction of the number of readings, if possible, following an evaluation of the economic effects and relationships with consumers, etc.

- estimated readings based on previous consumption although this can create difficulties with consumers and cannot be applied universally.
- the consumer self-reading system with the provisos that:
 - (a) a high percentage of consumers read their own meters
 - (b) the self-read cards are returned within the stated time
 - (c) the readings are checked
 - (d) actual readings are made on a regular basis.
- optimisation of the routes of meter readers to ensure continuous activity for them.
- integration of the reading of gas, water and electricity meters.

3 Data processing of the chain reading-billing-collection

The evolution of data processing in water supply undertakings include the following stages:

- automation of individual sections of the overall system e.g. personnel, records, workshop maintenance, consumers' files, input of readings, invoice preparation, debt reminders, financial records
- integrated processing is the second stage: the management of consumers, meters, networks, construction sites, financial affairs and records, staff, etc.

The management of consumers must be seen as an integrated process from the transmission of readings to the preparation of accounts and fixing of charges and tariffs. The so called "conversational" data processing system which is under development will permit the interrogation of the system, file records included, via terminals.

- a third stage would be the development of data banks at both utility and national levels.

If the integrated system is one to be adopted it can only be installed in steps prescribed by an efficient MIS (management information system) plan.

4 The search for economic thresholds, for assistance in decision making and for thresholds of validity

General solutions to problems must be sought on an undertaking-wide basis and the philosophy of the undertaking clarified in order to determine policy. Therefore, the rules governing the operation of the undertaking, particularly those relating to financial affairs, must be determined in order to be able to fix management thresholds. The following are examples of this:

- determination of the economic threshold for billing. This ideal regulating threshold is one which should take into account the return from invoicing and which is calculated in terms of the cost of the invoice and the corresponding interest on the credit otherwise allowed.

The optimum threshold for beginning billing is given by the formula

$$S > \frac{2n}{i} C \left(1 + \frac{i}{2}\right)$$

where:

S is the amount of the annual payment of the consumer

n is the number of invoices

i is the interest mentioned above

C is the average cost of sending an invoice.

A further example is concerned with the search for

information to assist in decision making in the management of consumers. The results of a statistical study have indicated that 95% of the consumer population take up 53% of the total consumption whereas the remaining 47% is consumed by the other 5%. Clearly this points the way to the need for a different policy for this 5% in terms of the choice of water meters and their maintenance, the frequency of readings and billing and the keeping of detailed records.

The determination of the thresholds of validity of controls. This relates to the cost of internal administrative controls. A general probability formula has been devised to provide a rapid evaluation.

$$\begin{array}{r} \text{Probability of an error} \\ \times \\ \text{The consequences of the error} \end{array} > \begin{array}{r} \text{cost of a control} \\ \text{operation} \end{array}$$

This formula can be used for the problem of meter/reading billing when meter reading is considered as a control.

Application of the formula to this problem at Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux has indicated that the calculated economic gain from replacing reading by automatic calculation was 9 million Belgian francs or \$257 120 (US).

5 General conclusions

One of the main objectives of the management of water utilities is the optimisation of meter reading and billing conditions.

The techniques, technology and methodology available to management can often offer potentially satisfactory solutions. Some although alluring, are not yet commercial propositions. The search for economically viable operations and the optimisation of reading and billing procedures should not obscure the need to acknowledge the right of consumers to a good quality service. The year 1978 was significant in that it marked a time of significant increase in the public's awareness of this fact. The growing importance of consumer associations and the development of critical attitudes to public services both bear witness to this. That is the reason why this paper has highlighted certain aspects such as the reliability of new systems and economic repercussions, which are not always qualifiable because they result from the decrease or absence of direct contact with the public or simply from poor quality.

The decision makers must define a philosophy for consumer management which, although it must take account of the constraints detailed in this paper, must nonetheless give maximum attention to the quality of the relationship between the utility and the consumer.

Finally, reference is made to that modern concept of management of enterprises whereby the general quality should not result from the sum of functional qualities but rather from the product of these. Thus the poor quality of one single function could annul the general result. The adoption of this concept would make utility managers vigilant in order to avoid the situation whereby the commercial function, i.e. the management of consumers, could become the weak link in the organisation.

Gestion optimale des compteurs d'eau méthodologie et moyens

par Jean-François Bost

Société Lyonnaise des eaux et de l'Eclairage, Paris, France

Les compteurs présentent, comme tous les instruments de mesure, des limites qui peuvent introduire des écarts importants entre les quantités mesurées et les quantités réellement consommées. Notons en particulier pour les compteurs de volume, les plus utilisés en France:

- que l'erreur de mesure est fonction des débits instantanés traversant l'appareil, et qu'aux deux extrémités de la plage d'utilisation, le rapport entre volumes mesurés et volumes consommés décroît considérablement jusqu'à devenir nul aux très faibles débits. Cette dernière conséquence a pour effet la sous-estimation de la consommation de l'abonné ou l'ignorance des petites fuites se produisant dans l'installation de l'abonné.
- que la justesse de l'appareil se détériore avec le vieillissement du compteur, l'appareil ayant tendance à sous-estimer de plus en plus les consommations.

Il importe pour un distributeur d'eau dans un souci de bonne gestion du service qui lui est confié:

- 1) de connaître la part due à la sous-estimation du comptage dans l'explication du rendement des réseaux, qu'on a peut-être trop exclusivement tendance à justifier par les fuites sur canalisations et branchements.
- 2) d'essayer de déterminer pour chaque catégorie d'abonné le type et le calibre du compteur qui donnera les plus faibles écarts entre les quantités consommées et les quantités mesurées.
- 3) de faire un choix rationnel et économique entre les différents modèles qui lui sont proposés par les fabricants.
- 4) de définir, pour chaque service d'eau une politique optimale de gestion des compteurs en service grâce à une meilleure connaissance du vieillissement de leurs caractéristiques.

Des études ont été menées dans ce sens dans différents pays pour déterminer notamment l'optimum de renouvellement des compteurs d'eau, citons en particulier les études de M Sollman du KIWA, de MM Ronsmans et Rogge de la SNDE de Belgique et le rapport présenté par M Williams au dernier Congrès de l'AIDE. La Lyonnaise des eaux a aussi décidé en 1975 de se livrer à une telle étude, qui dans une première phase ne concerne que les abonnés domestiques résidant en maison individuelle, c'est-à-dire alimentés par un compteur de diamètre nominal 12, 15 ou 20 mm, ou de débit nominal 1, 1,5 ou 2,5 selon les nouvelles appellations internationales.

L'objet du présent rapport est de présenter la méthodologie et les moyens que nous avons adoptés. Nous avons en particulier recherché une formulation économique du problème posé ayant le caractère le plus général possible.

1 Méthodologie

Soit un abonné consommant un volume V pendant une période T , ce volume étant constitué de débits

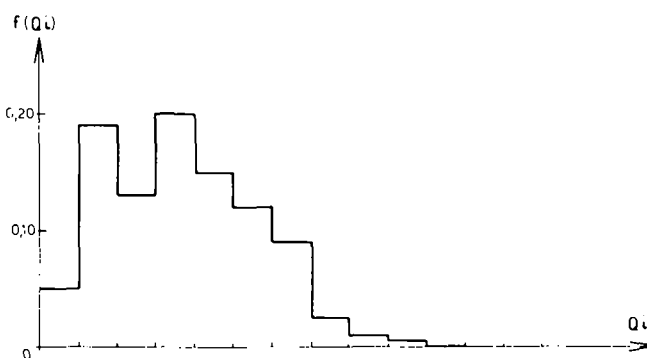


Fig. 1. Histogramme des débits de puisage
Rates of flow distribution

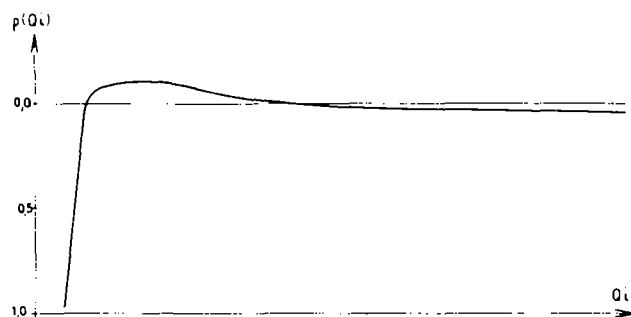


Fig. 2. Précision d'un compteur de volume
Accuracy of a volumetric water meter

instantanés Q_i , ayant une fréquence d'occurrence $f(Q_i)$ avec:

$$\int_0^{\infty} f(Q_i) dQ_i = 1 \text{ et } V = T \int_0^{\infty} f(Q_i) Q_i dQ_i$$

(cf. fig. 1).

Si on place chez cet abonné un compteur dont l'erreur de justesse est $p(Q_i)$ * (cf. fig. 2), ce compteur aura enregistré à la fin de la période T :

$$V' = T \int_0^{\infty} f(Q_i) [1 - p(Q_i)] Q_i dQ_i$$

et le rendement global du compteur sera:

$$R = \frac{V'}{V} = \frac{\int_0^{\infty} f(Q_i) [1 - p(Q_i)] Q_i dQ_i}{\int_0^{\infty} f(Q_i) Q_i dQ_i}$$

Si l'on admet que la consommation de l'abonné se reproduit identique à elle-même d'année en année et que le rendement du compteur se modifie, R va évoluer au cours du temps, et décroître pour un compteur de volume. Nous désignerons par R_k le rendement global du compteur au cours de la $k^{i\text{ème}}$ année après sa mise en place ou sa rénovation (cf. fig. 3).

*Nous utiliserons par la suite le terme habituel, bien qu'impropre, de *précision* pour désigner cette grandeur.

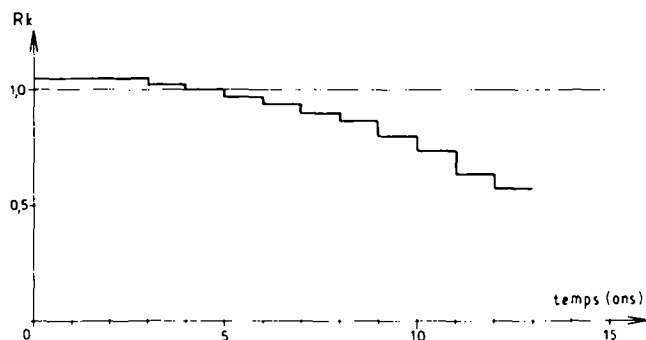


Fig. 3. Rendement global d'un compteur pour un abonné donné
Ratio of metered water to yearly consumed water per customer

Il est fort probable que R_k soit aussi fonction d'autres paramètres tels que la consommation, la qualité de l'eau, le mode de puisage, la pression, etc... dont il conviendra de vérifier l'influence sur l'évolution de R_k , en traitant les résultats d'essais par des méthodes statistiques d'analyse de variance ou d'analyse factorielle.

Les recettes "procurées" par un compteur de volume vont donc décroître au cours du temps, et on peut se demander si on n'a pas intérêt à provoquer de façon systématique un remplacement du compteur (après ou non un contrôle éventuel) dès qu'il a atteint un certain âge.

En possession des courbes $f(Q_i)$, $p(Q_i)$ et R_k , on simulera pour un service vendant à ces abonnés l'eau à un prix donné, différentes politiques de remplacement systématique (avec ou sans contrôle du compteur déposé) en faisant varier la période de renouvellement (n), les coûts (pose, dépose, conditions de rénovation ou de reprise par le fabricant...) et le taux d'actualisation...

Nous supposons que le compteur n'entraîne aucune dépense d'entretien en-dehors des remplacements, ce qui est le cas général. Lorsqu'une avarie entraîne une dépose prématurée, l'exploitant n'a de toute façon aucune liberté d'action et la règle de gestion que nous cherchons ne lui est d'aucun secours. Cependant si ces déposes prématurées sortaient de l'exceptionnel, il convient d'en tenir compte dans le calcul d'optimisation.

2 Analyse des consommations

Pour obtenir la répartition de la consommation des abonnés aux différents débits de puisage, c'est-à-dire pour tracer l'histogramme $f(Q_i)$, il nous fallait disposer d'un appareil d'enregistrement commode: portable, robuste, autonome en alimentation électrique, d'installation aisée chez les abonnés, et présentant les données enregistrées sous une forme aisément exploitable.

Il existait sur le marché français des appareils répondant partiellement à ces caractéristiques, mais généralement de par leur conception, ils ne permettaient pas d'appréhender le débit instantané transisant au travers du compteur, la base d'intégration des impulsions émises par la tête spéciale placée sur le compteur étant d'au moins quelques minutes, alors qu'il a été constaté que la durée moyenne de puisage était de l'ordre de 30 secondes pour un foyer. De plus, la présentation séquentielle des résultats sous forme graphique ou numérique exigeait un long et fastidieux travail de dépouillement.

Nous avons donc conçu avec l'aide du laboratoire d'électronique d'une école supérieure d'ingénieurs, un appareil simple et bon marché composé des éléments suivants:

1) un capteur constitué d'un compteur volumétrique standard, dont on a remplacé l'horlogerie par un

disque strié entraîné directement par le piston. Une tête opto-électrique émet une impulsion à chaque passage de strie qui correspond à un volume enregistré d'environ $0,7 \text{ cm}^3$. On a associé à ce compteur un filtre et un clapet anti-retour. Le compteur est bien entretenu réétalonné régulièrement au moins tous les mois (voir fig. 4).

2) un appareil enregistreur doté d'une base de temps d'intégration d'une seconde, qui reçoit les impulsions du capteur et affiche sur une série de totalisateurs numériques:

- le temps de fonctionnement de l'appareil
- le volume total mesuré par le compteur
- le nombre des démarrages que nous avons défini arbitrairement comme étant les passages à un débit supérieur à 80 l/h (valeur aisément modifiable selon la nature de la consommation contrôlée).
- les temps de puisage à des débits supérieurs à 15 valeurs fixées. Pour des raisons de simplification et aussi compte tenu de l'allure de la courbe de précision du compteur de volume, ces valeurs ont été choisies en progression géométrique de raison 2. En d'autres termes, on lit sur le premier totalisateur le temps pendant lequel le débit de puisage a été supérieur à $\times \text{l/h}$, sur le second le temps pendant lequel il a été supérieur à $2 \times \text{l/h}$, etc...

Il suffit donc de relever à la fin de la période d'essai ou à intervalle régulier, les valeurs indiquées sur ces 15 totalisateurs pour pouvoir tracer l'histogramme $f(Q_i)$ pour la période considérée.

3) une alimentation par batterie permettant une autonomie de 15 jours.

Monsieur Sollman a été confronté aux mêmes problèmes et a mis au point il y a quelques années un appareil voisin qui est aujourd'hui commercialisé par une firme des Pays-Bas.

Nous avons d'abord envisagé de réaliser chez le même abonné quatre essais d'une durée d'une semaine, décalés de trois mois pour tenir compte du caractère saisonnier de la consommation. Finalement, il nous a paru plus intéressant d'augmenter l'échantillon des abonnés concernés, et de n'analyser leurs consommations que pendant une seule semaine, compte tenu de la durée de l'étude que nous avons fixée à un an, et du nombre limité d'appareils d'analyse que nous pouvions nous procurer et mettre en oeuvre dans le cadre du budget de l'étude. Nous espérons ainsi disposer, à la fin de l'été 1978, de 200 à 300 enregistrements d'une semaine de consommation chez des abonnés tirés au sort dans six agglomérations françaises.

Sur la fiche d'analyse de consommation, nous avons estimé nécessaire d'indiquer des renseignements concernant l'abonné choisi et qui pourrait expliquer des anomalies ou des dispersions importantes des résultats:

- la date de construction de l'habitation,
- la nature de l'habitation (immeuble collectif, villa...),
- le nombre de foyers desservis par le compteur (quelques unités, au plus, car nous n'avons retenu que des abonnés alimentés, par un compteur de 12 à 20 mm de diamètre nominal),
- l'existence d'un jardin et le cas échéant sa superficie,
- le nombre de personnes desservies par le compteur,
- l'équipement sanitaire et électroménager des logements,
- l'existence de ressources d'eau autres que le branchement au réseau public (puits, citernes...),
- les périodes d'inoccupation du logement (congés annuels),
- les pressions moyennes maximales et minimales constatées sur le réseau de distribution, etc...

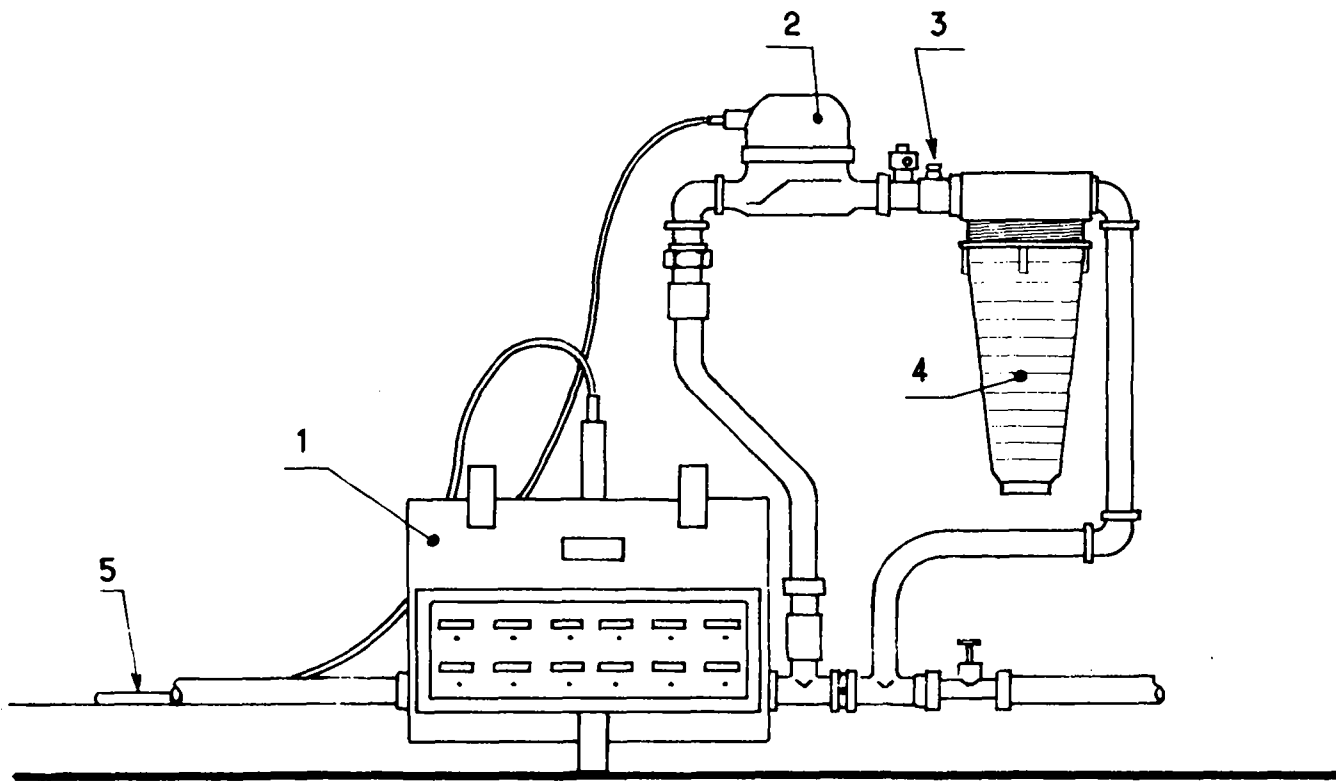


Fig. 4. Analyseur de débit SLEE
SLEE rate of flow analyser

- | | |
|--|---|
| 1. enregistreur—data recorder | 4. filtre—filter |
| 2. capteur—detector head | 5. Câble d'alimentation électrique—electrical supply wire |
| 3. clapet anti-retour et purgeur d'air—check valve and air valve | |

3 Evolution de la précision des compteurs en service

Nous avons décidé d'étudier cinq modèles de compteurs de volume—un de diamètre 12 mm, trois de diamètre de 15 mm, un de diamètre de 20 mm—et un modèle de compteur de vitesse de 15 mm de diamètre.

Les prélèvements d'échantillons sont pour un même modèle répartis sur deux ou trois agglomérations importantes, dont la qualité des eaux distribuées est sensiblement différente (cf. tableau ci-après). Les compteurs à essayer ont été tirés au hasard, dans des classes d'âge et de consommations annuelles pré-sélectionnées:

- classes d'âge en années: 2 à 3, 4 à 5, 6 à 7, 8 à 9, 10 à 11, 12 à 14, 15 à 17, 18 à 22,
- classes de consommation annuelle en m³: inférieure à 150, 150 à 300, 300 à 600, supérieure à 600.

Suivant l'ancienneté du modèle étudié, nous avons donc prélevé de 250 à 500 appareils d'un même type. On

a, pour chaque compteur prélevé, mesuré sa précision aux débits suivants exprimés en l/h et dont les valeurs sont en progression géométrique pour les raisons que nous avons déjà exposées au paragraphe précédent:
 Ø 12 et 15 mm: 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1250 et 2500
 Ø 20 mm: 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1250, 2500 et 5000.

Il est certain que ce choix conduit à ne pas essayer les appareils aux débits réglementaires définis par la normalisation internationale (Q_{min}, Q_t et Q_n), mais d'une part il est très aisé d'extrapoler à partir des valeurs retenues, et d'autre part notre démarche a été guidée par des considérations plus économiques que métrologiques.

Une fois en possession des résultats d'essais d'un type donné et ayant sorti de l'échantillon les compteurs bloqués et quelques cas de fonctionnement aberrant, nous vérifions d'abord par une analyse de variance à trois dimensions (âge, consommation annuelle et facteur de répétition) pour un lot de même origine géographique et à chaque débit d'essai, l'influence significative ou non de chacun de ces paramètres et de leurs liaisons

Différentes qualités d'eau rencontrées Different water qualities

	eaux de surface surface water			eaux souterraines ground water		
	1	2	3	4	5	6
résistivité—resistivity (ohm-cm)	2 100	1 800	1 940	1 750	1 000	1 500
pH	7,4	7,9	7,5	7,5	7,4	7,6
pHs (pH d'équilibre—saturation pH)	7,8	7,6	7,5	7,5	7,3	7,4
Dureté totale—Total hardness (° français ¹)	24,1	28,0	29,0	28,5	42,2	33,4
Titre alcalimétrique complet (TAC)—Alkalimetry (° français ¹)	17,1	24,0	21,8	23,5	33,8	24,6
Calcium (mg/l de Ca)	90,0	106,0	102,0	102,0	144,0	110,0

¹ 1° français = 0,56 german degree = 0,7 english degree = 10 mg/l CO₂Ca

deux à deux. Une influence significative du facteur de répétition qui correspond à la taille de l'échantillon élémentaire de chaque classe, indiquerait qu'il existe d'autres paramètres significatifs que nous n'avons pas explicitement pris en compte. Le méthode consiste à appliquer le test de Fisher-Snédecor à chaque paramètre ou couple de paramètres.

Dans un deuxième temps, nous testons de la même façon si les lots d'origines géographiques différentes peuvent être ou non considérées comme appartenant à une même population.

Enfin, une fois éliminés les facteurs non significatifs, et procédé au regroupement des échantillons homogènes, nous calculons pour chaque classe la valeur moyenne et l'intervalle de confiance de la précision. A titre d'exemple, le graphique ci-dessus (fig. 5) résume ces résultats pour un modèle prélevé dans une agglomération où la consommation annuelle n'est pas un facteur significatif et l'âge un facteur significatif aux débits importants (perte de précision d'environ 0,3% par an, à partir de 640 l/h).

4 Calcul de la période optimale de renouvellement

Définissons ou rappelons les notations employées:

- n période de renouvellement du compteur,
- M prix de vente du m³ d'eau,
- C coût de remplacement du compteur, incluant les frais de dépose et de pose du compteur, et d'échange-standard chez le fabricant ou de rénovation dans nos ateliers,
- V la consommation moyenne annuelle de l'abonné que nous supposons en première approximation constante dans le temps,

a le taux d'actualisation, inflation déduite. Nous supposons que les prix de vente et les coûts suivent des évolutions parallèles.

R_k le rendement global du compteur la k^{ème} année de service.

Soit P_k la perte de recettes due à la précision du compteur pour l'année k par rapport à un appareil idéal, on a:

$$(1) \quad P_k = V(1 - R_k) M$$

Pour un cycle de renouvellement de durée n, on aura perdu et dépensé pour un compteur la somme suivante actualisée au début du cycle:

$$(2) \quad D_n = \sum_{k=1}^n \frac{P_k}{(1+a)^k} + \frac{C}{(1+a)^n}$$

ce qui correspond à une dépense annuelle constante équivalente d_n telle que:

$$(3) \quad \sum_{k=1}^n \frac{d_n}{(1+a)^k} = D_n \text{ d'où : } d_n = \frac{aD_n}{1 - (1+a)^{-n}}$$

L'optimum sera atteint quand d_n sera minimal. Cette formulation permet à la fois de déterminer pour chaque type de compteur i la période de renouvellement optimale (recherche de min (d_{in})) et de comparer entre eux différents modèles (recherche de min (min (d_{in}))).

Dans ce dernier cas, il faut aussi tenir compte des coûts initiaux A_i qui peuvent être sensiblement différents s'il s'agit d'appareil de technologie différente (par exemple compteur de volume et compteur de vitesse); on compare et minimise alors l'expression:

$$(4) \quad d'_{in} = d_{in} - a A_i$$

Les services d'eau perçoivent parfois auprès de leurs abonnés une rémunération forfaitaire annuelle F_i couvrant leurs frais d'entretien et/ou de location des

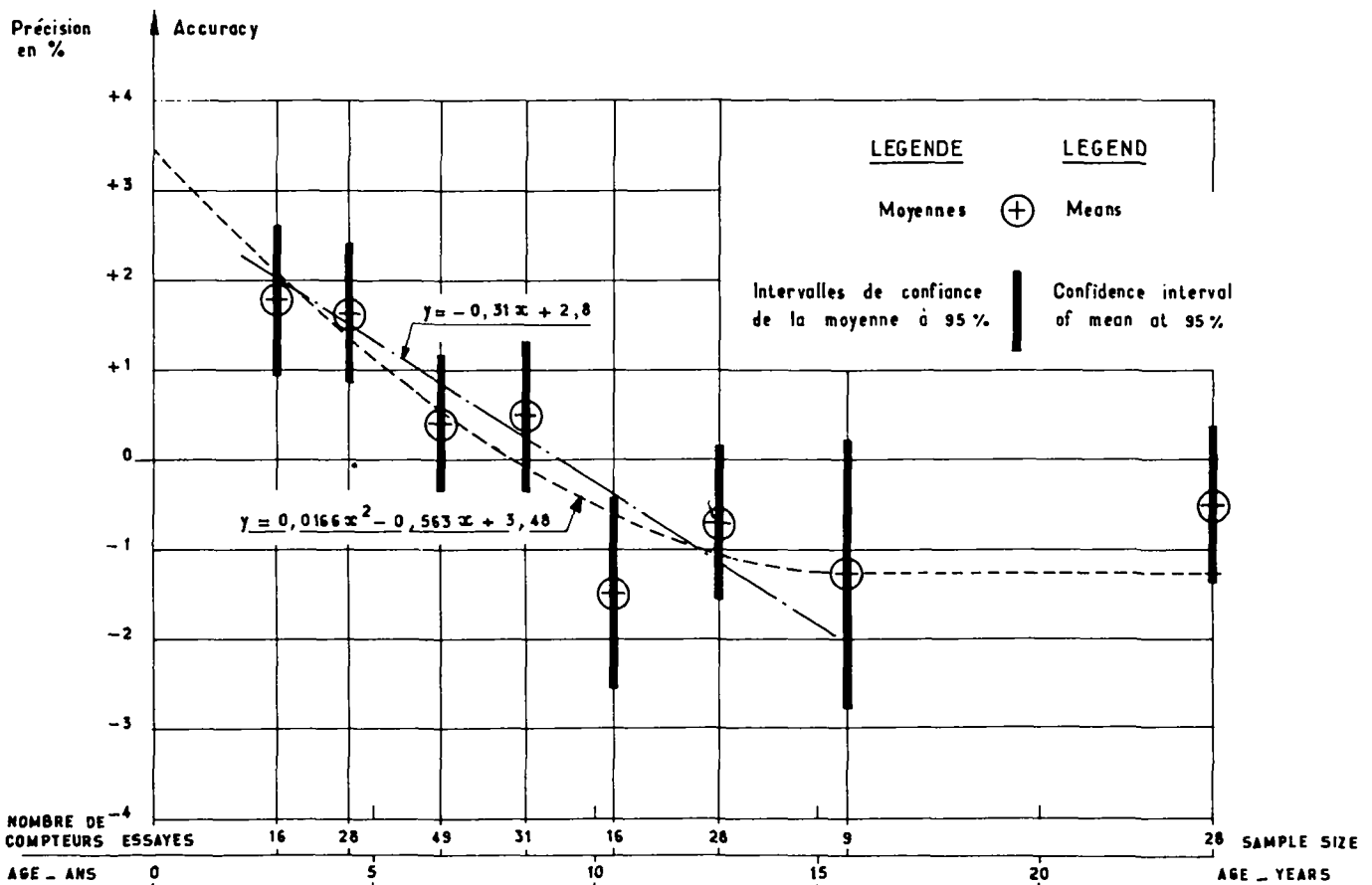


Fig. 5. Exemple: Evolution de la précision année par année pour un type de compteur, au débit de 1 250 l/h. Accuracy versus time for a specific type of meter at a flow of 1250 l/h.

compteurs indexée sur le coût d'achat du compteur, on en tiendra compte alors dans la comparaison des modèles en minimisant l'expression:

$$(5) \quad d'_{in} - F_t$$

Cas des compteurs bloqués

Comme nous l'avons dit ci-dessus, on ne tiendra compte de ce phénomène dans le calcul de la période optimale de remplacement que si leur nombre est important. Un compteur bloqué n'est identifié au mieux qu'à la relève suivant son arrêt si le releveur procède à un test de fonctionnement ou si l'enregistrement fait apparaître un écart important par rapport à la précédente relève, sinon à la deuxième relève suivant son arrêt lorsqu'on constatera qu'aucun volume n'a été enregistré entre les deux dernières relèves.

Donc en théorie, le service des eaux perd plusieurs mois de consommation à facturer, s'il n'a pas la faculté administrative de faire payer à l'usager un forfait calculé par analogie avec les consommations enregistrées précédemment. En général, les frais de remplacement du compteur bloqué sont à sa charge.

Appelons $\bar{\omega}_k$ la proportion des compteurs qui se bloquent la $k^{ième}$ année de mise en service, et ΔV le volume moyen consommé après le blocage du compteur et avant son remplacement. La dépense et la perte de recette pour la $k^{ième}$ année peut s'écrire alors en moyenne par appareil:

$$(6) \quad P'_k = V(1 - R_k)M + \bar{\omega}_k (C + \Delta V R_k M)$$

Il suffit alors de remplacer P_k par P'_k dans les formules précédentes permettant de déterminer le cycle optimal de renouvellement.

Conclusion

Au moment où ce papier est imprimé, nous avons terminé l'analyse du vieillissement d'un certain nombre de compteurs de volume, dont il ressort que l'âge est un facteur significatif dans la détérioration de la précision surtout aux forts débits, et que la consommation annuelle par contre ne l'est peu ou pas; nous avons mis aussi parfois en évidence des variations significatives entre les agglomérations où nous avons effectué ces essais, mais il reste à démontrer que ces écarts sont dus à la différence de qualité des eaux distribuées. Par contre, l'analyse de la consommation des abonnés est en cours et sera terminée au cours du premier semestre de l'année 1978, ce qui nous permettra sans doute de présenter les conclusions définitives de cette étude au Congrès de Kyoto, et en particulier de savoir s'il est possible ou non de déterminer pour nos exploitations une période de renouvellement optimale des compteurs.

Enfin, il faut ajouter que cette étude orientée vers l'aspect économique du renouvellement systématique des compteurs en service, nous fournira des indications intéressantes du point de vue strictement métrologique sur l'évolution de la précision des compteurs en service.

Summary

The objective of the report is to present both a method and an apparatus which made possible the simulation of various meter changing periods and the comparison of different types of meters. This has led to a simple formulation of the optimum economic choice, i.e. minimum cost and low revenue loss.

The method is based on:

- the determination through sampling of the influence of age or other parameters on the deterioration of meter accuracy,
- the study of water consumption versus flow-rates for domestic consumers.

1 Method

A ratio between the metered flow and the water actually used has been determined from:

- the meter efficiency curves ($p(Q_i)$, fig. 2) and,
- the consumption distribution of users for various rates of flow ($f(Q_i)$, fig. 1).

This ratio changes with time (fig. 3) and probably with other parameters such as annual consumption, water quality, water pressure, etc.

It is possible to simulate from these, within given economic limits, meter change policies.

2 Analysis of consumptions

A simple and cheap apparatus was designed and built which was able to give information on short period consumption (average consumption is around 30 sec.). Such an analyser was not available in France at the time. The detector head was a normal volumetric meter the register of which had been replaced by a streaked disc read by a photo-electric cell (fig. 4). Times of consumption at rates of flow in excess of preselected values were computed.

A variety of information concerning the control users (e.g. type of housing and activity) which could assist the analysis of results was also recorded.

3 Evolution of accuracy of in-service meters

Tests were made on meters from five current volumetric types and one vane type in five French cities where the origin and quality of the water supplied were different.

This was followed by tests on the influence of the different parameters: age, annual consumption and water quality (fig. 5).

4 Determination of the optimum meter changing period

The formula (1) gives the annual revenue loss due to the lack of accuracy of the meter and formula (2) gives the total amount of money spent for a meter changing period of n years,

where:

V is the average annual consumption,

M the cost of water per m^3 ,

C the cost of a meter change and

a the actual rate.

In order to make possible the comparison of various meter replacement policies, it is necessary to calculate the equivalent constant yearly amount whose expression is given by formula (3). The optimum change period is the one which gives a minimum d_n .

If it is required to compare meters of different brands or with different technologies, it is necessary to introduce their initial cost A_i (formula (5)).

Finally, the case was investigated where revenue losses caused by non-registering of water actually consumed, due to a meter being blocked for a long period, are important (formula (6)).

Conclusion

The study headed by SLEE will not be completed before the summer of 1978. However, the first results already confirm the lack of influence of the total annual consumption on the deterioration of meter accuracy. This accuracy seems to be related for the upper flow-rates mostly to its age and to the quality of the water supplied.

Subject 3

Domestic water metering policies with particular reference to the developing countries

by Harold R. Shipman*

(USA)

Introduction

In this year of the 1978 Conference of the International Water Supply Association, two facts confront the public water supply industry, worldwide. One is that energy is rapidly increasing in cost; the other, that water is becoming a commodity in short supply in many areas and cities of the world. It is significant that both of the problems converge in a common effect, the increase in cost of water to the public. Concern for the environment and the need to properly dispose of waste water further contribute to the difficulties. Of all the measures which can be considered to simultaneously attach each of these problems, none will likely be more important than that of water conservation and the reduction of wastage.

It is generally accepted that the metering of all water used by those connected to the system is an effective means of stimulating reduction in use by the public. While less widely accepted, it has been demonstrated that linking metering to appropriate pricing policies will lead to further reductions in water demand. When to these benefits are added contributions to management and planning, metering would appear to be a policy to be universally recommended. Unfortunately metering has a cost, and its employment may not always be suited to every area and every situation.

The purpose of this paper is to explore the various factors which affect the metering decision and the means by which each can be evaluated. Particular attention will be directed to problems of the developing countries where there will be special need over the coming years to examine existing policies. Nevertheless, it is believed that the points touched on and the conclusions reached will be equally valid for both the developing and the industrialized areas of the world.

Information presented in the body of this paper has been taken from several sources. Among these are replies received to a questionnaire mailed in 1977 to all IWSA members and to water organizations in countries not yet members. The problem of how to deal with the data obtained from the questionnaire has been somewhat difficult to resolve. It was finally decided to present the summary as a separate report and to incorporate in this section only that information considered particularly relevant.

Scope and background

This paper will be concerned only with discussion of domestic water metering policy. Information available from all sources confirms that officials of organized public water supply agencies in every country agree that all city water sources should be equipped with production meters. Similarly, almost all agree that all industrial and large commercial water users should be metered. Neither production metering nor metering of industrial and large commercial customers seems therefore to be an issue and neither will be discussed other than to make two broad observations. One is that even though agreeing to the need, too many water organizations do not meter 100% of their water sources. The other is that production meters and large industrial meters are not frequently checked for accuracy. Many have not been recalibrated since the time they were initially installed.

From available information it is believed correct to state that almost every country of the world has at least a few water systems where domestic water meters are in use. For the most part metering is found on the larger systems, and rapidly declines as the size of community becomes smaller. It is also common, however, even in many smaller communities to find a few houses with meters. In the past it has not been unusual to find that metering developed on particular systems as a gradual process with no conscious decision taken to meter every connection within a short time. There are still many systems world wide which although classed as metered, may have meters on only 50 or 60% of all domestic connections.

Many of the benefits of metering will be lost unless a system is 100% metered. Nevertheless, it may happen that a sufficient reduction in water use, can be achieved by partial metering that the additional cost to get 100% coverage is not justified. This paper will not do more than touch on the question of partial metering and the process of determining to what extent it might be applied.

The words "water use", "water consumption", and "water demand" are used interchangeably throughout the paper. "Water user" and "customer" are meant to mean the same. Similarly "water savings" and "water conservation", normally are used interchangeably.

I. The reasons for and against domestic metering

The reasons for metering of domestic connections are fairly well covered by the answers received to the questionnaire sent out in 1977. Of the 41 cities which now meter that responded to this question, 14 said that they metered because it leads to conservation and reduction of wastage; 26 said they believed it the most

* Mr. Shipman is a professional engineer. He has been a member of the IWSA Standing Committee on Developing Countries since 1966. Before retirement he occupied posts as Water Supply Advisor to the World Bank; Chief Engineer, Pan American Health Organization and Regional Engineer for the Americas, WHO. He has been resident Advisor to the Governments of Korea, Turkey, Egypt. Since retirement he has served as consultant to the World Bank and to the Asia Development Bank on various water supply and waste disposal matters. This paper was prepared at the request of the ISWA Committee on Metering.

equitable and efficient means of charging; and one believed metering provided essential data for day to day operations and for long range planning. The same agencies who listed the above as their number one reason for metering usually also referred to one or more of the others as second or third reasons.

The questionnaire unfortunately did not permit those who do not meter to give a full explanation of why they don't. However, it is possible from footnotes on the replies and from special letters sent to clarify answers to record that under their circumstances most believed it was economically not justified. In some instances the managerial problems expected to arise when meters are installed along with technical problems believed likely to occur are also reasons. No answers were received in the questionnaire on whether, for systems which are only partially metered, a policy exists as to who will and who will not be metered.

Factors which affect the metering decision

The principal factors which need to be taken into account in establishing metering policy are: the financial and economic; the managerial; the technical; the cultural and the social. For large cities in the industrialized countries, most of the metering decision will rest on the outcome of the financial/economic analysis. For small communities and for many developing countries, however, it will be prudent to also take full account of all the other factors in deciding on a policy.

I. Financial and economic factors

A. Water conservation and savings

The objective of the financial and economic analysis of a decision to meter is to determine whether the savings will exceed the costs. It should be accepted at the outset that from the revenue collection standpoint there is not too much justification for metering. New York City, most British cities, Amsterdam and Chicago, to mention only a few, are able to generate as much revenue as they need to cover all costs by periodic general water charges on each property; by charges based on size of service line, or by other means not specifically related to volume of water used. The justification for metering from the economic standpoint and for financial reasons on the other hand, can be clearly documented and will be at the heart of any study concerned with the metering decision. The analysis depends to a major extent on the effects which metering will have on water use and wastage, and on the value of water saved weighed against the costs of achieving such a saving.

There can be no doubt that metering reduces water use. This has been documented over the years by numerous studies recorded in national water supply publications. Evidence taken from several rather recent reports further confirm this. A 1977 WHO/World Bank Cooperative Program report on a Water and Sewerage Sector Study in the Punjab, India, shows that for the economically similar cities of Ludhiana and Jullunder, the average monthly production (after similar allowances for lost water on both systems) is 45m³ per connection in the well metered Ludhiana system against 69 m³ for the practically unmetered Jullunder system, or roughly a 33% difference. Metered residential consumers in Pueblo, Colorado, USA consume water at 60% below that of customers in unmetered areas of the city.¹ Metering reduced residential demand by 36% in

Boulder, Colorado²; overall consumption dropped 30% in Lima, Peru when metering was increased from 30% to 100%³; overall consumption dropped 54% when metering grew from 8% to 68% in Bogota, Columbia³; and overall demand dropped 44% when meters were introduced on 80% of water services in Cali, Colombia³. Ringskog⁴ concludes that an average reduction of around 40% resulted from metering on the foregoing systems. Smith and Lloyd⁵ noted reductions of 50% on five cities examined in their studies.

A comparison of water use in two British cities⁶, one of which was metered, the other not, showed an apparent 6.3% lower water demand in the metered city. The results are somewhat difficult to interpret because of certain assumptions made on unaccounted for water. A recent report of the British National Water Council⁷ refers to a range of 10 to 40% reduction in water use that might be expected to result from metering in their cities.

A range of 6% to 54% reduction in water use experienced by various cities is not particularly helpful to those faced with predicting the effects of metering. Why is the reduction low in some cities and high in others? A few reasons known to have an effect include the habits of people both prior to and after metering. These relate to temperature, rainfall, culture, economic status and education.

Two other factors believed important in explaining the wide range of savings attributed to metering are the psychological effects of metering and the pricing policy. Evidence from Brazil⁸ and India⁸ and noted by others⁹ shows that even if meters are defective or are not read, their presence causes customers to use less water. The ability to estimate what this is likely to be, however, will usually not exist until after a number of meters have been installed. The other factor is pricing policy.

B. Pricing policy

Among the instruments recommended to countries for water conservation at the World Water Conference in 1977 at Mar del Plata, Argentine was that of pricing policy. The more costly each unit of water is, the more the constraint to usage. Without metering, however, no means exists for customers to influence their bills by their own economy of use.

Economists use the term "elasticity" in their discussions of water demand and water pricing policies. Limited evidence from a few past studies has implied that there did not seem to be much elasticity in water charges since modest increases in price did not bring about any long term reduction in water use, only a momentary drop which disappeared after a few months. Data accumulated from various sources by Ringskog⁴ however has led him to the conclusion that there is evidence of a longer range effect and that the coefficient of elasticity for water is probably around -0.32. This means that for an increase of 100% in the price of water, there should be a 32% reduction in use. Flack⁹ arrived at a coefficient of -0.20 in studies at Boulder, Col., USA. There is need to test these coefficients against experience in many systems to determine whether either has any validity. The fact that the range of water savings experienced by different systems after metering is so broad, is cause to believe that the charges being placed on metered water are at least a contributing factor affecting the extent of the savings.

C. The financial and economic analysis

The mechanics of an analysis to determine whether financially and economically it will be advantageous to meter must start with the assumption that 100% metering is to be employed. There will be enough uncertainties in carrying out this analysis without adding others such as partial metering to further complicate

matters. After the analysis is completed, it can be decided how, and over what time to do the work of installation if the decision is to meter.

Savings to be expected. Reduced water demand results in two kinds of savings, those related to the costs of production and those related to postponement of new facilities. Production costs will be lowered if less water has to be treated and pumped. Financial savings in energy, chemicals, maintenance, and labour will undoubtedly occur. In the second instance, savings will result whenever investment in new facilities can be postponed. The extent of the savings will depend on the period of delay made possible by the reduced demand.

Savings in the cost of production through a reduction in energy and chemicals can have both an immediate and long range effect. The immediate effect is that expenses are reduced and this reflects in an improved cash position. This financial saving can be passed on to all customers either directly through reduced charges for water or indirectly through application against other improvements.

The long range benefit of lowered production costs realized by using less energy and chemicals will be evident only in countries where the water organization does not pay the true cost. If the government provides power, for example, as some countries do, at a subsidized tariff and the water agency therefore gets power at less than full cost, any energy that can be saved through metering will result in a savings to the country through deferral of new power facilities to produce more subsidized power. If the water organization is now paying the full cost of power and chemicals, no long range savings due to postponed investment for energy and chemicals should be reflected in the economic analyses.

As a general guide for water systems which have easily accessible ground water available which requires little or no treatment, the capital costs of new facilities will be comparatively low and energy costs comparatively high. In this case the immediate benefits of water use reduction through metering may be greater through reduced energy savings than will be the long range benefits gained by postponement of new facilities. On the other hand for surface water systems, particularly those requiring large investments for dams, long transmission lines, and treatment works, immediate savings in energy costs may be small compared with the savings realized through postponement of investment. An interesting demonstration of these factors on the metering decision is presented in a study carried out in Lahore, Pakistan in 1974,¹⁰ where readily available ground water at shallow depth underlies the city. In that case, because of the limited savings both in production costs and in postponed investment, the conclusion was to postpone metering. It was pointed out that with the lowering of the water table and the increasing cost of energy, the situation could change rapidly.

In its excellent report on the economic and financial policies for water services,⁷ the British National Water Council makes a comparison of the costs of metering with the savings to be realized through postponement of facilities. It does not take account of either immediate or longer range savings that may occur through reduction in energy, chemical and other production costs. It concentrates on savings realized through delayed investments and lists three ways for comparing costs of metering with the savings to be expected. They are:

- (a) to compare the annual cost of metering with the unit costs of additional supply and waste water disposal, and thereby to determine the amount of water which needs to be saved to justify metering.
- (b) to assume what amount of water is likely to be saved per household through metering, and to calculating

how much this is worth annually per household, and to then compare this with the annual metering cost.

- (c) to divide the annual metering cost per household by the assumed savings per household, deriving the cost of metering per unit of water saved; and to then compare this with the estimated unit cost of supplying and disposing of the additional water otherwise required.

In the British report the latter (c) approach is used and in the example presented, all costs are reduced to pence per cubic meter. For an assumed savings in water consumption of 20%, and using an annual cost of metering of £9.5 (and a few other assumptions), the cost of metering per unit saved works out at 23 pence/m³ (about £1 per 1 000 Imp. gals).

To make an analysis of the above type it is necessary to establish the annual cost of metering. This consists of two elements, the cost of the mechanical works which registers the consumption, and the cost of the administrative apparatus necessary to read and bill for the registered amount. The items which would normally fall under the mechanical costs include the following:

- Cost of meters and fittings
- Cost of installation
- Cost of replacement and repair

Administrative costs will normally include:

- Costs of meter reading
- Costs of billing, to the extent, if any, that these exceed costs involved under present system
- Costs of site inspections, bill adjustments, inventory, records, transportation, and storage

Of all the costs shown above, that of meter installation is usually by far the greatest and at the same time the most difficult to establish with accuracy. In the estimate used in the British example, total annual costs of meter installation of £9.5 and £6.6 are shown for meters installed outside and inside the dwelling respectively. A 10% cost of capital and a 20 year period were used to establish these estimates. The cost of meter maintenance and of administration for quarterly reading and billing were also included. In the case of the £9.5 annual cost for an external meter location, the discounted expenditures to perpetuity become £95. Using an assumed 20% reduction in water use per household, the discounted increase in water savings per household from 1975 to perpetuity works out at 1.13 m³/day or 412.5 m³/year. Dividing the £95 discounted annual cost of metering by the 412.5 m³ annual savings per household results in a figure 23 pence as the cost of metering per m³ of water saved. This cost can now be compared with the unit cost of providing new facilities to supply the additional water otherwise needed. If cost of disposal of waste water is also to be considered, as it was in the British study, the total unit cost of both the new supply and disposal facilities should be added for comparison. This worked out to be 21 pence/m³. If all assumptions are correct, the 23 pence/m³ cost of metering in the British study can be compared with the 21 pence/m³ savings to be expected. The report stresses that the cost of new facilities could be more than the 21 pence/m³ figure, and of course as with all such analysis, the final result depends on whether the 20% reduction in water assumed to be saved by metering together with the other assumptions are too high, too low, or on the head.

Middleton, Saunders and Warford¹¹ have proposed an approach for determining whether metering is economically justified, which is fundamentally the same as that mentioned in (a) above; i.e., they compare the annual cost of metering with the unit cost of additional supply and determine the amount of water which needs to be saved to balance with the costs. If, for example, it is determined that with a present production of 1 million

m³/day a savings of 250 000 m³ would be required to offset the costs of metering, this would show need for a 25% reduction in water use. A judgement has then to be made whether under the existing circumstances a 25% reduction is likely to be achieved. In one example, cited in a World Bank paper¹⁰ which they prepared, City A in Asia, was shown to require an 80% reduction in water use in order to offset the cost of metering. An 80% reduction was judged unlikely and the decision was to postpone metering.

The preceding examples demonstrate how the costs of metering can be compared with the savings expected to result. No method is any better than the data available and the assumptions used in making the calculations. As with so many water supply decisions, there has to be someone with the experience and judgment to ensure that what goes in is realistic and that what comes out makes sense.

Metering of intermittent supplies. For developing countries the economics of metering takes on a few additional peculiarities. As noted earlier it is very common to find that the systems are providing intermittent supply and it is not uncommon to find that upon completion of a next stage project, the new facilities are able to do no more than reduce the frequency and the duration of interruption. Under these conditions there is little use in making lengthy studies to determine the savings likely to be realized from postponed facilities. The question to be asked is whether under the given condition, meters will reasonably function and whether the reduction in usage will be sufficient to place the system on something close to 24 hour service. There will be no savings from reduced energy and chemical requirements. There will usually be few savings through postponement of new facilities. Consequently as discussed elsewhere, the justification for metering under conditions of intermittency is made doubtful.

II. The managerial factors

For the large, well staffed water organization, a decision to meter will normally cause no major concern from the standpoint of the organization's ability to cope with the work load and its ability to adjust to a new set of procedures. For the small or poorly staffed organization, the benefits that may be realized need to be weighed against the problems that will likely occur. Among the benefits to management attributed to metering is that of data collection and the routine production of information which can be used for technical, financial and planning purposes.

A. Data collection

An interesting example of information made available to management from the records of metered systems can be observed in the 1977 survey data. Of the 44 cities reporting, some are 100% metered and some have no domestic meters. Of the municipal systems which meter, none show the volume of water sold amounting to more than 95% of total water produced. The mean was 75%. On the other hand, systems which don't meter (with one exception) show about 97% of all water produced as sold. This peculiarity is particularly evident in one country where metered systems show a range from 52% to 94% of all water produced as sold while two cities in the same country which are not metered show 97%. It is unlikely that leakage, illegal connections, and other causes of lost water are any less in the two unmetered cities than in those which are metered. To the casual observer, it appears, however, that systems which sell 97% of all water produced are doing a much better job of management than those which sell only 80%.

Data taken from customer records and meter books can be very useful in studies of proposed tariff changes; in projections of water demand by areas and class of customers; and for design of new facilities. With all of these advantages however, it must be accepted that a number of well operated water systems around the world seem able to cope with both immediate and long range problems without metering. Leak detector activities, special studies on water demand, and area type meters are commonly employed to supply them with the information needed.

It appears that whatever the arguments in favor of metering as a means for producing information to management, they will seldom be sufficiently compelling to greatly influence the decision.

B. Size of system

One of the more important considerations in the decision to meter concerns size of community and the means by which management is carried out.

In countries which have decentralized management of their water systems, there is a critical size of community below which it will normally not be justifiable to meter because of the absence of a properly staffed and managed local water organization. In Latin America, for example, a study carried out by the InterAmerica Development Bank¹³ among its borrowers concludes that meters should not be recommended for rural water systems* except in special cases where they can be technically and economically justified.

In areas where long pipelines serve numerous rural communities, or where a central organization administers all operations and is able through common services to properly attend to all aspects of local management, the decision to meter or not can be taken with less concern for the management function.

III. Technical factors

A number of technical factors need to be considered in reaching a decision on whether to meter. Among the more important of these are system pressures, intermittency of supply and meter placement.

Meter type, size, and quality while important technical matters will not have an appreciable effect on the overall decision of whether to meter.

A. Intermittent supply and pressure

A tabulation of data in water supply sector reports prepared by the cooperative program teams of WHO and the World Bank shows that 67% of the systems in 25 developing countries operate with intermittent pressure. In most cases intermittency occurs at least once and, commonly, several times a day. Under such conditions, or for cities which have some areas which are so affected, the question of whether to meter has to be considered from two different sides. On one side is the possibility, reported in a few Indian cities¹⁴ that water saved when meters are installed is sufficient to make up the deficit, and thus permits, at least for a while, operation at continuous pressure. On the other side is the well established fact that in areas of a city which experience intermittent supply, at times of no pressure, air is drawn into the system to displace the water. This air will be blown out through the meters when pressure is restored causing the meters to register air rather than water. This occurs irrespective of whether the meters are of the velocity or positive displacement type. While this condition may not prove to be a source of serious

* In Latin America each country has its own definition of "rural". Normally, it means communities of less than 2000 population.

difficulty in cities where periods of no pressure occur infrequently, it can be a major problem for management when the interruptions are routine. They result in the need to adjust bills and to adapt other ways for charging until dependable service can be restored. While installation of check valves ahead of the meter has been used in some cities as a means to minimize the problem, there is no way which has thus far been found to solve it, short of providing the additional water needed to fill the pipes.

A second factor related also to intermittency of supply concerns the sluffing of scale and the clogging of meters, as the result of agitation and surge within the pipes when pressure is restored. Poor quality water carrying sediment also is a source of trouble. In all precision water meters, such scale and sediment can cause obstruction to the meters resulting in malfunction. Screens placed at the inlet to the meters rapidly become clogged also leading to need for attention. All meters which have been in use during extended periods of intermittency will require particular attention at the time when continuous pressure is restored to ensure that they have not lost their accuracy and are still functioning.

One other effect of metering experienced on systems with low pressures is that the additional head loss caused by installation of a meter may be the difference between whether the house receives a little water or none.

As noted in the discussion of the economic factors, savings realized from metering through reduction of production costs and from postponement of investment are compared against the costs of metering to establish the basis for a decision on whether to meter. For systems which have a continuing shortage of water as manifest by intermittent supply, no immediate savings are likely to occur either in production costs or postponement of investment as the result of metering. Furthermore since meter readings are of little validity because of intermittency, the only justification which appears valid in defense of metering of such systems rests on the psychological effects and the reduction in wastage which commonly accompanies installation of a meter. What reduction is likely to occur is an interesting question for which there is currently no general answer.

The decision on whether to instal meters on a system or in any area having intermittent pressure should be taken with the knowledge that problems will probably occur both in accuracy of readings and in the failure of meters to function without frequent attention. Thus on old systems which are in the process of being upgraded and expanded, even though it has been determined that after the improvements are completed metering will be justified on economic grounds, it will be desirable to consider whether to delay meter installation until after continuous pressure is realized.

B. Meter placement

Another technical factor needing attention in the formulation of metering policy concerns where to place meters and how to cope with the various types of structures normally found in every city. Areas which contain numerous multiple dwelling type structures such as apartment houses, residential hotels, and condominiums can be metered by installing one meter on the service line to each building and rendering one bill to the management to be covered either within the rent of each unit or by prorating the bill separately between the tenants. Alternatively, a separate meter can be installed for each unit in the building. While records of the Dune water works at the Hague, Netherlands, show that water consumption in an apartment house with one meter is less than in an apartment house with no meter, the per capita usage of water by the tenants in the metered building is substantially higher than for people residing

in houses with meters. Full reduction in water use will come only when each unit of multiple dwelling structures is metered. However the cost of metering each unit of such buildings is high, particularly, if central hot water heating has to be replaced by individual heaters. Whether meters can easily be installed on the cold water line to each living unit without major complications will depend on local circumstances. It may occur that the overall system-wide analysis will lead to a decision to meter, but that, for multiple dwelling structures, only one meter will be justified. For the future, whether each unit in new multiple dwelling structures should be metered, will then have to be decided in the light of costs and savings to be expected.

IV. Social factors

It has been argued by a few that when water is paid for on a quantity basis, poor people will be deterred in using it in amounts considered essential for good personal hygiene and public health. Experience and observation so far as can be determined do not lend any support to this contention. It is a claim, however, that has been reflected in water tariff policies of such countries as Venezuela and Colombia through a requirement, at one time by the Ministry of Health, that volumes as high as 25 m³ (Venezuela) per month be supplied under the minimum charge. This policy is no longer followed, but it is an example of the concern by health officials that some basic quantities of water are needed and that a supply should not be curbed to the point where the public health may suffer irrespective of the method of charges employed. It is believed that volumes in the amount of 8 to 10 m³/month may reasonably represent the amount of water which a household of six people would find the minimum for the essentials of washing, drinking, cooking, excreta disposal and a weekly bath. Whatever the amount of water decided upon as essential for basic needs, it can be accommodated in the policy on metering and tariffs. The use of ascending block tariff structures is employed widely on metered water systems throughout the world particularly in developing countries, and particularly in Latin America. It is interesting to note that as increasing emphasis is given to conservation, this type of tariff structure is also gaining favor in many of the industrialized countries. Arguments directed at the social iniquities which may develop if metering is introduced can be effectively answered if a tariff structure is introduced which provides the first units of water (say the first 8 to 10 m³) at a price the poor can afford, and increases the charge per unit as the use exceeds the base amounts. In this way the poor are not penalized. Neither are they encouraged to waste water.

V. Cultural factors

Vandalism and theft of meters has been, and continues, a problem in many cities, particularly of the developing world. Whether it is correct to refer to this as a cultural phenomenon or whether it is one attributable to some other factor is not too important. What is significant is that the extent of such losses has reached alarming levels in certain places. For new areas considering whether to meter, this problem should be evaluated.

Proper location of meters will help to reduce the problem as will strong policies which place responsibility on each householder for safeguarding the meter and requiring repair at his expense when damage occurs. To the extent the repair and replacement cost will fall on the water organization, these should be reflected in the list of costs associated with metering. Public relations and public education efforts initiated by the water organization to prevent vandalism should be anticipated and their costs also included.

VI. Metering and the disposal of waste water

The analysis of whether to meter should take account not only of the savings to be realized on the water supply side, but also of savings or costs associated in any way with any other municipal functions which may be affected by the distribution of water. One of the obvious functions in this connection is that of waste water disposal. Whether the water organization has responsibility for this function is not important since the savings which come from metering have to be evaluated from the viewpoint of the residents of the city and not just one organization. The procedure for analyzing the savings in waste disposal which result from metering should be the same as for water supply. Savings in treatment costs and savings in investment for additional facilities postponed should be reduced to discounted annual savings and these added to the savings from water supply for comparison with the annual discounted cost of metering.

Cities in developing countries without sewer systems and with few plans for provision of such facilities may reason that for the foreseeable future, the reduction of waste water will be of little concern and that it should not be given weight in the metering decision. Whether there is validity to this position or not depends on what is to happen in the next 10 to 20 years. If it is known that sewerage investment is to be small, the savings to be realized by metering will probably have little or no effect on the size of facilities to be built and it is believed reasonable in this situation to exclude waste disposal from the calculations.

The determination of a metering policy

In the previous discussion of the factors influencing the metering decision, it has been brought out that each has a cost and a benefit but that exact quantification for scientific analysis is difficult to effect for certain of the factors. Concerning the water conservation factor, it was shown that among systems which are metered, while figures of around 40% reduction in demand have been realized in many instances, the observed range of from 6% to 54% is wide. It is further complicated by a recognition that pricing policy is inextricably involved and that where water is under priced, metering will bring about a less reduction in demand than if the charges cover the full cost. Ideally they should reflect the marginal cost. High charges create problems of a political nature for management and the extent to which prices can be increased, and to which demand can be reduced, finally end up as judgmental factors. It has also been said that managerial, technical, social, cultural factors cannot be ignored even though the analysis may clearly show that metering will be economically justified.

After studies are completed in any given situation, some will clearly point to a decision to meter; a few will point to the need to postpone metering for a time; and a

large number will fall in the area where a judgment has to be made on the basis of uncertain assumptions, inconclusive figures and numerous unknowns. For the latter group it will prove worthwhile to consider whether a policy of gradual metering may be at least an expedient to doing nothing, or to making a major mistake. As previously noted, partial metering does not result in the many benefits experienced on a 100% metered system. However, it has the attraction of permitting the testing of policy, of achieving some economies, and of collecting some data. It launches the organization into a policy which it will inevitably have to adopt sooner or later since metering when coupled with pricing are about the only possible means left at the disposal of water officials for pressing the public to conserve water and to reduce wastage.

Conclusions

Some of the more important factors which affect metering decisions and policies have been discussed. It has been the intent to present the case for 100% metering of all municipal water systems while at the same time pointing to some of the factors which may either make such a policy unwarranted or premature.

It needs to be said in conclusion that the cost of metering is a certainty. The savings which can be realized and which a particular study may show to be forthcoming are anything but certain. Poor management, inefficient practices, a deteriorating service, and underpriced water can make a shambles of the estimates reached through the best of studies. On the other hand, good management and good service, when coupled with good pricing policies will most likely ensure that a decision to meter will result in the savings projected.

Bibliography

1. Trends in Water Use, *J. AWWA*, September 1972.
2. Hanke, S. H., Boland, S. S., Water Requirements on Water Demand, *J. AWWA*, November 1971.
3. Report on Water Rate Seminar, 1972. PAHO/WHO, Guatemala City.
4. Guideline for Urban Water Demand Forecasting, World Bank, 1977.
5. Lloyd, D. F., *J. AWWA*, 52, 433, April 1960.
6. Phillips, A. H., and Kershaw, C. G., *Journal Water Engineers and Scientists*, Vol. 30, No. 4, June 1976.
7. British National Water Council Report, "Paying for Water," April, 1976.
8. Azevedo Netto, — Chatravedi, Brazil and India respectively, Personal Communication.
9. Flack, J. E., Meeting Future Water Requirement, *Jour. AWWA*, 59, 1340, November 1967.
10. Warford J. and Turvey R., Lahore Water Supply, Tariff Study, World Bank, PUN 12, 1974.
11. Middleton, Warford, Saunders, The Costs and Benefits of Water Metering, World Bank Public Utility Note No. 29, 1977.

Résumé

La discussion qui suit sera limitée au comptage de l'eau potable domestique et ne concerne pas le comptage à la production, industriel ou commercial. Tout en s'adressant spécifiquement aux services d'eau des pays en développement, les observations et propositions présentées sont également applicables aux régions industrialisées. Les conclusions sont celles de l'auteur mais sont basées non seulement sur ses observations personnelles, mais sur les informations résultant des rapports fournis par un certain nombre d'organisations internationales et sur les résultats d'une enquête auprès des pays membres de l'AIDE et autres effectuée en 1977. Les résultats de cette enquête sont donnés à part.

Si l'on veut limiter le coût de l'eau pour le public, il est très important de réduire la consommation d'énergie, de retarder les investissements, de lutter contre le gaspillage et d'encourager la conservation de l'eau. Le mesurage de l'eau est l'une des méthodes qui ont fait leurs preuves pour atteindre ces objectifs. Les données publiées indiquent que des économies d'eau de l'ordre de 6 à 55% ont été réalisées par divers services d'eau après installation de compteurs. La fourchette habituelle va de 20 à 40%.

Il a été également démontré que le mesurage fournit un moyen équitable de faire payer l'eau. Il donne d'utiles informations à la direction pour sa gestion quotidienne, et les renseignements obtenus se sont avérés importants pour la planification à long terme. À côté de tous ces avantages, le mesurage a un coût qui peut dépasser les bénéfices à en espérer et il y aura des cas où il ne conviendra pas. Les facteurs à considérer avant de prendre une décision sur le comptage sont financières et économiques, techniques, sociales, culturelles et de gestion.

L'objectif de l'analyse financière et économique est de déterminer si les économies réalisées grâce au mesurage seront égales ou supérieures aux coûts. Les économies sont de deux types, à court et à long terme. Les économies à court terme concernent essentiellement la réduction des dépenses d'énergie, de réactifs et d'entretien que l'on obtient lorsqu'il faut produire moins d'eau pour couvrir les besoins immédiats; les économies à long terme résultent du report des investissements quand la capacité des ouvrages existants peut satisfaire les demandes pendant une plus longue période avant la réalisation des travaux de l'étape suivante.

Pour les économies immédiates comme à long terme, l'analyse sera axée sur les estimations relatives à

la réduction en pourcentage de l'utilisation de l'eau que l'on peut espérer après comptage. Plusieurs approches de cette analyse sont discutées dans ce rapport et en particulier celles utilisées par le Conseil national de l'eau britannique et par Warford and Saunders. Ces derniers calculent le coût du comptage et, après avoir déterminé la valeur de l'eau, établissent le pourcentage de réduction de la demande qui serait nécessaire pour équivaloir les coûts. Ils apprécient alors le résultat. Si par exemple il est nécessaire d'obtenir une réduction de 80% de la consommation d'eau pour couvrir les frais du comptage, ils raisonnent que cela sera improbable et la décision sera de ne pas installer de compteurs. S'il suffit que la réduction soit de 10%, ils raisonnent que cela sera probable et la décision sera en faveur du comptage. D'autres aspects de ce problème sont aussi discutés.

Dans les pays en développement en particulier, il faut tenir compte des facteurs techniques quand on décide pour ou contre les compteurs. Les réseaux où la pression et la distribution sont intermittents rencontrent un certain nombre de problèmes avec les branchements munis de compteurs dont les moindres ne sont pas l'irréalisme des lectures et les fréquentes pannes des compteurs. Une décision d'installer des compteurs doit prendre en compte de semblables difficultés techniques.

Les facteurs sociaux relatifs au comptage sont relatifs à l'injustice du comptage pour les consommateurs pauvres. On conclut qu'il n'y a pas d'injustice parce que des politiques de tarif convenables peuvent surmonter ces objections.

Le vandalisme et le vol des compteurs sont des problèmes communs en beaucoup de pays. Savoir si c'est un problème de culture ou si cela relève d'autres facteurs est moins important que de reconnaître que c'est un problème potentiel et d'inclure les dépenses correspondantes dans le coût du comptage quand on prend une décision.

Plus la collectivité est petite, plus est difficile la gestion d'un réseau muni de compteurs. La décision prise ne doit pas ignorer la capacité du service à étaler la charge de travail supplémentaire du comptage.

La décision finale d'installer des compteurs reposera largement sur des facteurs financiers et économiques. Les facteurs techniques comme les facteurs sociaux, culturels et de gestion ne sont pas habituellement quantifiables mais ne peuvent pas être ignorés si l'on veut prendre une décision saine.

VI. 157.5

71
165A78

International standing committee on desalination
Comité international permanent sur dessalement

Contents
Les matières

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Subject 1—The evaporation-installation at Terneuzen (A. A. Romeijn—Netherlands)	Pages S2-S8
Résumé en français	Page S8
Subject 2—The reverse osmosis plant at Riyadh, Saudi-Arabia (P. Treille—France)	Pages S9-S12
Résumé en français	Page S12
Subject 3—The status of the application of desalination techniques in Japan (T. Shirozu—Japan)	Pages S13-S18
Résumé en français	Page S18

The evaporation installation at Terneuzen

by ir. A. A. Romeijn

NV PZEM, Middelburg, Holland

1 Introduction

The author's experience with seawater desalination dates back to 1962, when he became familiar with the operational characteristics of the multi-effect submerged tube seawater evaporators owned by the Water and Energy Company of the Island of Aruba, Netherlands Antilles, Caribbean Area. This island, with a population of 60 000 inhabitants, depends entirely, for both its domestic and industrial water supply, on the desalination of seawater.

In later years, the author has seen the multi-stage-flash evaporators appear and witnessed the development of this type of evaporator in many parts of the world. He now witnesses the continuation of this development in increased efficiency, improved materials and improved heat exchange technology.

In this paper, the author relates some of his experiences in the field of seawater desalination in the light of one installation he has been personally involved with, i.e. the large scale multi-stage-flash seawater desalination installation at Terneuzen, Holland.

2 Cooperation between electricity and water companies: General outline of the Terneuzen installation

In Zeeland-Flanders, province of Zeeland, Holland, the availability of natural fresh water is low (fig. 1).

In 1965, the expected increase in consumption, mainly industrial water, dictated drastic measures. Transportation of water from other areas and/or distillation of seawater were considered by the Provincial Water Company (WMZ). It was felt that the high product quality made distilled water outstandingly suitable to meet industrial demands. The relatively high product price, however, was an obstacle to the construction of an evaporation installation.

At the same time, the Provincial Electricity Company (PZEM) encountered problems in meeting the increasing electricity consumption of Zeeland-Flanders and it was felt that a solution could be reached

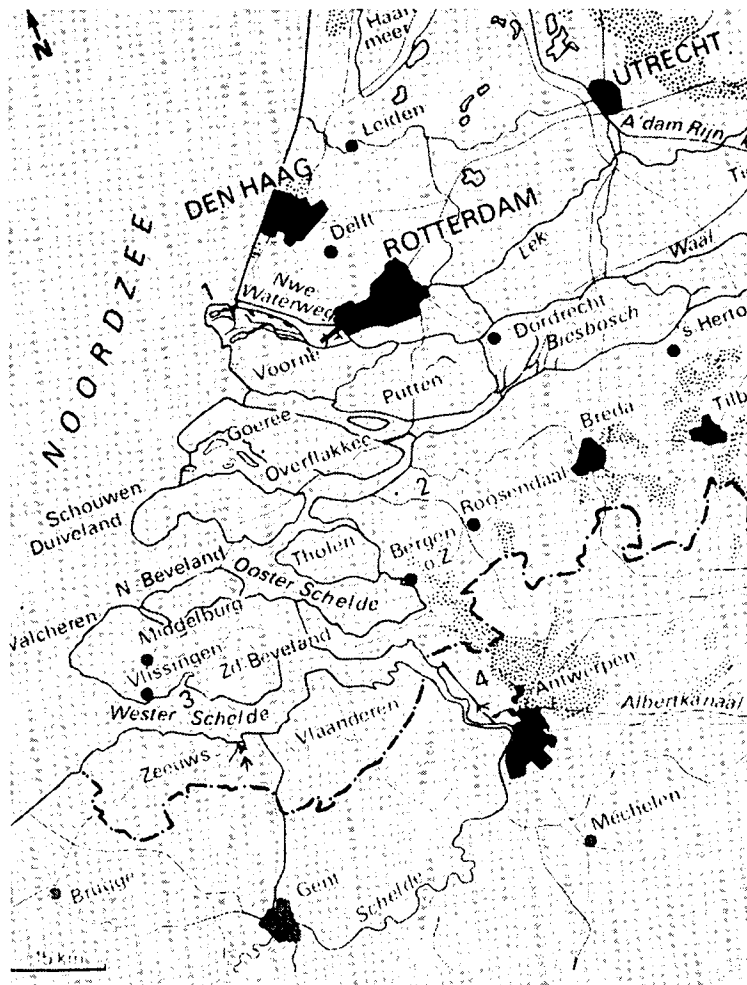


Figure 1: Geographical situation of the Terneuzen installation

by the installation of a relatively small power generating plant in the region, to supplement the existing underwater high-voltage cables.

In 1966, the water company WMZ and the electricity company PZEM decided to cooperate in a combined solution to their problems.

This cooperation resulted in a long-term contract between the two companies, the most important clauses of which are:

—during both the design and construction stage and during the operational period the two companies

agreed to cooperate to overcome possible technical problems,

—the electricity company accepted responsibility for investment, operation and maintenance of the total installation,

—the water company agreed to distribute and/or store any amount of distilled water produced as long as the product quality complied with certain standards.

In 1968, construction began of a dual-purpose plant with the following technical characteristics:

Steam production	
Number of boilers	: 1
Type and manufacturer	: CE; K.M. de Schelde, Vlissingen
Fuel	: Natural Gas
Steam production	: 132 500 kg/h
Steam conditions	: 520 °C; 105 ata
Electricity production	
Number of turbogenerators	: 1
Type and manufacturer	: Backpressure non-condensing K.M.F. Stork, Hengelo
Back pressure steam flow	: 115 000 kg/h
Back pressure steam conditions	: 133 °C; 3 ata; 1,5%sat
Gross power output	: 24 300 kW
<u>Remarks:</u> 1. Turbogenerator is equipped with steam bypass reducing and desuperheating system to provide steam supply to evaporators in case of turbogenerator outage.	
2. Own power consumption is 5,6 MW for the total plant installation. Resulting nett power output is absorbed in provincial 50/150 kV grid system.	
Water production	
Number of evaporators	: 2
Type and manufacturer	: Multi-Stage-Flash Werkspoor Water, Amsterdam
Tube arrangement	: long tube
Concentration factor	: 2
Brine flow per evaporator	: 4600 m ³ /h
Maximum brine temperature	: design: 120 °C normal operation: 116 °C
Distillate production per evaporator	: at 116 °C: 560 m ³ /h
<u>Remarks:</u> On the site of the installation no distilled water storage is available. A direct pipeline connects several chemical industries to the distilled water pumps of the evaporator. A remote-located open storage tank is available for emergency situations.	

Figure 2. Characteristics of the Terneuzen installation

Operation of the total installation started in 1969 (fig. 3).

3 Operational experience

In this section some of the experience gained in more than eight years of operation of the Terneuzen installation will be described.

3.1 Production data

As indicated in figure 2, the rated production figures are:

electricity : 24 300 – 5 600 = 18 700 kW nett.

distilled water : 2 × 560 = 1120 m³/h.

Although the actual plant output repeatedly confirms these figures, it is obvious that this rate of production cannot be maintained year-round.

Allowing for a minimum of maintenance shutdowns and for an occasional extra production interruption, the following production figures can be maintained over periods of many months:

electricity : 0,85 × 18 700 = 15 900 kW nett.

distilled water : 0,91 × 1120 = 1020 m³/h.

This plant output, if maintained year-round, would result in the following yearly production data (rounded figures):

electricity : 365 × 24 × 15 900 = 140 000 000 kWh nett.

distilled water : 365 × 24 × 1020 = 8 900 000 m³.

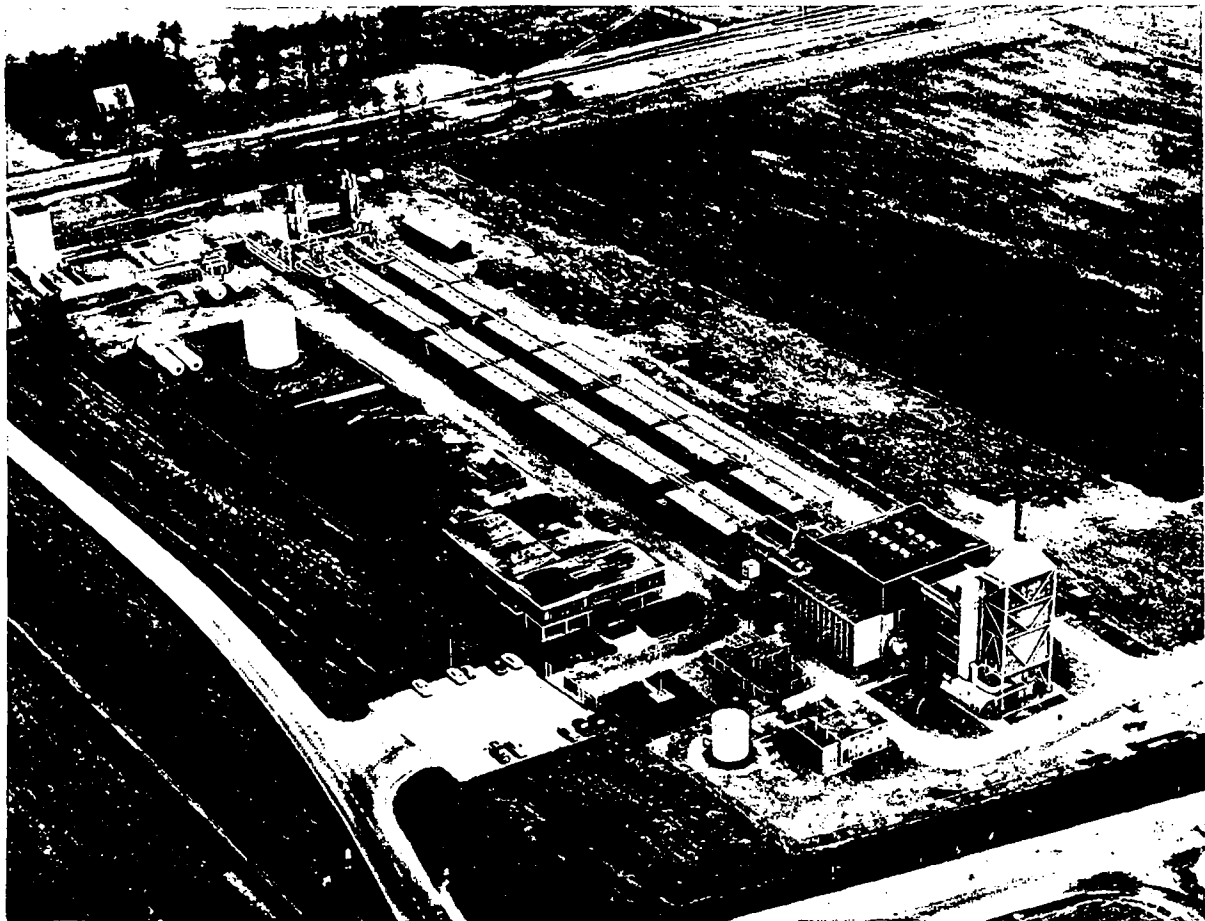


Figure 3. Aerial view of the Terneuzen installation
 Courtesy: Werkspoor Water, Amsterdam

Hereafter the actual plant performance will be reported over 6 month periods. In this report, a 100% performance will refer to a nett electricity production of 70 000 000 kWh and a distilled water production of 4 450 000 m³.

Although several 6-month periods with 100% performance have been achieved, there have been 6-month periods with lower performance percentages due to production interruptions.

Figure 4 shows the plant performance over the total production period.

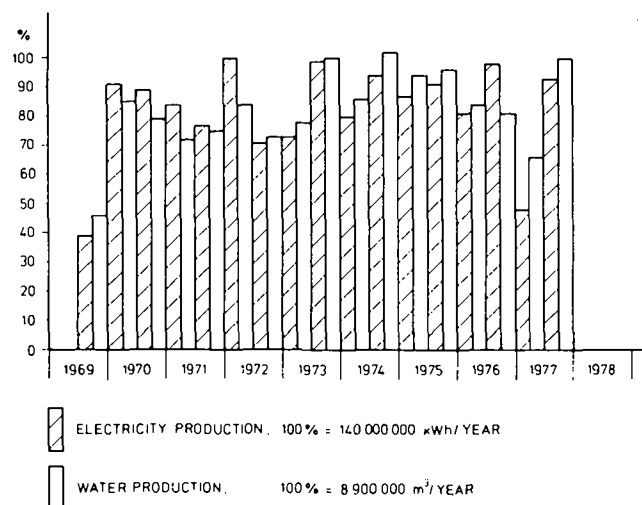


Figure 4. Electricity and distilled water production of the Terneuzen installation between 1969 and 1978

Due to unexpected difficulties during the first year of operation, the plant performance started with low production percentages but very soon reached higher values. This is also illustrated in figure 5.

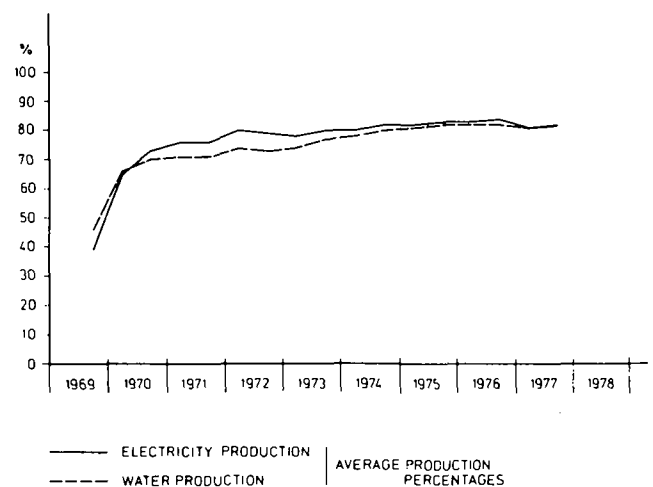


Figure 5. Average production performance between 1969 and 1978

The average plant performance increased from below 50% in 1969 to more than 75% in 1971 and stabilized at approximately 82% in 1975.

Nevertheless, every output below 100% indicates the presence of production interruptions.

Production interruptions may be classified in a number of ways:

—*distinction between total production interruptions and partial production interruptions*

Total production interruptions may be caused by failures in either the steam supply, the intake water supply or the electricity supply to the installation.

Since the Terneuzen installation is equipped with one boiler only and no alternative means of steam supply is available, each boiler outage inevitably leads to a total production interruption.

Partial production interruptions are usually caused by an outage of one evaporator, while the other evaporator continues normal operation.

—*distinction between short term and long term production interruptions*

Short term production interruptions are generally caused by failures of some part of the installation, sudden changes in intake water conditions, or operational failures. These interruptions may last a few minutes or several hours. Long term production interruptions may last one or more days (in rare, serious cases even weeks) and may be caused by breakdown or repair of some major component of the installation, for instance a boiler, an evaporator or a brine recirculation pump.

—*distinction between scheduled and unscheduled interruptions*

Most short term interruptions are unscheduled. These interruptions cause most concern to the water distributor since they come unexpectedly and it is not known immediately how long they will last.

Most long term interruptions, on the other hand, are scheduled, (inspection, overhaul) although there have been a few unscheduled long term interruptions (for instance severe boiler damage in 1969).

—*distinction between quantitative and qualitative interruptions*

There have been cases where distillate production was not interrupted but where distillate quality did not meet the contractually agreed standard. In most of these cases the distillate was dumped completely, but where the deviations were relatively small in some cases the product water was accepted temporarily.

In figures 6 and 7 an indication is given of the

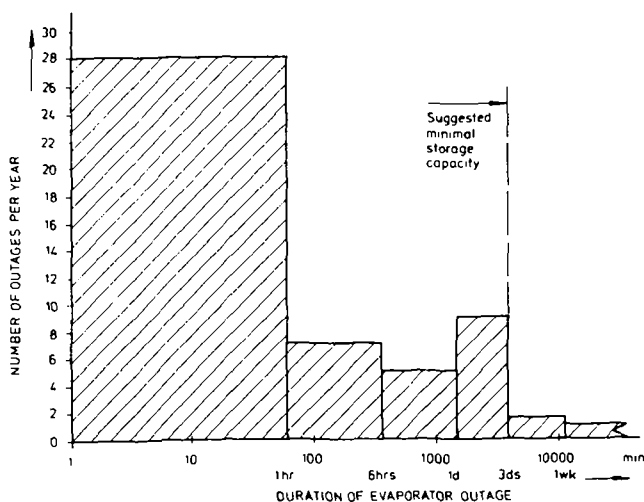


Figure 6. Duration and frequency of evaporator outages

relationship between the duration of production interruptions and the frequency thereof.

Figure 6 shows a relatively large number of short term (mostly unscheduled) evaporator outages. Also, figure 6 shows the frequency of evaporator repair and maintenance, which can in most cases be accomplished within three days.

It is clear that a distilled water storage facility, placed directly in line with the evaporator installation with a capacity of three evaporator-production days (in the Terneuzen case 40 000 m³), would eliminate much of the water distributor's concern.

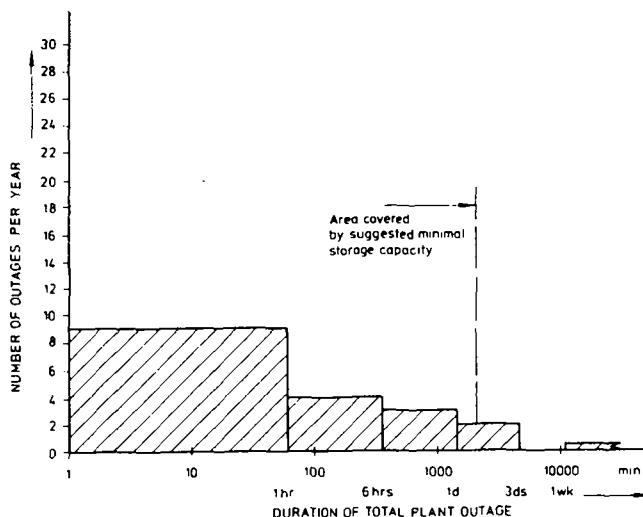


Figure 7. Duration and frequency of total plant outages

Figure 7 shows the appreciably lower frequencies of total plant outages. The short term outages are most often caused by sudden changes in intake water conditions or operational failures. An occasional total plant outage lasting more than a week has been caused by unexpected boiler damage. Since this phenomenon may have serious implications for the regional water supply, an alternative steam supply to the evaporators might be considered to be highly desirable.

Recommendations

Apart from the obvious recommendation to improve evaporator design by using the experience obtained world-wide with many multi-stage-flash evaporators over a great number of years, the following general lay-out recommendations are given:

- a one-evaporator-three-production days storage facility greatly improves the continuity of water distribution
- a natural gas fired boiler is very reliable, but if local conditions require a high availability of distilled water, an alternative means of steam supply should be considered seriously,
- since many evaporator outages have been traced to the Terneuzen intake water conditions, seawater or ocean water should, if possible, be used in preference to estuary or coastal water.

3.2 Water quality

In the Terneuzen case, the intake water is of estuary type. This means that the water conditions change with the tide. Moreover, the intake water is silty (contains dispersed mud and sand) and polluted by industrial and domestic waste. These adverse intake water conditions have a proven influence on evaporator outages as

described in 3.1; the distilled water quality, however, is virtually unaffected by the intake water quality.

Intake water is treated before it is fed to the evaporators. Chemicals for this treatment have to be approved by the authorities. In Holland, these approvals may be obtained from:

KIWA (certificate of no objection for use in water treatment installations)

and

RIZA (certificate of no objection for drainage into surface water)

Basically, the purity of distilled water is very high.

Impurities may be caused by:

—tube leakages

In this case brine may contaminate the distilled water.

The mineral content of the brine is basically identical to that of the intake water but the concentration is higher.

—fluid carry-over

In this case, either by poor design or by faulty operation, flashing brine particles pass through the demister perforations into the distilled water compartment. Here again, concentrated brine contaminates the distilled water.

—vapour carry-over

Some gaseous compounds present in the intake water may be released during the flashing process and pass with the vapour into the distilled water compartment. There, some of these compounds may dissolve in the distillate.

A well known example is ammonia, but certain phenols may show the same tendency, thereby causing a deterioration in the taste of the water.

Figure 8 compares the chemical analyses of intake water and product water. For interest, the WHO standard and the contractually agreed standard between WMZ and PZEM are given in this figure.

In the last column, the lowest and the highest values over an operational period of eight years are shown. Naturally, these extremes occur very occasionally and therefore the average figure is more meaningful.

The conclusion from figure 8 may rightly be that the distillate quality analyses show an outstandingly high product purity. This conclusion does not mean however that the distilled water may be used directly for a variety of purposes. In the following, a brief commentary will be given on the use of distilled water as process water and as drinking water.

The distilled water may in many cases be used directly as process water. Depending on the requirements of the process involved, a simple polishing treatment may be added to make the water appropriate, for example, for use as high pressure boiler make-up water.

Distilled water, as produced by multi-stage-flash evaporators, has certain properties which make it less suitable for direct use as drinking water.

Simple and inexpensive post-treatment, however, is sufficient to overcome these disadvantages.

A brief description of the post-treatment, as applied in many locations where seawater desalination is used for domestic water supply, is as follows:

—to improve taste:

- cooling and saturation with oxygen (often in a combined installation)
- passage through an activated carbon filter

—to increase hardness:

- passage through a lime (accolite, coral) system.

After post-treatment, an outstandingly high quality domestic water is obtained.

An alternative method is to blend the distilled water with natural fresh water; in so doing the quality of natural water (taste, colour, hardness) may be improved.

			Terneuzen intake water	World Health Organisation	Contract WMZ - PZEM	Quality of distilled water as delivered	
						ave	range
pH			7,6-8,0	7,0-8,5	7,0-9,2	8,3	6,7-9,1
conductivity		micro S/cm	23.910-39.500			6,8	2,7-12,1
total residue after evaporation		mg/l	13.116-26.564	< 500	< 5,2	2,1	0-5,4
total hardness		°D	187-312			0,05	0,01-0,08
BOD 5		mg/l		< 6	< 3	0,28	0-0,7
phenols		mg/l		< 0,001	< 0,001	0,0009	0,0005-0,006
detergents		mg/l	0,08-0,14	< 0,5	< 0,2	0,01	< 0,01
temperature		°C			< 37	32	30-36
Chlorine	Cl	mg/l	10.050-18.910			1,04	0,11-2,65
Sodium	Na	mg/l	4249-8605			0,48	0,08-1,55
Magnesium	Mg	mg/l	639-1135			0,19	0,097-0,61
Calcium	Ca	mg/l	258-382			0,16	0,08-0,4
Potassium	K	mg/l	153-311			0,05	0,008-0,1
Fluorine	F	mg/l	0,6-1,1	< 1,5	< 1,2	0,05	0-0,1
Iron	Fe	mg/l	0,09-1,5	< 0,3	< 0,1	0,013	0,006-0,041
Manganese	Mn	mg/l	0,03-0,05	< 0,1	< 0,05	0,0025	0,02-0,03
Zinc	Z	mg/l	0,002-0,004	< 5,0	< 0,5	< 0,01	< 0,01
Copper	Cu	mg/l	0,001-0,0024	< 1,0	< 0,1	0,012	0,006-0,02
Lead	Pb	mg/l	0,001-0,0024	< 0,05	< 0,05	< 0,005	< 0,005
Cadmium	Cd	mg/l	0,00008-0,00016	< 0,01	< 0,01	< 0,0005	< 0,0005
Ammonia	NH ₄	mg/l	0,03-1,22	< 0,5	< 1,5	0,42	0,28-0,61
Nitrite	NO ₂	mg/l	0,03-2,0		< 0,1	< 0,01	< 0,01
Silicon dioxide	SiO ₂	mg/l	4,4-30,0		< 0,05	0,003	0,002-0,011

Figure 8. Comparison between intake water quality and distilled water quality

3.3 Plant economics

In the Terneuzen case, a relatively low water price has been obtained by close cooperation between the regional water and electricity companies. This cooperation resulted in such favourable conditions as:

- combined water and electricity production in one dual purpose installation
- continuous maximum production of water and electricity whenever technically possible.
- combination of major laboratory and maintenance equipment and staff.

Under these favourable conditions, and for Western European fuel and electricity prices, a standard price calculation of the distilled water is presented in figure 9.

water will have only a marginal effect on the price, whereas the need for pre-treatment of the water before entering the process may be partly or completely eliminated, thus saving on equipment and treatment costs.

4 Conclusion and summary

By cooperation between electricity and water companies in Terneuzen, Holland, a large scale dual purpose plant was erected in 1969. Operating experience over more than eight years may be summed up as follows:

- Overall averaged production figures indicate that for

Standard product water price calculation of the Terneuzen dual purpose installation	
Based on output of 140.000.000 Kwh/year and 8.900.000 m ³ /year	
Prices in Dutch guilders, 1977	
Capital charges of the complete installation (7%, 20 year)	Hf 4 100 000,--
Fuel	16 100 000,--
Maintenance	600 000,--
Chemicals	700 000,--
Wages	1 800 000,--
Miscellaneous	100 000,--
	<hr/> Hf 23 400 000,--
Electricity production	11 200 000,--
	<hr/> Hf 12.200.000,--
Product water price	137,1ct/m ³ *****

Figure 9. Standard distilled water production price calculation

In contemplating this price calculation, a number of points must be considered, such as:

- capital charges are based on a 1968–1969 investment, not on 1977 prices of equipment;
- the fuel price does not reflect the actual Terneuzen situation, but normal Western European prices in autumn 1977;
- the calculation is based on 100% plant performance as mentioned in 3.1.

In considering these points it will be realised that the resulting distilled water price is only given as a guide.

Under less favourable operating and budgeting conditions higher distilled water prices may result.

The domestic water price (including transportation and administration costs) in the Terneuzen area averaged 153 ct/m³ in 1977, so it is clear that in this case the multi-stage-flash evaporation process can hardly compete with traditional water production and distribution systems.

For industrial purposes, however, the distilled water may be a very attractive product because distribution and administration costs for large quantities of

both electricity and water a percentage of 73% of rated capacity is realistic;

- A large frequency of short term interruptions is unavoidable; therefore the lay-out of the installation should incorporate sufficient water storage capacity; a three-evaporator-days storage is suggested;
- Since steam supply to the evaporators is of vital importance and boiler repairs may occasionally last more than a week, an alternative steam supply should be seriously considered;
- As evaporator feed water, seawater is to be preferred to estuary or coastal waters because the pollutants in these waters may adversely influence the evaporation process.
- The quality of the distilled water is high; the water may in many cases be used directly as industrial process water; some simple and inexpensive post-treatment may suffice to create high quality drinking water.
- In the Terneuzen case, even under the most favourable conditions, the product water price is not convincingly competitive with the price of traditional

drinking water; the high water quality and therefore the possibility of avoiding treatment costs may make distilled water an attractive proposition for industrial purposes.

5 Acknowledgement

The author wishes to express his gratitude to the

“Intercommunale Vennootschap Antwerpse Waterwerken N.V.”, to the “Keuringsinstituut voor waterleidingartikelen KIWA N.V.”, to the “Watermaatschappij Zuid-West Nederland N.V.”, to the “N.V. Provinciale Zeeuwse Energie-Maatschappij”, and to the Terneuzen water treatment plant staff for their cooperation in selecting the material and their assistance in preparing this report.

Résumé

Grâce à la collaboration entre la compagnie de distribution d'eau et la compagnie productrice d'électricité, l'on a réalisé en 1969 à Terneuzen (Pays-Bas) une importante usine de dessalement d'eau de mer couplée à une centrale électrique.

L'on peut résumer l'expérience de huit années d'exploitation comme suit:

— Les résultats démontrent que la production réelle d'électricité et d'eau dessalée est de l'ordre de 70% de la capacité nominale.

Pour une nouvelle unité la prévision d'une telle production semble réaliste.

— Des interruptions très fréquentes, mais de courte durée, sont inévitables.

Une installation doit donc toujours comporter des réservoirs de stockage d'eau traitée de capacité suffisante.

— L'alimentation en vapeur des évaporateurs est d'une importance vitale. Par ailleurs les réparations et révisions de la chaudière peuvent occasionner des interruptions de plus d'une semaine.

L'installation d'une seconde chaudière s'avère donc hautement souhaitable.

— Pour l'alimentation d'une installation de dessalement, l'eau de mer convient mieux que les eaux provenant d'estuaires ou de zones costales. Les polluants de ces eaux peuvent influencer défavorablement le procès d'évaporation.

— L'eau dessalée est de qualité supérieure et peut la plupart du temps être utilisée directement dans les procès industriels. Un post-traitement simple et peu coûteux peut suffire pour obtenir une eau potable de grande qualité.

— Dans le cas de Terneuzen, le prix de l'eau produite est notablement plus élevé que celui de l'eau potable traditionnelle même dans les conditions d'exploitation les plus favorables. Par ailleurs la grande qualité de l'eau permettant d'éviter une déminéralisation supplémentaire, le dessalement par évaporation peut être une solution alternative attrayante pour l'alimentation des industries.

Subject 2

The reverse osmosis plant at Riyadh, Saudia Arabia

by P. Treille

Degremont SA, France

1 General data

With a view to supplying drinking water to the City of Riyadh, capital of Saudi Arabia, the Ministry of Agriculture and Water, assisted by the Swedish Consulting Engineers VBB, placed contracts for six drinking water treatment plants between June 1975 and June 1977: Manfouha II, Salbukh, Manfouha I, Malez, Shemessy and Buwayb.

The water available issues from a deep underground source and has a salinity close to 1500 mg/l (Table 1):

Table 1

Ca ²⁺	meq/l	8,5
Mg ²⁺	"	4
Na ⁺	"	9,5
Cl ⁻	"	8,4
SO ₄ ²⁻	"	10,4
Alkalinity	"	3,2
SiO ₂	mg/l	25
pH		7,9

It had been decided to carry out partial demineralization in order to obtain a drinking water quality in better compliance with the recommendations of the World Health Organization. The first plant, whose start-up began in early 1978, is the Manfouha II installation located in the City of Riyadh. Total scheduled production is 2400 m³/h, of which 1600 m³/h are treated by reverse osmosis; the remaining 800 m³/h undergo conventional treatment.

In order to make maximum use of water resources, and in the absence of significant service water evacuation facilities, the major plant design factor was the limitation of water losses to 12% of plant inflow (2730 m³/h maximum). A conversion level of 90% was consequently adopted for the reverse osmosis plant. Due to the high temperature (55°C) of the water drawn from the boreholes, the flow is first sent through 16 forced draught cooling towers in order to reduce the temperature to approx. 35°C; the maximum unit capacity of these towers is 200 T/h, with a requirement of 18,5 kW electric power. The flow is then distributed to the two plants.

2 Direct drinking water treatment

In view of the borehole water's rather low suspended solids content, simple coagulation on filters is employed. Ferric chloride is used as a coagulant at a dose of 5 to 10 mg/l. The coagulant is injected into the raw water delivery pipe with a contact time of several dozen seconds in order to permit sufficient enrichment of the floc.

Filtration is carried out in two filter batteries operated in series. The first filter battery comprises two Aquazur T filters with a unit surface area of 35 m² and a 1,5 m deep layer of sand with a grain size of 3 to 5 mm. Washing is carried out with air (70 m³ m⁻² h⁻¹) and water (20 m³ m⁻² h⁻¹). Upward filtration is employed in this first series of T filters.

The second filter battery consists of two Aquazur V filters containing a 1,10 m deep layer of 0,95 mm grain size sand. Each filter has a surface area of 46,5 m². Downward filtration is used here. These filters are also washed by air (50 m³ m⁻² h⁻¹) and water 15 m³ m⁻² h⁻¹).

The water treated in these two filtration stages is sent directly to a mixing chamber where it is blended with the water treated by reverse osmosis.

3 Demineralization

3.1 Preliminary tests

The high calcium, bicarbonate, sulphate and silica contents necessitate thorough pretreatment to avoid any precipitation within the reverse osmosis modules where very high concentration occurs (the average concentration factor is 10). The pretreatment, whose importance is therefore crucial, was designed on the basis of systematic tests. The object of this pretreatment is to ensure both silica and carbonate removal, to prevent silica and calcium carbonate from precipitating and partial softening to avoid formation of calcium sulphate deposits.

Experience gained at large carbonate removal plants employing reactor/sludge contact clarifier systems led to concentrating all these operations in a single unit; tests were conducted to check the efficiency of this system and to determine the necessary reagent quantities.

Tests were conducted in beakers following the production of sludge from carbonate removal operations, so as to effect the treatment in the presence of germs at a permanent concentration of approximately 10 g/l; sodium aluminate, lime, sodium carbonate and ferric chloride were utilized as reagents.

In view of the large number of reagents employed in the reactor, the optimum quantities were found to exceed the stoichiometric quantity. They are approximately as follows:

Aluminate	: 30 mg/l
FeCl ₃	: 40 mg/l
Lime	: 150 mg/l
Sodium carbonate	: 350 mg/l

After such a treatment, the water should only contain:

Alkalinity	: 0,8 meq/l
Ca ²⁺	: 0,95 meq/l
Mg ²⁺	: 3,2 meq/l
Silica	: 8 mg/l
Aluminium	: 0,25 mg/l

To obtain a complementary reduction of alkalinity and aluminium content, two acidification processes separated by filtration are required: the first process reduces the pH to 7 so that the maximum amount of aluminium remaining in solution at pH 9,5 in the reactor precipitates out; filtration then reduces the aluminium content to 0,05 mg/l. The second acidification process lowers the pH to 4,5 and reduces the TAC below 0,1 meq/l.

During these tests it was noted that relatively high

variations in the aluminate or ferric chloride quantities did not influence the results: this point is of interest with regard to operating reliability.

3.2 Pretreatment units

The reactions described above are carried out in four Turbocirculator reactors with a diameter of 14 m designed to treat a total maximum flow of 2900 m³/h (including service water recirculation through a recovery tank). Operated in parallel, the Turbocirculators are used for lime process carbonate removal along with partial softening by sodium carbonate and cold process silica removal by sodium aluminate and ferric chloride. A polymer is used as a settling aid.

Total sludge production amounts to approximately 40 m³/h of sludge containing 50 g/l of dry solids. Once extracted, the sludge is concentrated in a thickener (diameter 10 m, depth 8 m) then sent by gravity into a lagoon where it is further dewatered by evaporation.

Before being treated in two batteries of 4 T filters and 4 V filters with the same dimensions as those used for direct treatment, the water is injected with sulphuric acid for pH correction.

3.3 Reverse osmosis units

3.3.1 This plant consists of:

- Five low pressure pumps (four pumps ensure the maximum flow), capacity 450 m³/h each, under a head of 55 m, drawing off water from the filtered water reservoir;
- A second pH adjustment (also by sulphuric acid), followed by the injection of 2 mg/l of polyphosphate to avoid calcium sulphate precipitation on the membranes;
- Ten cartridge filters with a porosity of 5 microns (total number 550) protecting the membranes against accidental introduction of objectionable particles;
- Five booster pumps (four pumps ensure the maximum flow)—290 m W.G.;
- Eight osmosis racks, each producing 200 m³/h (Figure 2).

Each rack provides room for 140 Du Pont de Nemours eight inch B 9 modules with a nominal capacity of 55 m³/d each (under standard conditions).

These modules are housed in a 4+2+1 configuration (diagram 3). The conversion levels in each of these stages are respectively 58, 55 and 46%. This decrease in the conversion level as a function of the concentration improves water distribution and the flow rate within the modules, thereby reducing the risks of deposit formation.

3.3.2 Despite the precautions taken at the pretreatment stage, systematic module cleaning is necessary. Cleaning is carried out in two units designed to clean simultaneously twenty modules each. Modules are generally cleaned once every six months but all the modules can be cleaned within one month if required. In principle, cleaning includes routine washing with ammoniated citric acid, linked with the use of a detergent if necessary, and rinsing with an active solution to regenerate the membranes.

3.3.3 The atmosphere in the building housing the modules is maintained at a temperature of 35°C by systematic circulation of cooled air (capacity of the air conditioning units: 300 000 negative kilocalories/hour) to make operation easier and to keep the modules below 40°C in case water circulation is stopped.

4 Water distribution

Injection of sodium carbonate (approx. 30 mg/l) allows the pH of the osmosis-treated water to be raised

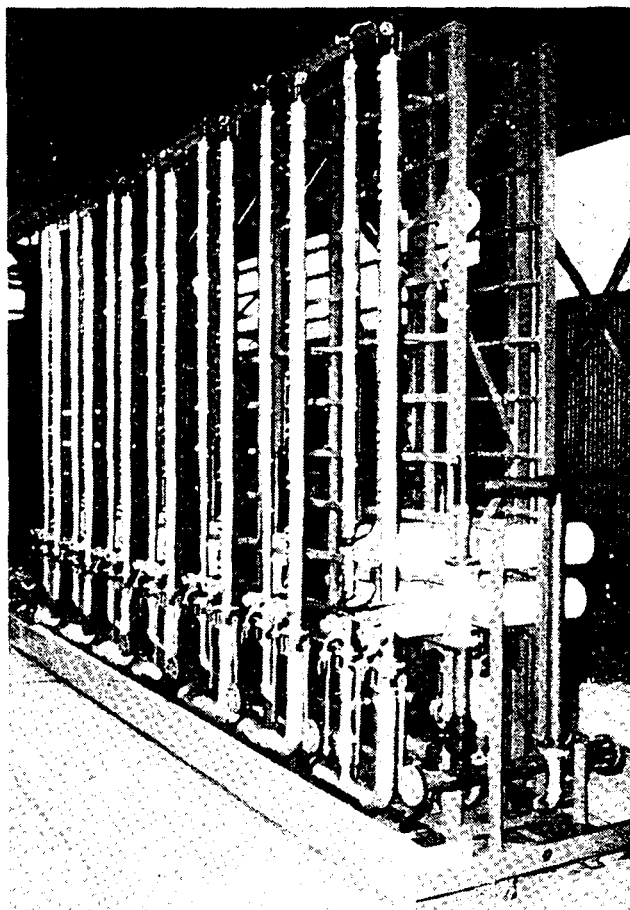


Fig. 2

to approx. 7.7. This water is then mixed with that supplied by the nearby drinking water plant in a mixing chamber some twelve metres high. Chlorine gas is injected by a chlorinator into the water for disinfection purposes. The entire flow is then sent to a 20 000 m³ prestressed concrete reservoir from which the water is distributed into the network.

5 Control and regulation

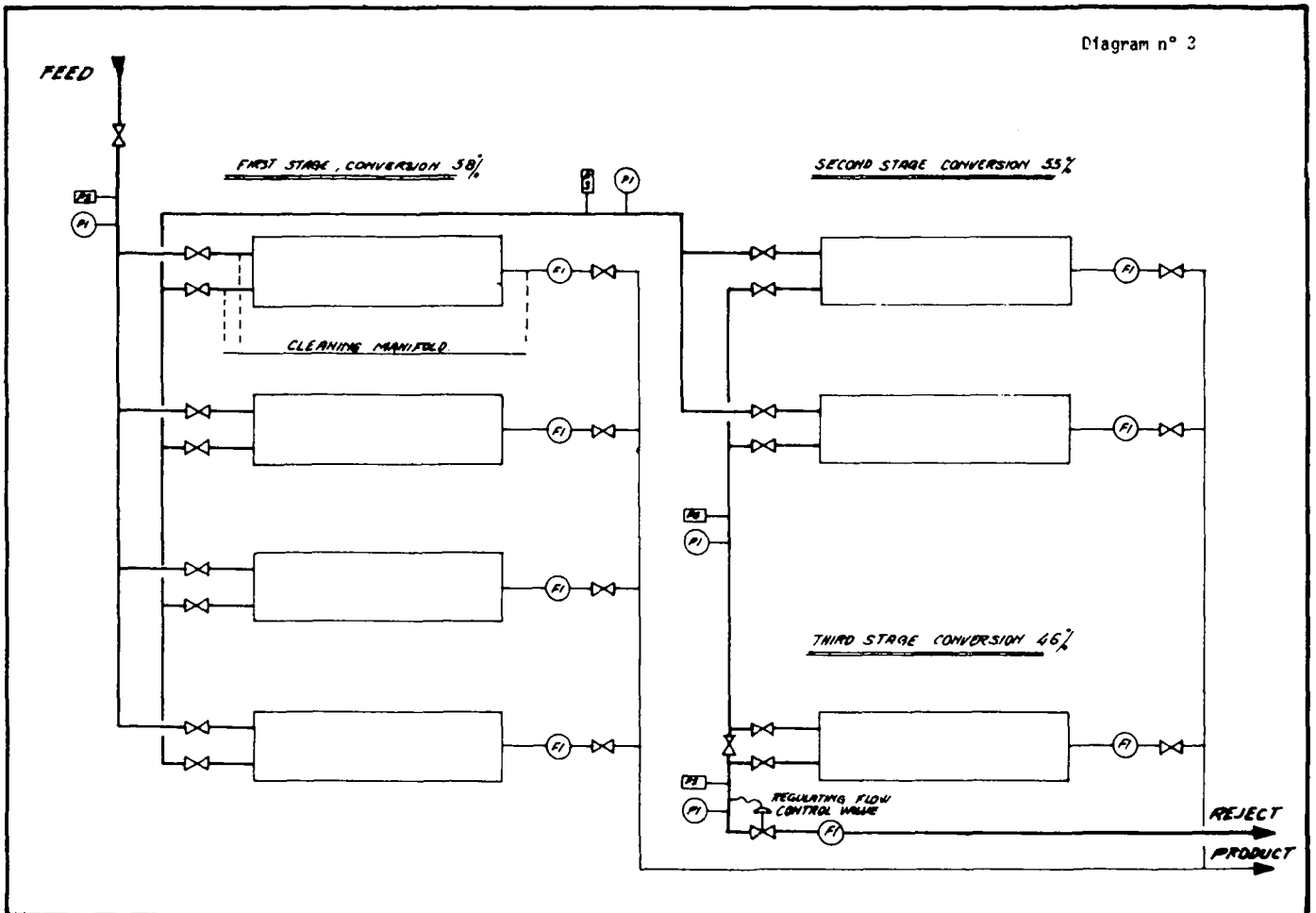
- a) The central dispatching station in Riyadh sets the inflow to the Manfouha II plant as a function of the overall situation. This flow is distributed on a preset basis between the two treatment lines (blending water treatment and osmosis).
- b) Reagent injection for pretreatment in each clarifier is interlocked to the inflow. Filter washing is controlled manually as a function of the head loss. The washing sequences take place automatically. Injections for pH correction are a function of the water flow and its pH.
- c) The pressure at the inlet of the modules is maintained constant regardless of upstream conditions and the number of osmosis lines in operation thanks to a recirculation loop (with regulating valve) on the booster pumps.

Automatic chemical analyzers monitor the water quality at the module inlet. Alarms are provided for the temperature, fouling index, pH, silica content, aluminium content and polyphosphate concentration.

6 Overall layout

Diagram 4 shows the layout of the various units.

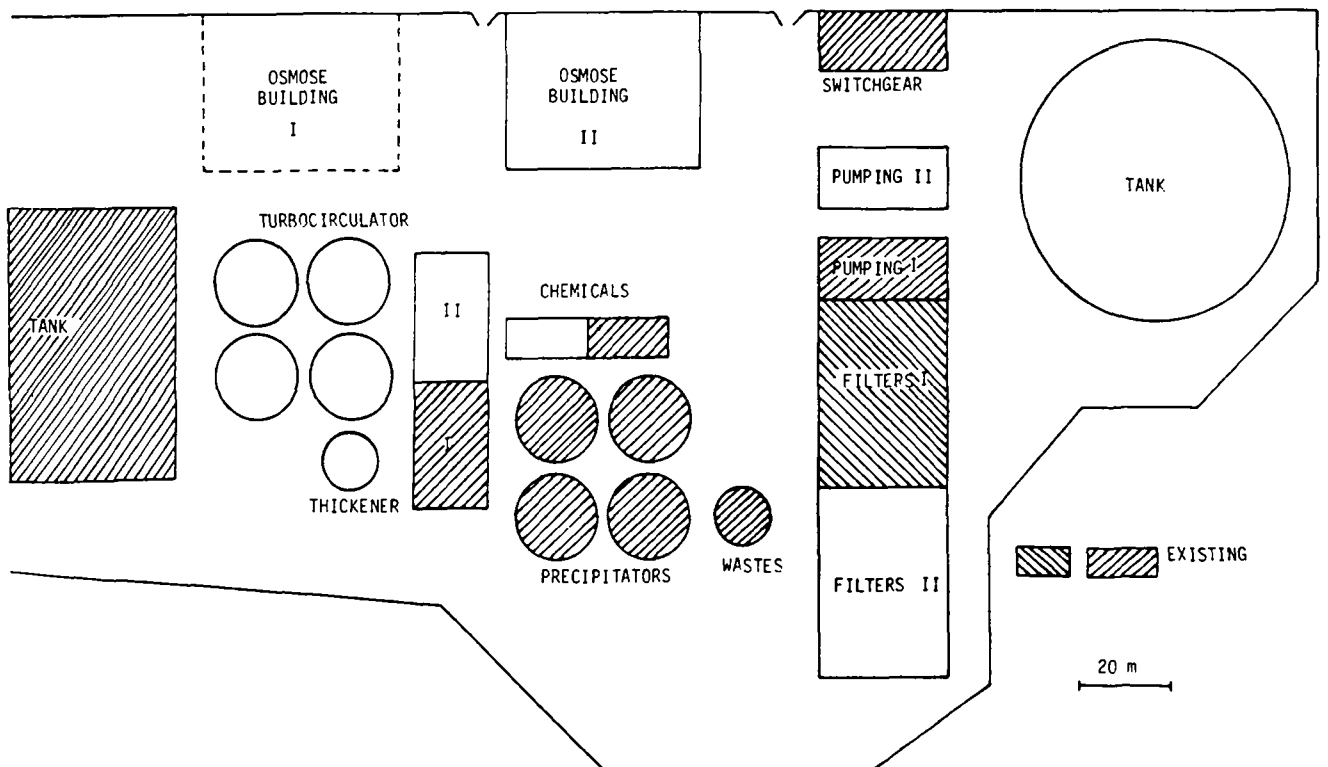
Diagram n° 3



MANFOUHA I and II PLANTS

Diagram n° 4

GENERAL LAY-OUT



Operation of the existing plant will continue while Manfouha II is being built. The former installation is to

be modified and completed once the latter is commissioned.

Résumé

La mise en route des nouvelles stations devant alimenter la Ville de Riyadh en eau potable a commencé début 1978.

Manfouha II, puis Salbukh, puis Malez, doivent produire plus de 1000 m³/h chacune à partir d'eau saumâtre dessalée par osmose inverse.

Les principes mis en oeuvre pour ces diverses stations sont les mêmes. Les prétraitements devant assurer les qualités physique et chimique de l'eau sont

décrits: refroidissement, précipitation, clarification, conditionnement. Ils ont été définis après des essais importants, dont les résultats sont précisés, tant du point de vue qualité d'eau que consommation des réactifs.

La technologie mise en oeuvre pour la réalisation des postes d'osmose est décrite (3 étages de modules B 9 en série-rejet).

Les grandes lignes du contrôle et de la régulation sont indiquées.

Subject 3

Status of the application of desalination techniques in Japan

by Tohru Shirozu

Bureau of Water Works, Tokyo Metropolitan Government, Japan

1. Introduction

Desalination is a very useful method of providing potable water on small islands lacking water resources and coastal areas remote from river water. More than 30 desalination plants have already been commissioned in Japan and their usefulness and reliability are well proved.

Some big cities and their surrounding areas with a rapid urbanization and growth of population and industry are now experiencing major water shortages. In these areas, the feasibility of constructing desalination plants is under study as one of the ways of dealing with the shortage of surface water.

The Japanese government is trying to investigate and develop new techniques and their application for desalination.

Owing to the sudden rise in oil prices, the necessity of developing some new technique which will consume less energy is urgently required.

2. Application of desalination in areas of water shortage

Although it is well known that sea water desalination for shipping has a long history, the first development on land was the utilization of effluent from salt factories. From ancient times Japan has obtained salt from the sea and today salt is concentrated from seawater by means of electrodialysis and the multi-effect distillation process. Therefore, the accumulation of technology and skill in salt manufacture are very useful and can easily be transferred to the seawater desalination field.

2.1 Distillation process

Sakito island in Nagasaki Prefecture obtains potable water from the local salt factory by the multi-effect distillation process and it is the first example of seawater desalination in Japan.

The first exclusive seawater desalination plant for drinking water was a multi-stage-flash evaporation plant with a capacity of 2 650 m³/d, constructed in 1967 at the isolated island of Ikeshima in Nagasaki Prefecture near the site of an undersea coal mine.

Following this, many large electricity generating stations, established in water shortage areas because of environmental problems have installed seawater desalination plants as supplementary equipment to provide drinking and boiler feed water.

In 1975, a newly constructed seawater desalination plant for public water supply began operation at Iyeshima in Hyogo Prefecture. Although the capacity of this plant is only 1 000 m³/d, it is expected to be one of the best because it is providing good results for the National Research and Development Programme.

2.2 Reverse Osmosis process

The Reverse Osmosis (RO) desalination process is not yet used in public waterworks. On the other hand, utilization of this process for industrial water supply has been advancing since 1971 and some good results have been achieved.

Many firms in Kashima industrial complex have used desalination by the RO or ED processes to obtain water for manufacturing, because the industrial water supply contains a very high chlorine ion concentration, more than 600 ppm seasonally.

Sumitomo Metal Industries Ltd. constructed a reverse osmosis desalination plant in 1971 with a capacity of 14 900 m³/d to produce boiler feed water. This plant has continued in stable operation for more than 6 years since its establishment.

2.3 Electrodialysis process

The Electrodialysis process (ED) is used on several isolated islands for desalting brackish underground water for potable water.

The ED plant built in 1972 on Oshima island in the Tokyo Metropolitan area is the first to exceed a capacity of 1 000 m³/d, and it has popularized this kind of plant in Japan. Later, on the same island, another 1 000 m³/d ED plant was built in 1974 and other isolated water shortage islands followed suit.

The first ED seawater desalination plant in the world began operation in 1974 at Noshima island, Yamaguchi Prefecture. This plant, with a capacity of 120 m³/d, can desalt seawater from 35 000 ppm to less than 500 ppm TDS concentration by the feed and bleed type system. It is presently operating well.

As a result of installing these plants, water shortage problems have been resolved and public health has improved remarkably.

Japan's largest ED desalination plant, with a capacity of 12 000 m³/d, was built in 1975 at the Kashima industrial complex to produce pure water for the power plant.

3. Research and development into seawater desalination by the National Research and Development Program

The Japanese Ministry of International Trade and Industry (MITI) commenced a National R & D Program in 1969 in order to provide a solution to the impending Japanese water shortage. The process preferred is the long-tube type Multi-Stage-Flash Distillation process, operating with seawater feed and acid-dosing pH scale

control for pre-treatment. The main objectives of this research program are:

- (a) Scaling up to 100 000 m³/d modules or larger,
- (b) Reduction of desalination costs by improving efficiency and reducing equipment costs,
- (c) Establishing design parameters for stable and trouble-free operation.

Since 1969, this program has been carried out as a joint venture between the National Chemical Laboratory for Industry, Japan Monopoly Corporation, seven firms and university personnel.

On the basis of a three year study on a 3 000 m³/d test plant, an optimum design for the 100 000 m³/d plant was completed. The test module consisted of a 1/4 width brine flow path and contained 12 recovery and 3 reject stages when it was completed and tested over about 2 years.

As a result of this study, the design and manufacture of huge commercial desalination plants of 100 000 m³/d in a single stream, with a resulting decrease in capital investment and simplified operation and maintenance, is possible. According to estimates, the cost of producing fresh water by dual purpose plants with a capacity of 100 000 m³/d on the basis of these newly developed desalination technologies is 170.74 Yen/m³. This production cost has become comparable with the cost of river water, estimated to become 100 - 200 Yen/m³ in the near future. Thus, large scale desalina-

tion plants are now possible for practical use, on condition that the restrictions described below are overcome.

4. Problems in the construction of large scale seawater desalination plants in large cities

4.1 Relationship between seawater desalination and shortage of water resources in large cities

The water demand in large cities and suburbs is increasing continuously. Although water is one of the most essential resources of society, it is difficult to import or transport; only the water resources within each drainage area can be depended upon. Hence, the balancing of water demand and water supply in large cities and industrial areas is becoming an increasingly severe problem.

Table 1. Desalination plants constructed in Japan (Dec. 1976)

Year	Client	Site	Process	Capacity (m ³ /d)	Feed Water	Use
1967	Matsushima Coal Mining	Ikeshima, Nagasaki	MSF	2 650	Seawater	Potable
1969	Kansai Electric Power Co	Himeji, Hyogo	ED	1 200	"	Boiler
1970	Tokyo City	Shikinejima	ED	200	Brackish	Potable
1971	Hitachi Zosen	Innoshima, Hiroshima	VTE	500	Seawater	Industrial
1971	Asahi Sweep	Miyazaki	ED	300	Brackish	"
1971	Sumitomo Metal Industries, Ltd	Kashima	RO	14 900	"	"
1972	Tokyo City	Izu Oshima	ED	1 000	"	Potable
1972	Showa Sangyo Co	Kashima	RO	720	"	Industrial
1973	Kansai Electric Power Co	Ohi	VTE	1 200	Seawater	Boiler
1973	Kansai Electric Power Co	"	MSF	1 300	"	"
1973	Kashima North Joint Power Co.	Kashima	RO	9 600	Brackish	"
1973	Arakawa Rinsan Kagaku Kogyo Co	"	"	120	"	Industrial
1973	Izumiya Co	Takarazuka, Hyogo	"	100	Brackish	Potable
1973	Nihon Ryoko Co	Chiba	ED	200	"	"
1973	Atami City	Hatsushima	"	200	"	"
1974	Kansai Electric Power Co	Tanagawa, Wakayama	MSF	2 000	Seawater	Boiler
1974	Chubu Electric Power Co	Nagoya	"	1 000	"	"
1974	Vivasta Toshi Co	Nagasaki	RO	400	Brackish	Potable
1974	Mitsubishi Electric Corp.	Kumamoto	"	480	"	Industrial
1974	Dai-Nippon Ink Chemical	Kashima	"	720	"	"
1974	Kanegafuchi Chemical Ind.	"	"	1 000	"	"
1974	Kashima Oil Co	"	"	5 300	"	"
1974	Tokyo City	Izu Oshima	ED	1 000	"	Potable
1974	Hofu City	Noshima	"	120	Seawater	"
1974	Texas Instrument Co	Kawaguchi, Saitama	RO	290	Brackish	Industrial
1974	Hitachi, Ltd	"	"	175	"	"
1974	Nippon Electric Co	Yokohama	"	240	"	"
1975	Hyogo Prefecture	Iyeshima	MSF	1 000	Seawater	Potable
1975	Sumikin Kako Co	Kashima	RO	1 500	Brackish	Industrial
1975	Tokyo Electric Power Co	"	ED	2 000	"	Boiler
1975	Kashima South Joint Power Co	"	"	12 000	"	"
1976	Shikoku Electric Power Co	Ikata, Ehime	MSF	1 000×2	Seawater	Boiler
1976	Kansai Electric Power Co	Tanagawa, Wakayama	"	2 000	"	"
1976	Uwajima City	Hiburijima, Ehime	"	200	"	Potable
1976	Niigata Joint Power Co	Niigata	ED	1 440	Brackish	Boiler
	Total	35 plants		69 055 m ³ /d		

The estimated shortfall in potable water supplies in Japan will reach 4 to 6 billion m³ per annum in 1985.

Not only Tokyo but also many other large cities are greatly concerned about the impending crisis in water resources and they are seriously examining various possible water resource development options.

Seawater desalination is being studied as one of those options. As the water produced by seawater desalination is freer from regional restriction than surface water, it is desirable to construct desalination plants near urban areas.

However, environmental and other problems must first be solved. When a desalination plant is remote from the supply area the total water cost will increase because of the energy and long distance water transmission costs. Several critical feasibility studies on the construction of large scale seawater desalination plants as a countermeasure to the water shortage problem have been completed by the Water Works Bureau of Tokyo. Data obtained from these studies are given in following paragraphs.

4.2 Problems of large scale seawater desalination plants using fossil fuels as the energy source

4.2.1 Environmental problems

(1) Air pollution

Some of the air contaminants resulting from desalination plants are NO_x, SO_x, dust, waste heat. The volume of each of these contaminants must be kept below the environmental regulation level in each district. Special consideration must be given to SO_x removal because of the technical restrictions involved.

As a rule, the selection of fuel for each plant bears a close relationship to the desalination cost, but from the point of view of environmental pollution control and especially in the removal of SO_x, it is better to use a low sulphur oil. At the same time, the removal rates must be improved by denitrification and desulphurizing, the technique of which is being developed. In certain areas, the use of kerosene, LNG or naphtha will be necessary.

Since thermal pollution by the rejection of high temperature exhaust gas into the air is proportional to total energy consumption, urban engineering must provide a countermeasure to this. Improving energy efficiency in desalination plants is very important as it is vital to decrease heat pollution.

(2) Thermal pollution from waste water

In Japan, all drainage and exhaust gas pollution problems are controlled by water quality protection regulations established by local government. However, these regulations do not clearly define thermal pollution or drainage levels. In general, thermal waste water causes little direct damage to the living environment, but aquatic life near and at the drainage point has been harmed, so that the fishing industry has been adversely affected economically.

4.2.2 Fuel supply and its problems

(1) Heavy Oil (crude petroleum)

According to environmental regulations in Japan, heavy oil which is used as fuel for large scale desalination plants in large cities, should be a low sulphur oil containing less than 0,5% sulphur. However, the yield of such low sulphur heavy oil is limited and it is also

difficult to obtain. When normal heavy oil is used desulphurizing is required. At present the indirect desulphurizing process can decrease the sulphur content in oil to 1,5 - 1,0%, and the direct desulphurizing process can decrease it to about 0,3%.

(2) Liquefied Natural Gas (LNG)

LNG contains less sulphur than heavy oil and so it is commonly called "clean fuel". But LNG deposits are few. The many obstacles to its production, transportation and storage make utilization of it difficult.

4.3 Problems of large scale seawater desalination plants using nuclear energy

A dual purpose desalination plant combined with a nuclear power plant is expected to reduce water costs compared with fossil fuel plants. But the construction of nuclear power plants near cities is difficult because of safety and environmental hazards. Therefore, construction sites need to be located away from heavily populated areas. Thus, long distance fresh water conveyance and perfect control over leakage of radioactive substances from the nuclear reactor system are required, the expense of which would approach the cost of thermal power desalination in a city area.

In future, more research on the relationship between nuclear energy and seawater desalination will be done and a policy for the utilization of nuclear energy and nuclear power generation will be established, because nuclear desalination is considered desirable.

5. Recent trends in research, development and investment into desalination technology

5.1 Seawater desalination by Reverse Osmosis (RO)

5.1.1 General

In the technology of seawater desalination, distillation methods such as the multi-stage-flash evaporation process (MSF) have played a major role.

However, the striking increase in oil prices in recent years has caused recognition of the importance of an energy-saving desalination process. Rapid development of the RO process is expected because of its various advantages.

The foremost feature of the RO process is the very low energy requirement for one cubic metre of fresh water production compared with other seawater desalination processes.

While the RO process has been widely applied to the desalination of brackish water of low salinity, a practical seawater desalination plant has not been developed, due mainly to difficulties in developing a membrane having high salt rejection and high pressure resistance. However, considerable progress has been made in the past few years, making even single stage seawater desalination promising.

For example, the total power requirement is estimated to range between 8 and 9 KWh so that one cubic metre of fresh water is obtained by a single stage process.

However, the degree of efficiency and durability of the membrane and the stability of plant operation are not yet confirmed, but is hoped that these problems will soon be solved by further experimental work.

5.1.2 Experiments and development work by the Water Re-use Promotion Centre

The Water Re-use Promotion Centre has started a series of experiments on seawater desalination by RO under the direction of the Ministry of International Trade and Industry, Japan (MITI).

The main aim of the long-term experimental program is the solution of various technical and economic problems in putting the RO process to practical use.

The initial program aims at the solution of the following problems:

1. Establishment and simplification of the pre-treatment system
2. Confirmation of membrane durability
3. Establishment of optimum operating conditions
4. Evaluation of chemical cleaning and membrane restoration
5. Comparison between single-stage and double-stage desalination
6. Promotion of Japanese membrane and enlarged module development

To accomplish these aims, several small RO plants using various types of modules have been installed, including pretreatment plants. Continuous long-term operation of RO modules has been carried out. In particular, RO modules made by Japanese manufacturers have been adopted for two-stage desalination. All of these plants have operated satisfactorily and much useful data has been collected through long-term experimental operation.

Moreover, a large scale plant with a capacity of approximately 500 m³/d is ready for construction as part of the secondary program, based on the results and information obtained during the initial program.

Through the long-term operation of this plant it is hoped that many problems will be cleared up.

5.2 Seawater desalination by Electrodialysis (ED)

Electrodialysis has been used for more than a dozen years to produce salt from seawater. Despite much progress on the ED process there are still not many ED desalination plants in Japan. The ED method of desalination of seawater has not been economically feasible and this method has only been used for water with a salt concentration of less than 1 000 - 5 000 ppm. It has not been tried in a large scale plant, because as yet the scale merit has not been determined as it has been for MSF. Accordingly, many of the existing ED plants are used for desalting brackish water on isolated islands facing severe water shortages. The capacities of these plants range from one hundred to one thousand m³/d.

However, some comparatively large scale plants were built for industrial purposes, especially for the production of high quality industrial water.

Although the distillation process (as with MSF and VTE) has been considered superior for large scale seawater desalination, recently ED and RO have come under consideration as possible clean energy processes.

The first ED seawater desalination plant in the world began operation in 1974 on the island of Noshima, Yamaguchi Prefecture, in Japan. The population of the island is approximately 800 and they suffered from a

water shortage until the plant was built. Now the maximum amount of water supplied on Noshima is 120³/d from the ED plant and 30 m³/d from wells. The advantage of this ED plant is that it is fully automatic.

On the other hand, many municipal ED plants have been used for a number of years to desalt brackish water and almost all of them have achieved stable operation and durability. Therefore, the next target of research on this process is the development of an energy saving membrane and the simplification of fouling removal.

The largest ED plant for brackish water in Japan has been operating at the Kashima industrial complex since 1975. This plant can desalt lake water from 600 ppm to 100 ppm in chloride ion concentration at a rate of 12 000 m³/d to produce boiler feed water.

The Water Re-use Promotion Centre will make use of ED for seawater desalination experiments. Therefore, it is hoped that ample potable water will be obtained steadily from the seawater and at a cheap cost by the newly developed ED process.

5.3 Evaluation of seawater desalination in total urban systems

There are two important aspects of the development of seawater desalination. One is the development of technology and the other is the realization of it.

Large cities facing a shortage of water and MITI are promoting systems analysis on the utilization of potable water produced from seawater by a large scale desalination plant together with the existing city water supply systems.

5.3.1 Analysis of water supply systems including seawater desalination plants

Generally, the flow rate of a river can be shown as the curve A in Fig. 1. From this it is easily seen that the basic water intake is Q₁ m³/d. By constructing dams and reservoirs, the curve A becomes curve B and the basic water intake becomes Q₂ m³/d. When more water is

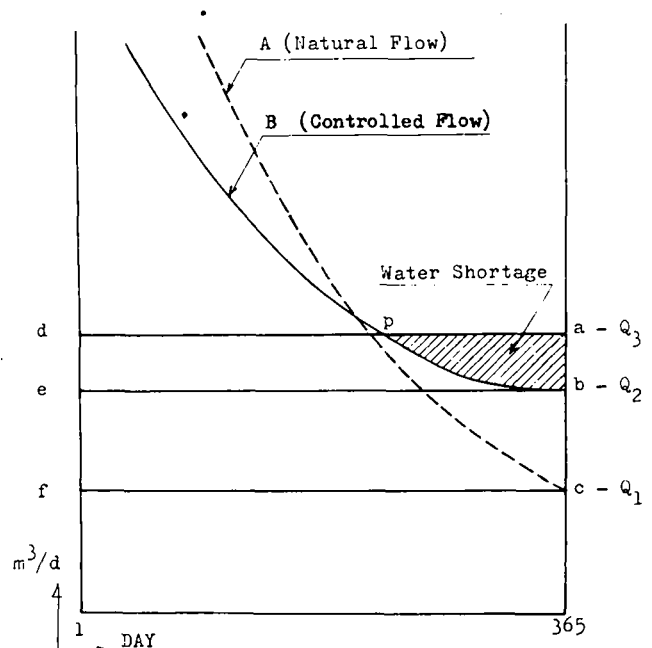


Figure 1. River flow rate and water intake.

required, for instance Q_3 m³/d equivalent to the hatched area abp of the total increased quantity a b e d, this is not possible. But if the shortage of water could be effectively made up by a desalination plant, the total available quantity of water would become Q_3 m³/d.

The following paragraphs describe the results of simulation analysis on future water supply systems in Tokyo, with a supply capacity of 8,03 Mm³/d, using the above theory.

Existing shortages of water per month are shown in Table 2 and the conditions of reservoirs are shown as curves Q_k , Q_m , in Figs. 2, 3. In comparison with this, by operating a 1,0 Mm³/d or a 0,5 Mn³/d seawater desalination plant to make up the occasional shortages of water the conditions of reservoirs become as curves Q_k , Q_m and Q_k , Q_m in Figs. 2, 3.

Table 2. Shortages of existing water per month

Flow Rate Year	Month	Shortage of Water	
		Monthly Av. %	Yearly Av. %
k	Nov.	8,4	5,3
	Dec.	17,9	
	Jan.	9,5	
	Feb.	15,0	
	Mar.	13,3	
m	Sep.	9,4	3,6
	Oct.	5,7	
	Dec.	1,8	
	Jan.	8,9	
	Mar.	10,9	

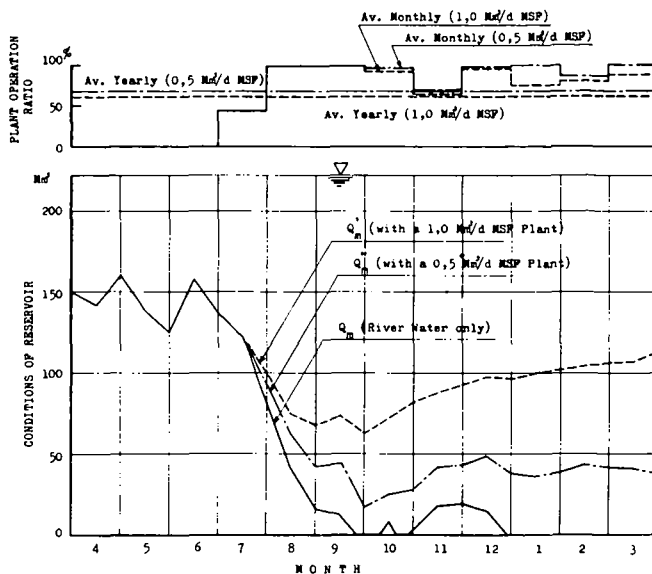


Figure 3. Storage condition of reservoirs and desalination plant operation (year, m)

low operation ratio dependent on river flow, the cost of a dual purpose desalination plant includes the share of the initial cost of the power plant during suspension of the desalination plant's operation.

A multi-purpose plant such as one combined with a power plant and/or an industrial complex, has been suggested to save energy costs, but a systems analysis on the combination with river sources concluded that a single desalination plant operated intermittently during a period of water shortage only is more advantageous than the continuous operation type plant under certain conditions.

5.3.2 Seawater desalination by use of industrial waste heat

It is estimated that a very large amount of oil, some 12 million Kl per annum, will be required as the energy for desalination if the shortage of water (15,0 Mn³/d¹ by 1958 in Japan) is to be made up by dual purpose MSF plants. This amount of oil is a large volume compared with the gross national oil consumption per year.

Therefore, energy saving should be pursued at the time of considering desalination.

Some waste heat reclamation seawater desalting

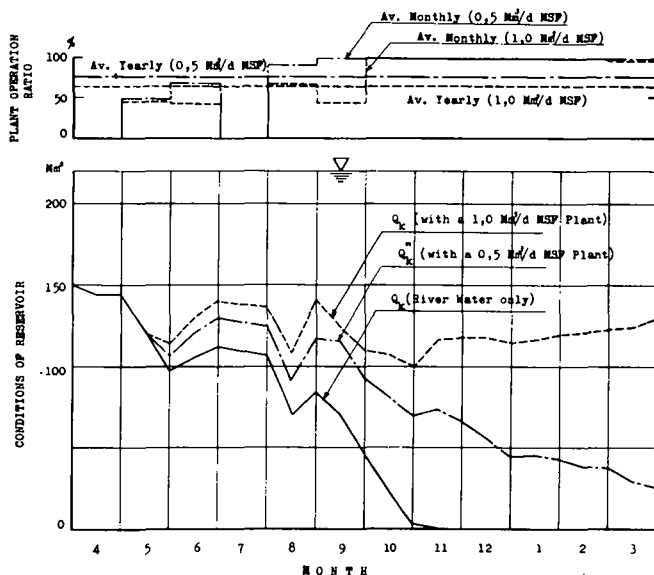


Figure 2. Storage condition of Reservoirs and Desalination Plant Operation (Year, k)

As mentioned above, operating a 1,0 Mm³/d seawater desalination plant is very effective in augmenting the water supply.

At this point, the relationship between total water cost and the operation ratio of the desalination plant is shown in Fig. 4. Although it was thought that the most economical large scale MSF desalination plant should be designed under the conditions of (1) dual purpose with a power plant and (2) full scale operation throughout the year, this theory is not always effective as far as combination with river sources is concerned. Whereas a single purpose desalination plant will produce cheaper water than a dual purpose plant, under the condition of a

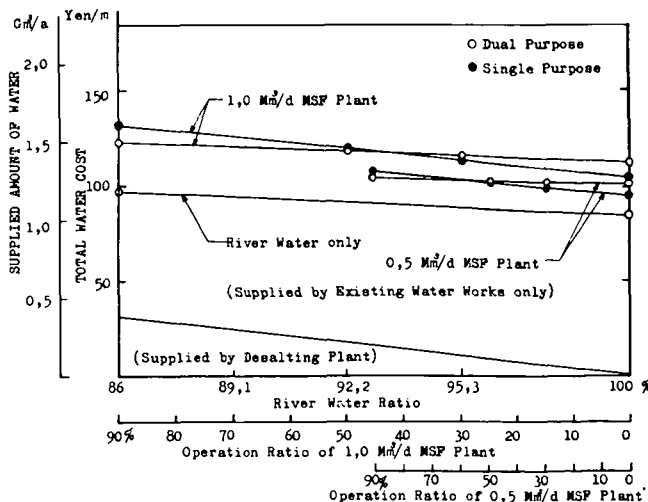


Figure 4. Total water cost and desalination plant operation ratio.

plants related to the steel industry and a thermal power plant are presently under consideration.

(Note.1) Estimated value by the National Land Agency.

References

1. S. Ishizaka: Development of Research into Seawater Desalination in Japan, the Near Middle East.— Japan, Joint Conference on Desalination, 1975.
2. T. Seto, et al. Seawater Desalination by Electrodialysis, 5th International Symposium on Fresh Water from the Sea, 1976.
3. M. Sayama. Technological Development of the

World's Largest MSF Desalination Plant, Trade Times, Oct. 1977.

4. Water Re-use Promotion Centre, Japan: Seawater Desalination & Re-use of Waste Water, 1977.
5. Ministry of International Trade and Industry: Development of Seawater Desalination by the Reverse Osmosis Method, 1977.
6. Bureau of Water Works, Tokyo: Feasibility Study of the Construction of 1,0 Mm³/d Dual Purpose Desalination Plant (in Japanese) (MSF with thermal power plant), 1974.
7. Bureau of Water Works, Tokyo: Feasibility Study of the Construction of a 1,0 Mm³/d Dual Purpose desalination Plant (in Japanese) (MSF with nuclear power plant), 1977.

Résumé

Trente cinq installations de dessalement par divers procédés existent au Japon. La première réalisation est couplée à une production de sel marin par distillation. La plupart sont des installations industrielles qui donnent de l'eau pour des chaudières ou pour la fabrication, quelquefois aussi de l'eau potable dans des îles.

La première installation de dessalement d'eau de mer par évaporation flash à étages multiples fournissant de l'eau potable a été réalisée en 1967 pour une mine de charbon sous marine de l'île d'Ikeshima, capacité 2 650 m³/j. En 1975 une installation de distillation de 1 000 m³/j a été réalisée à Iyeshima pour une distribution d'eau publique, capacité 1 000 m³/j.

La plus grande installation d'osmose inverse, 14 900 m³/j, fonctionne depuis six ans et fournit de l'eau de chaudière pour une usine métallurgique.

L'électrodialyse d'eaux saumâtres alimente plusieurs petites îles en eau potable. En 1974 la première électrodialyse d'eau de mer réalisée au monde a été mise en service dans l'île de Noshima, 120 m³/j. La plus grande installation d'électrodialyse, 12 000 m³/j, a été réalisée en 1975.

Le Ministère du commerce international et de l'industrie (MITI) est responsable depuis 1969 d'un programme de recherche sur une installation flash à étages multiples et longs tubes de 3 000 m³/j qui doit servir à la mise au point d'une usine de 100 000 m³/j. Le prix de revient si l'on peut en même temps produire de l'énergie, serait de 170 Yen/m³, comparable au prix de revient de l'eau douce suivant les projets de l'avenir.

Le déficit en eau de l'industrie et des villes japonaises

représentera en 1985 5 à 6 milliards de m³/an. Mais la réalisation de grandes usines de dessalement, en dehors des problèmes de rejet des eaux chaudes, soulève des problèmes de pollution de l'air si l'on utilise les combustibles fossiles, le gaz naturel étant rare. La recherche doit donc porter sur les possibilités d'emploi de l'énergie nucléaire, malgré la nécessité d'éloigner ces installations des villes, ce qui les rend peu compétitives par rapport aux usines thermiques classiques.

Le MITI a également lancé un programme de recherches sur l'utilisation de l'osmose inverse pour le recyclage des eaux usées. Des résultats satisfaisants ont été obtenus en fonctionnement en deux étages. Un module de 500 m³/j est en projet. Des recherches sont également en cours pour le dessalement économique de l'eau de mer par électrodialyse. Ces deux procédés sont considérés comme énergétiquement propres.

L'étude des besoins en eau d'une grande ville au cours de l'année montre l'intérêt du dessalement, même avec une certaine capacité de réservoir disponible. Mais l'analyse de système révèle que la combinaison production d'eau-production d'énergie n'est pas économiquement intéressante, et il vaut mieux avoir une usine de dessalement spéciale fonctionnant par intermittence.

Si l'on doit en 1985 produire 15,0 Mm³/j d'eau dessalée par le procédé flash multi étages, il faudra importer 12 Mm³/an de pétrole. Il est donc indispensable de chercher à récupérer au maximum toutes les chaleurs perdues. Des projets sont à l'étude en ce sens dans la métallurgie et les usines électriques.

VI. 157. 5
21
1658470

International standing committee on education and training of waterworks personnel

Comité international permanent sur l'éducation et la formation du personnel des distributions d'eau

Contents Les matières

Subject 1—Waterworks Training in Japan (Dr. N. Matsuda—Japan)	Pages T2—T6
Résumé en français	Page T6
Subject 2—Training for Health and Safety in the Water Industry. (Dr. P. Sherer—Germany)	Pages T7—T13
Subject 3—Special Training Problems in Rural Water Supply Projects in Developing Countries. (J. Haijkens—Netherlands and R. P. J. Turrell—Great Britain)	Pages T14—T19
Résumé en français	Page T20

International Standing Committee
on Education and Training of
Waterworks Personnel

Subject 1

Waterworks training in Japan

by Dr. N. Matsuda,

Chief Engineer of Japan Water Works Association

Introduction

This report summarizes the result of a survey conducted to investigate the actual status of various training programs provided for personnel involved in the water supply service.

At present, this training may be divided largely into the following four categories, depending upon the executing organisations:

1.1

Training by National Government (carried out by the Institute of Public Health, the research organ of the Ministry of Health and Welfare).

1.2

Training by local municipalities and public bodies concerned with water supply.

1.3

Training by Japan Water Works Association.

1.4

Training by other organizations.

2 Present status of training

2.1 Training by the Institute of Public Health (IPH)

The training organised by IPH is to provide professional education on those scientific principles and their application which are essential to give a good grounding in public health for engineering staff engaged in public health administration in both national and local government, municipalities and other public bodies. The training is classified into senior, basic and special courses. The curriculum of each training course includes not only waterworks engineering but also other necessary subjects such as medical science, food hygiene, nursing, hygiene, dietetics, air pollution, noise and vibration nuisance, hygienic analytical chemistry, housing sanitation, waste disposal, public health statistics and infection prevention.

The outline of each curriculum is as follows:

2.1.1 Senior course

This course is provided for the training of those persons who are engaged or about to be engaged in public health administration to give them the necessary knowledge and skills as managerial staff in every aspect of public health science. The course includes compulsory and quasi-compulsory subjects and assigns trainees to a special study on a specific theme. The training period covers a year.

2.1.2 Basic course

The purpose of this training course is to give basic

knowledge and skills to those who are engaged in public health administration. The course was established originally in 1964. Since 1976 it has been incorporated into the senior course for a term of the training period. The period required for the basic training is three months.

2.1.3 Special course

Specialised curricula in various fields are provided for those who are engaged in public health administration to teach the most up-to-date knowledge and skills. Each course normally lasts about one month.

Details are given hereunder of the special curriculum which is considered the most effective for waterworks engineers.

Purpose: to impart professional knowledge and skills relating to water treatment engineering for those engineers who are engaged in water purification, sewage treatment (including human waste treatment) and water pollution control in national or local government, municipalities and other public bodies.

Selection criteria: the trainee should be a university or college graduate with a bachelor's degree in the field of engineering, science, medical science, pharmacy, agriculture or fishery science, having job experience of at least 3 years in planning, designing, maintenance or supervision of water supply or sewerage systems, including water pollution control in national or local government, municipalities or other public bodies.

Contents of training:—

a) Principle:

— the general principle of this training is to provide the considerably experienced specialised engineer with professional knowledge and skill.

b) Major subjects:

— control of urban water metabolism:
to carry out research into the ideal control system by extensive study of water supply, sewage disposal and their environmental effects.

— theory of physical and chemical treatment:
the most up-to-date theory and its application to coagulation, sedimentation, filtration and activated carbon treatment.

— theory of biological treatment:
the most up-to-date theory and its application to biological systems such as activated sludge and sludge digestion.

— seminar on design and planning:
specialized study of selected fundamental problems concerning planning and design of water treatment facilities.

— seminar on maintenance:
specialized study of selected major problems concerning the maintenance of purification plants, sewage treatment plants and night soil treatment plants.

— special study:
investigation by literature or experimental study of a subject selected by the trainee.

This course started about two years ago. Before then the course had been divided into two; waterworks

engineering and sewerage engineering. Later, the two courses were combined into one single course—the water treatment engineering course—which is entirely technical and excludes administration. The number of participants trained since the start of the waterworks engineering course totals 150 persons, including 20 to 30 participants from the waterworks bureau. The other participants came from the health centre, the sewerage bureau and the pollution control centre.

2.2 Training by Local Government, Municipality and Public Body (Personnel Training Programme)

Since water supply is, at present, undertaken by each local municipality, each provides separate training for its personnel.

The training courses within each local municipality provide a means to notify trainees of instructions issued by national government or a forum for discussion on a subject (different each year) of particular importance. Each local municipality thus provides its own training programme, related mainly to maintenance.

This report has, however, insufficient space to introduce all local waterworks which amount to more than 1700 across the country. Therefore, as a typical example, the report refers solely to the personnel training programme formulated by the Waterworks Bureau of Tokyo Metropolitan Government. This is the most representative, since the training systems in large cities are more or less similar to each other.

2.2.1 Training system in the Waterworks Bureau of Tokyo Metropolitan Government

A training course provided in the Personnel Training Institute of Tokyo Metropolitan Government is referred to as “central training”, the same provided in the Waterworks Bureau is referred to as “separate training” and the same at each workplace within a local district is referred to as “on-the-job training”. Thus the training system is organized in three steps: central training, separate training, on-the-job training.

The central training system provides training courses for newly assigned personnel (graduates from college or university), training for personnel in their present posts, managerial and supervisory personnel training, specialised training, training for trainers, training for personnel in charge of training, public training, training in other institutes and training abroad.

The separate training system includes such training as courses for newly assigned personnel, training for personnel post, managerial and supervisory training, practical job training, specialised training, special training and training in other institutes.

The on-the-job training system provides training, mainly through routine work, by local managers and supervisors for their own personnel. The training is concerned with the daily work routines.

These three training systems are interrelated in that the central training system may give advice and guidance to the separate training system, which may in turn give the same to the on-the-job training system, if and when required.

This report only gives details of the training programme in the waterworks bureau (separate training).

a) Training for newly assigned personnel (6–30 days)

The training course is divided into several parts, by school grades and by the technical and clerical position of personnel, such as technical or clerical graduates from college or university and from high school. The purpose of training is to provide the trainees with the fundamental and practical know-

ledge required by waterworks personnel as well as to give the trainees the mental attitude appropriate to personnel of the metropolitan government, so that each trainee may be able to adapt himself to his new job and office.

b) Training of personnel in post (25–45 days)

The course is divided into junior, middle and senior classes depending upon the length of service. The purpose of training is to improve the job performance of each trainee.

c) Managerial and supervisory personnel training

The course is divided into several training programmes: for the sub-section head (newly assigned), the same (in post), the section chief and the departmental chief. The purpose of training is to improve the ability of the manager or supervisor at each level.

d) Practical job training (3–12 days)

That training is provided which is necessary for carrying out the job to which the trainee is assigned. The subjects for training cover a wide range of work such as paper preparation, accounting, billing, meter-reading, water supply apparatus, water distribution and works, leakage prevention, purification, water quality preservation and traffic accident dispute settlement.

e) Specialised training (5–10 days)

The training course is provided at a high level for volunteer trainees on EDPS, creative power development, administrative control and technical control.

f) Special training (1–6 days)

Training is provided for the development of trainers, for furthering understanding on the abolition of social discrimination, for prevention of bribery or other misconduct and for the prevention of damage from natural disasters.

g) Training by other institutes.

This involves sending personnel to various outside training institutes for the acquisition of higher professional knowledge and skill.

The total number of participants in the separate training (Waterworks Bureau) programme reached 3540 persons in 1977.

3 Training by the Japan Waterworks Association

3.1 Administrative personnel

3.1.1 Waterworks management seminar (annual)

High level training is provided for those at managerial and supervisory levels in order to help healthy growth of undertakings. Seminars of this kind have been held 24 times to date. The participants in this training course are either chief administrators of water supply in local municipalities, including towns and villages, of regular membership of this Association or departmental and/or section chiefs of waterworks administration bureaux in such local municipalities.

The theme for the seminar naturally varies each time it is held, but is a selected topical problem reflecting the changing economic and social situation at the current time. Eminent persons from various circles are invited to lecture. The seminar lasts for two days.

3.1.2 Newly assigned administrator training (annually)

The recent tendency has been that the post of waterworks administrator is very often filled by a person transferred from the general administration division of the municipality. Since the rules and regulations are different with regard to labour and personnel control

and accounting systems between the two divisions, the training is provided for those administrators newly appointed.

The following subjects are included (1) general outline of waterworks authority, (2) general outline of municipal authority, (3) labour law and control in waterworks, (4) water supply management and water rate systems and (5) practical experiences related by senior management mainly with regard to labour and management problems. The length of this course is four days and it is residential.

3.1.3 Management training (annual)

Training is provided for the section chief and the deputy chief responsible for waterworks management and labour relations by dividing the whole territory of the country into four regions in order to help healthy growth of the waterworks authority.

Subjects include waterworks management, water charges, laws and regulations pertaining to a municipal authority, labour problems and management diagnosis. Total number of trainees reaches 500–600 persons each year in all four regions and the training lasts two days.

3.1.4 Clerical training (annual)

All training courses provided for clerical personnel are limited to those at managerial level and are for a very short period. For this reason, a new training program was formulated in 1977 for experienced clerical personnel with management responsibilities. The course is divided into two sections dealing with management business and labour control.

Contents of each section:—

Management business:

waterworks administration, municipal authority system, business administration, budgeting and accounting, water rate system, management analysis and labour control.

Labour control:

waterworks administration, Local Public Service Law commentaries, local public service duties, commentaries on Labour Union Law and other adjusting regulations related to labour relations, commentaries on Labour Standard Law, latest labour dispute arbitration cases and labour control.

Duration—1 week

3.2 Technical personnel

3.2.1 Technical administrator training (annual)

High-level training is provided for the technical administrator or his equivalent in each municipality to comply with the changing needs of the time. The training covers current topics in water supply and the economic trend at the time, on which experts from various circles are invited to lecture. The course lasts for two days and the total participants reach 200 to 300 each time.

3.2.2 Engineering staff training (reorientation course, semi-annually)

In view of the present situation where technical research and development are being pushed forward actively in both waterworks construction and maintenance this training course is provided for the reorientation of engineering staff actually engaged in water supply to give them new knowledge and skills, thus improving their technical level and quality.

The qualified participants in this training should be engineering staff assigned to any post in a water supply authority and who have an education level of high school or higher and practical job experience in waterworks of more than 3 years.

Contents:

waterworks administration, waterworks management, outline of waterworks, present status and future trend of waterworks, sanitation control, structural calculations, waterworks hydraulics, equipment and materials of waterworks, design and construction of intakes and reservoir facilities, design and construction of purification plants, design and construction of water conveyance, transmission and distribution facilities, design, construction and maintenance of service installations, electrical installation, instrumentation systems, maintenance of rapid sand filtration systems, maintenance of slow sand filtration systems, maintenance of conveyance, transmission and distribution facilities, groundwater and wells, leakage prevention, site observation on water purification, water quality test practice, mechanical installations, maintenance of intake and reservoir facilities, outline and control of water quality and practical training for leakage prevention.

Duration: 1 month (semi-annually—June & August)

No. of trainees: 60

3.2.3 Engineering staff training (specialized course run 3 times year)

Since the foregoing reorientation course for engineering staff is a wide ranging course covering the overall aspects of waterworks, it can only give a general outline. Therefore, the following five specialised courses follow the general training programme and are provided to go further into each specific field of engineering.

- a) Design, construction and maintenance of purification plants.
- b) Design, construction and maintenance of conveyance, transmission and distribution facilities.
- c) Water quality control.
- d) Mechanical and electrical installations and instrumentation.
- e) Service installations.

The training period for each course is two weeks or so.

Selection criteria: each trainee should have school education equal to or higher than high school and job experience in waterworks of 8 years or more.

Contents:

- a) outline of purification processes, design of chemical dosage facilities into receiving wells and coagulation basins, design of sedimentation basins, rapid and slow sand filtration basins, design of electrical and mechanical equipment, maintenance of coagulation and sedimentation basins and rapid and slow sand filtration basins and disinfection facilities.
- b) design and construction of pipelines and structures, special maintenance, equipment and materials for waterworks maintenance.
- c) outline of water quality, sanitary control, water quality control (raw, purified, distributed and service water), outline of biology, biological tests, bacteriological tests, analysis by electrical and mechanical apparatus, chlorination, chlorine tests—physical and chemical and special purification treatment.
- d) pumps and auxiliary equipment, motors, operational control system of pumps, instrumentation and power control facilities, power receiving sub-stations, power distribution systems and appurtenant facilities to purification plants.
- e) outline of service installations and their design and construction, apparatus, material and maintenance.

No. of trainees: 60 per course

3.2.4 Preparatory seminar for obtaining the qualifications of technical administrator in waterworks

This seminar is authorized by the Minister of Health and Welfare and held by the Japan Waterworks Association for those personnel engaged in waterworks authorities. The purpose of this training is to help the trainees acquire the qualifications to be a technical administrator as stipulated in the Waterworks Law (Article 19 and Political Instruction Article 13) by teaching them the necessary knowledge and skills. This training began in 1958. At present, the seminar is held annually in each of the four regions of the country, in Sapporo, Tokyo, Osaka and Fukuoka.

Contents:

outline of waterworks, waterworks administration, civil engineering material and construction methods, public health and sanitary control, hydraulics, design guidelines for waterworks facilities (intakes, reservoirs, purification, conveyance, transmission, distribution, service installations, electrical and mechanical installations and instrumentation), outline of water quality, water quality control, chlorination, outline of microbiology, waterworks materials, operation and maintenance (raw water reservoir, purification plants, conveyance, transmission and distribution facilities, electrical and mechanical installations, instrumentation and service installations) and other practical training.

Selection criteria: a graduate from high school or above or any other applicant recognized to be equivalent to or above the high school graduate.

No. of trainees: 320

Duration: 26 days

Practical site training is provided over a period of one month for those trainees who pass the examination at the end of the course. The trainee who has gone through this site training is given a certificate, in the name of the President of the Association, that the said person has duly completed a training course appropriate for the qualification of technical administrator of waterworks as stipulated by the Waterworks Law.

3.2.5 Regional training seminar for engineering staff

In order to ensure fully efficient waterworks maintenance a training seminar is held in 10 regions of the nation, in collaboration with the Ministry of Health and Welfare, for those engineering staff engaged in maintenance work. A seminar of this kind is believed to contribute towards improvement of the technical level of those engineering personnel working in waterworks maintenance in areas remote from urban centres. In view of the particular importance recently placed on water quality for city supplies, the training programme puts stress upon the problem. The number of participants amounts to some 150 persons in each region

Contents:

Waterworks outline, water quality control and water quality science.

Duration: 2 days

3.2.6 Group and individual training courses for waterworks by JICA (Japan International Cooperation Agency)

Japan's economic aid to developing countries is increasing, mainly in Asia. As an aid in the form of technical cooperation, there is a training course provided for trainees from developing countries. Until 1968, these trainees were accepted into individual training courses of irregular and short duration. However, since this individual form of course makes it difficult to provide a systematic programme of training

and the number of the trainees acceptable to the course are strictly limited, a group training course started in 1969, coupled with the individual training programmes. Since then, the total number of foreign trainees has reached 89 in the group training course and 16 persons in individual training programmes. Trainees have come from Asia, Africa, the Middle East and Central & South America.

Purpose of training:

to provide experienced engineers working in the field of waterworks in developing countries with up-to-date knowledge and skills of Japan's waterworks, thus contributing towards the stabilisation of public welfare and social development of those nations through the improvement of waterworks engineering. A further objective is that more friendly relations should be established on a bi-lateral basis through the promotion of technical cooperation in waterworks engineering.

Method of application:

foreign trainees are accepted through the official channels of the Ministry of Foreign Affairs to the Japan International Cooperation Agency (JICA). The training programme is prepared and other necessary arrangements are made by Japan Waterworks Association in collaboration with the Ministry of Health and Welfare.

Selection criteria:

- a) the trainee should be recommended by his own Government after passing through procedural steps in accordance with the invitation issued by the Japanese Government.
- b) the trainee should be a senior engineer engaged in either administration or planning of waterworks in central or local government.
- c) the trainee should have actual job experience in waterworks of more than 5 years.
- d) the trainee should be a college or university graduate or above, preferably aged between 25 and 45.
- e) the trainee should be good at reading and writing English.

Training period:

3 months (however, trainees in individual training programmes should receive individual training for a period of 6-9 months after completion of the group training course).

Contents:

- a) orientation
- b) lectures on waterworks administration
- c) lectures on criteria for waterworks facilities
- d) waterworks engineering and practical exercises
- e) observation of water supply facilities and private factories

English-speaking lecturers were chosen as far as possible. However, since this was not possible in all instances, one third of the lectures had to be addressed through an interpreter.

4 Training programmes provided in other training institutes

- a) Short-term training for clerical personnel in the fields of management, finance and labour by the Ministry of Home Affairs and the local finance associations.
- b) Training within industry related to waterworks.
- c) Discussion meetings and lecture meetings sponsored by the press or any other information media.

5 Closing remarks

This report serves to introduce an outline of the

status of training courses, as referred to in sections 1 to 4, for personnel involved in waterworks. Since this report cannot cover all aspects of the training programmes now available to waterworks personnel, it introduces no more than four major training programmes which are

regarded as the core of all waterworks training programmes. The reporter will appreciate it very much if the present status of training in Japan can be fully understood by any reader of this report.

Résumé

Ce rapport résume les renseignements obtenus par une enquête relative aux divers programmes de formation à la disposition du personnel des services publics de distribution d'eau.

Cette formation est assurée par des programmes gérés par quatre catégories d'institutions.

1°) Formation par un organisme d'Etat. Elle est assurée par l'Institut d'hygiène publique. Il s'adresse au personnel ayant un titre universitaire du niveau de la licence en génie civil, science, médecine, pharmacie, agriculture et pêche, et trois ans d'expérience professionnelle dans le domaine de l'alimentation en eau ou de l'assainissement. Ces deux matières, eau et assainissement, autrefois enseignées séparément, sont maintenant réunies. Le cours dure un an.

2°) Formation par une administration locale, municipalité ou organisme public.

Chaque municipalité est responsable de la distribution de l'eau et assure la formation de son personnel. A titre d'exemple, on donne la liste des enseignements assurés par le Service municipal des eaux de Tokyo. Les cours durent d'une semaine à 45 jours. Certains intéressent le personnel nouvellement engagé, d'autre le personnel ayant déjà travaillé un certain temps dans le service. Les cours sont très variés et vont de la formation pratique sur le tas à la psychologie dans les relations à l'intérieur et à l'extérieur du service.

3°) Formation par l'Association Japonaise des distributions d'eau.

La gamme des enseignements assurés par l'AJDE est très large, mais s'adresse au personnel supérieur (niveau minimum du baccalauréat). A noter un enseignement pour le compte du Ministère de la santé et du bien-être en vue de former le personnel de direction des distributions d'eau. Certains cours qui s'adressent particulièrement au personnel d'entretien sont décentralisés dans les dix régions du Japon, et sont suivis par 150 personnes dans chaque région. Depuis 1969 l'AJDE organise également les cours destinés au personnel des pays en développement; les intéressés doivent être présentés par l'Agence Japonaise de coopération internationale, et les cours sont donnés en anglais. Ils durent trois mois après lesquels chaque participant reçoit une formation personnelle pendant six à neuf mois.

4°) Formation par divers organismes.

Le Ministère de l'intérieur organise des cours de gestion et de finance. Il y a également une formation à l'intérieur des diverses industries en rapport avec les distributions d'eau. Enfin il faut tenir compte des réunions et conférences organisées par la presse et les autres médias d'information.

Subject 2

Training for health and safety in the water industry – Identification of safety training priorities and measures to meet them

by P. Scherer,

Germany

1 Introduction

Accident prevention is of great importance from a humanitarian point of view. In 1976, for example, there were 3154 fatal industrial accidents in the Federal Republic of Germany and an even greater number of industrial accidents led to disablement. However the hardship caused by these tragic events cannot be adequately expressed by figures alone.

In addition industrial accidents have considerable economic implications. Since 1965, for example, annual expenditure on accident compensation and accident prevention has amounted to approximately 0,79% of the gross national product. In 1976 this percentage corresponded to an absolute figure of 8,92 billion DM, which is approximately 4,33 billion US-\$ or 1020 billion Yen at the rates of exchange prevailing in March 1978.

A look at industrial accident figures in the Federal Republic over the last 25 years reveals the positive trend shown in Figure 1.

In 1949 the annual total of fatal industrial accidents proper (road accidents excluded) amounted to 6966,

whereas, by 1976 this figure had declined by 54,7% to 3154. The annual total of fatal industrial diseases fell from 513 in 1949 to 161 in 1976, which is a decrease of as much as 68,6%.

The same positive trend has applied to employees of the gas and water industry (in the Federal Republic of Germany industrial accident statistics are based on aggregate figures for the gas and water industry, the following figures therefore covering both branches of industry):

In 1950 there were 84 industrial accidents (road accidents excluded) for every 1000 employees, whereas by 1976 the figure was down to 61, a decrease of 27,4%. The annual figure of industrial diseases for every 1000 employees decreased from 1,7 in 1950 to 1,1 in 1976, a fall of 35,3%. The positive trend outlined above is a logical consequence of German social legislation, which in concert with a multitude of institutions, has dealt with problems of accident prevention for more than 100 years and has been continuously improved ever since.

Development of the annual figures of fatal industrial accidents (commuting accidents excluded) and of fatal industrial diseases from 1949 to 1976

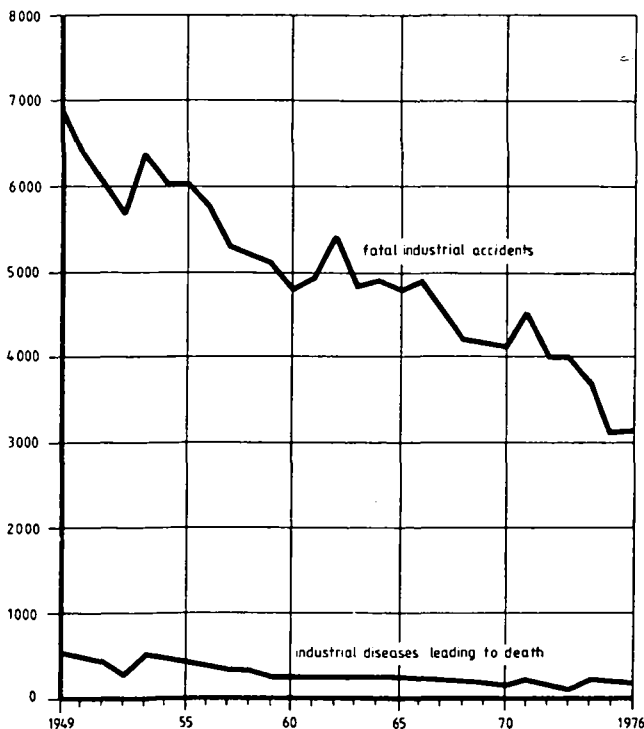


Figure 1

2 Historical background to social legislation in Germany

The problem of industrial safety has arisen as a consequence of industrialisation which in Germany began around 1800. After a short initial phase the negative aspects of the oncoming industrial age were soon recognized and measures to deal with them were gradually adopted.

In 1839, Prussia, the largest State in Germany at that time, issued a regulation prohibiting child labour for children under 9 years of age and introducing a limit of 10 working hours a day for juveniles, as well as a ban on night work and Sunday work.

In a second regulation of 1853 provision was made for state supervision. As a result, the first public factory inspectors were appointed in 1854.

In 1869 the Industrial Code extended the scope of the above provisions to other German provinces and provided for more extensive technical safety measures in industrial establishments.

In 1884 the Accident Insurance Act¹ provided for the creation of special institutions, i.e. the Berufsgenossenschaften (Industrial accident insurance and prevention institutions) entrusting them with the task of accident prevention and payment of compensation in cases where accidents had occurred.

A critical analysis of the provisions of this 100-year old Act shows that they did in fact contain all essential principles still valid to the present day:

the concept of accident prevention and its enforcement by means of appropriate statutory provisions,
compensation for victims of industrial accidents or

industrial diseases irrespective of any fault on the part of the employer, creation of independent institutions, i.e. the Berufsgenossenschaften for the purpose of carrying out these functions, scheme to be financed by employers alone.

Subsequent changes to the original principles have not been necessary, but with the growing capacity of industry and of the economy as a whole there has been a continuous development of measures and achievements in the field of industrial safety in the decades following the passing of the Act.

Moreover, there has been an increasing awareness of the importance of regulations for the prevention of accidents. Whereas under the first Accident Insurance Act of 1884 the Berufsgenossenschaften were *entitled* to issue accident prevention regulations, they were *called upon*² to do so by the Reichsversicherungsamt (Reich Insurance Authority). Since 1900 and 1911 they have been obliged to issue the regulations mentioned³. In 1925 this obligation was extended to the effect that the Berufsgenossenschaften were to see to it that accidents were prevented as far as possible taking account of the state of technology and the capacity of the economy as a whole.

After World War II, and following a period of reconstruction and economic recovery, accident prevention and compensation payments were improved in 1963⁴. Revised statutory provisions⁵ in respect of industrial diseases were adopted in 1968. Another notable innovation took place in 1973⁶ when a new Act provided for the introduction of factory doctors, safety engineers and other industrial safety experts. In 1975 detailed requirements for work places were laid down⁷

whereby legislation went beyond the concept of industrial safety and entered a new area which is commonly characterised by the slogan "humanisation of work".

3 Current situation

The history outlined above has led to a situation where undertakings and their staff are faced with a multitude of laws, regulations and other requirements. Also, a large number of public, semi-public and private institutions have innumerable interconnections as regards information, the division of their partly overlapping tasks and supervision. The whole of this may be rather confusing at first glance (figure 2).

The so-called Berufsgenossenschaft is the most important institution. It is a self-governing body under public law which is solely responsible for carrying out the tasks assigned to it by law.

Every major branch of industry has its own Berufsgenossenschaft; currently there is a total of 35 industrial and 19 agricultural Berufsgenossenschaften in the Federal Republic.

Membership of the Berufsgenossenschaften consists of undertakings and the funds are raised by means of contributions from members. Decision making within the Berufsgenossenschaften is not solely determined by the undertakings paying the contributions, but there is an equal representation of the insured employees. Thus, the organs of the Berufsgenossenschaft, the Vertreterversammlung (members' representatives' meeting) and the Vorstand (management board) comprise an equal number of elected representatives of employers and of the insured, all of whom carry out their functions in an honorary capacity.

Organisation of accident prevention in the Federal Republic of Germany

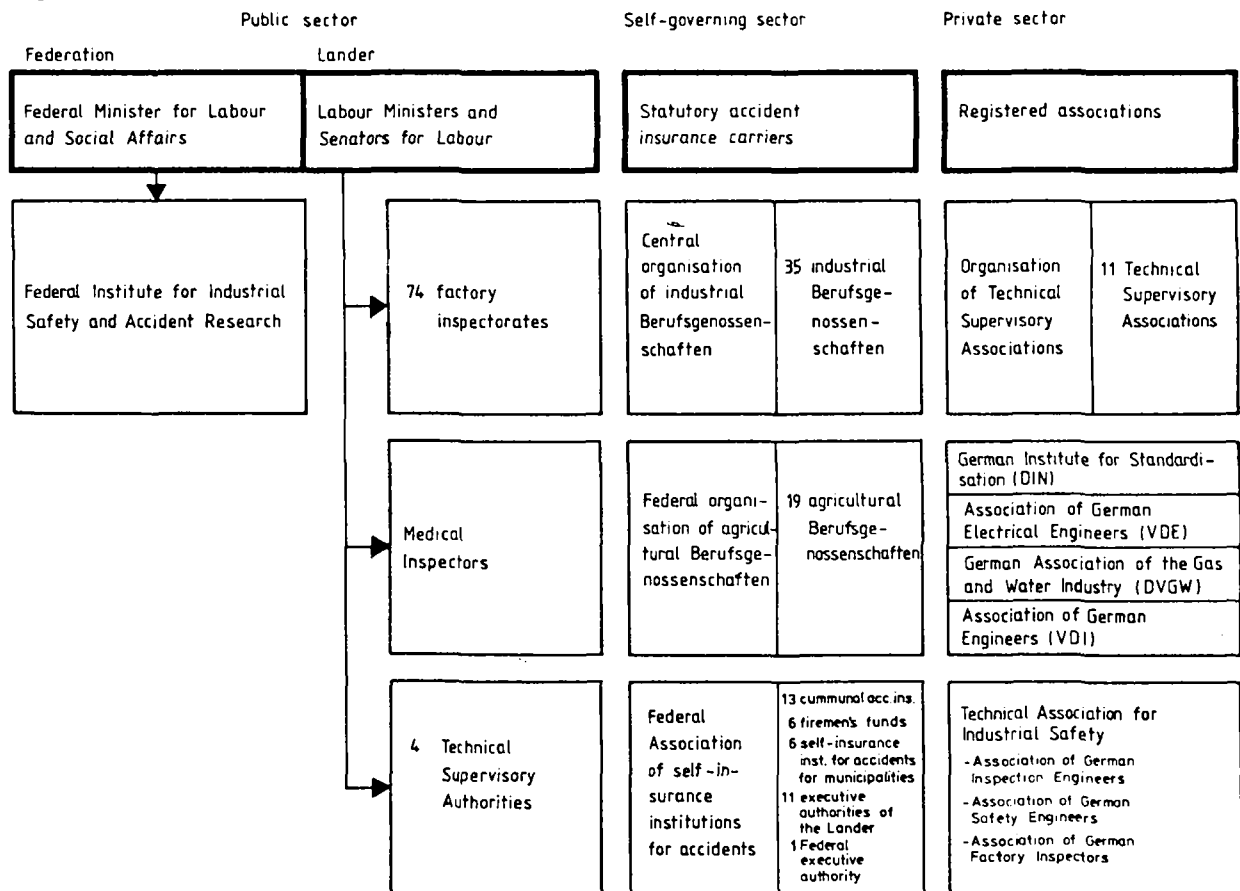


Figure 2

The Berufsgenossenschaft has the following tasks:
Prevention of industrial accidents, e.g. by issuing accident prevention regulations.

Payment of compensation to the victims of industrial accidents, their dependents or survivors.

Besides the Berufsgenossenschaften there are certain *private organisations* actively concerned with accident prevention, such as the technico-scientific organisation of the German Association of the Gas and Water industry (Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches [DVGW]) dealing with accident prevention in the gas and water industry.

The public functions are largely defined by the Federal Parliament which is responsible for industrial safety legislation.

The supervision of the Berufsgenossenschaften lies with the Federal Minister for Labour who has to approve the accident prevention regulations they issue.

The actual compliance with the laws, regulations and other legal requirements governing industrial safety is supervised by the individual Länder, so that public functions and the functions of the Berufsgenossenschaften partly overlap. The supervisory functions of the Labour Ministers of the Länder are carried out by the Gewerbeaufsichtsämter (factory inspectorates) and the medical inspectors who are responsible for supervising industrial establishments.

The two institutions dealing with accident prevention i.e. the factory inspectorates and the Berufsgenossenschaft are legally required to co-operate.

Technical safety inspections, provided for in industrial safety legislation as well as in the accident prevention regulations of the Berufsgenossenschaft, are undertaken by *experts of private associations*. As these experts carry out public functions they are subject to state supervision.

4 Specific tasks of the Berufsgenossenschaften

The Berufsgenossenschaften are split up into associations representing the various branches of trade and industry. Some Berufsgenossenschaften work on a national, others on a regional basis. As far as waterworks are concerned industrial safety problems are dealt with by the Berufsgenossenschaft of the gas- and waterworks, an association catering for the entire nation.

Its major task in the field of accident prevention consists of working out appropriate accident prevention regulations, i.e. provisions to ensure safe working conditions.

Accident prevention regulations are worked out by technical committees set up by the Berufsgenossenschaften. Besides the technical inspectors of the Berufsgenossenschaft itself they include representatives of manufacturers, of waterworks, of employers' associations and trade unions as well as one representative of the Federal Ministry for Labour; where appropriate, further experts may be called upon. In its work the committee, where all parties concerned are represented, takes account of the state of technology and of the economic capacity of individual establishments as well as of repercussions on similar establishments.

On several occasions supreme court jurisdiction has rightly stated that "by virtue of law accident prevention regulations are the formalised reflection of experience obtained in a given industry" and the outcome of "an anticipation of potential risks on the basis of experience and thorough analysis".

Accident prevention regulations are adopted by the

members' representatives' meeting of the Berufsgenossenschaft but in order to become effective they require the approval of the Minister for Labour.

Accident prevention regulations are binding upon the undertakings and the insured employees to the same extent as legislation passed by the Federal Parliament is binding upon every citizen. Infringements of accident prevention regulations therefore entail the same legal consequences as infringements of other public legislation. Minor cases may be subject to fines whereas in the case of more serious violations prison sentences may be imposed. The second major task of the Berufsgenossenschaft is the payment of *compensation to victims of industrial accidents*.

Funds to cover the expenditure of the Berufsgenossenschaft are raised by levying charges on its members at the end of each year. The contribution of each individual establishment is calculated by reference to the class of risk the establishment was assigned to, i.e. the degree to which workers are exposed to accidents in the establishment concerned and by reference to the total amount of wages and salaries paid by the establishment over the preceding year. Contribution rebates to establishments with a low accident figure constitute a financial incentive for intensified accident prevention measures.

5 Industrial accidents and diseases in the water industry

5.1 Industrial accidents

Successful prevention requires an exact knowledge of the nature of the risks involved. This makes it necessary first of all to establish a clear picture of industrial accidents and diseases in the water industry.

There is no statistical evidence of a *typical* industrial accident in the water industry.

In this respect the water industry differs from many other branches of industry. Under these circumstances accident control is not made easier but rather more difficult because it is necessary to deal with a multitude of causes.

The following is an example taken from the largest undertaking in the German water industry which employs 982 workers:

According to the statistics for 1976 the major part of all industrial accidents, i.e. 27% were caused by stumbling or slipping, mainly on uneven ground on building sites where pipes were being laid. Furthermore, 23% of the accidents can be classified quite generally as accidents caused by "inadvertance". This general category covers a multitude of causes which may be attributed to "human failure" in general. Next, 14% of all industrial accidents were caused by a slipping tool or workpiece. Road accidents, accounting for 10% of all accidents, rank fourth. One decisive element in this context is that distribution systems usually spread out over a large area and employees have to drive between jobs. This leads to added casualties from road accidents.

One striking feature of the statistics is that, at least as far as 1976 is concerned, no industrial accident was caused by defective tools or equipment, by defects in machinery or protective devices or by defects in the construction of buildings. This is due to the exact specifications laid down in accident prevention regulations, to the large number of inspections and the clear definition of responsibilities in the case of accidents.

In 1976 the undertaking concerned had 56,0 reported road traffic accidents for every 1000 employees, the corresponding average figure for the gas and water industry as a whole being 72,3. The figure for

all industrial Berufsgenossenschaften amounted to 86,6.

It should be pointed out, however, that in the example quoted industrial accidents had on average led to incapacity for work of 18,0 days per employee concerned.

A breakdown of accident figures by *types of injuries* shows that finger injuries continue to rank first followed by foot injuries.

An analysis of accident figures for the water industry as a whole allows the following conclusions (figure 3):

diseases per 1000 employees in the gas and water industry for the period from 1954 to 1976 is shown in figure 4.

Industrial diseases, which had been decreasing almost constantly, showed an unaccountable slight increase over the last three years. Industrial and road accidents remained at a relatively high level from 1954 to 1963 and showed a strong and almost parallel decrease within a period of four years only. The 1967 level continued until 1972 and decreased further between 1972 and 1975.

Development of industrial accidents in the water industry from 1970 to 1976 and sectorial breakdown

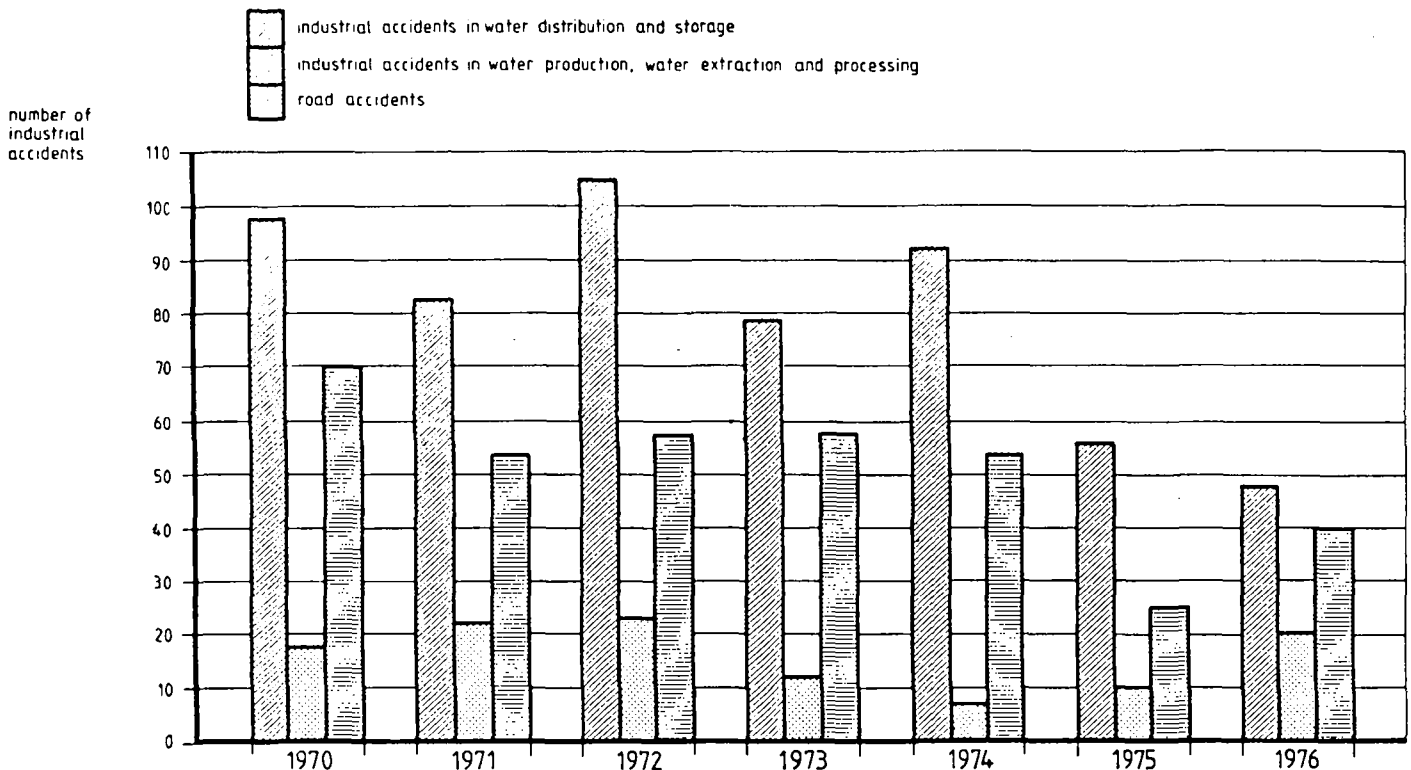


Figure 3

The diagram of industrial accidents from 1970 to 1976 for, on the one hand, water distribution and storage and water production, water extraction and water processing on the other, and of road accidents, shows a slight downward trend. As can be seen, most accidents occur in water distribution. Another noteworthy aspect is the high percentage (3rd column) of road accidents.

5.2 Industrial diseases

As in the case of industrial accidents there are no typical industrial diseases for the water industry. All reported industrial diseases occur also in other sectors of the economy. Diseases caused by the vibration of pneumatic tools or similar machinery, as well as skin diseases, figure among the most frequent industrial diseases. Noise-induced hearing difficulties represent the biggest category of industrial disease with about 80%. In industry as a whole they amount to over 25% of all industrial diseases and thus are top of the list.

The high percentage in the gas and water industry, is however, not due to particularly high noise levels in this branch but rather to the absence of other industrial diseases which automatically increases the proportion of hearing difficulties.

The *development* of notifiable accidents and

In general the accident frequency in the water industry is found to be lower than the average for industry as a whole.

6 Measures to prevent industrial diseases and accidents in waterworks

6.1 Organisation of accident prevention in the establishment

6.1.1 Responsibilities of management

The ultimate responsibility for industrial safety in the establishment rests with the entrepreneur or employer.

Where the employer is a legal person the responsibility rests with the competent member of the body responsible for the legal representation of the undertaking: e.g. with a member of the board of management of a joint stock company or the managing director of a limited liability company.

This is a far reaching responsibility. The laws and regulations oblige the employer to ensure the safety of

Development of industrial accidents, road accidents and industrial diseases per 1000 employees in the gas and water industry from 1954 to 1976

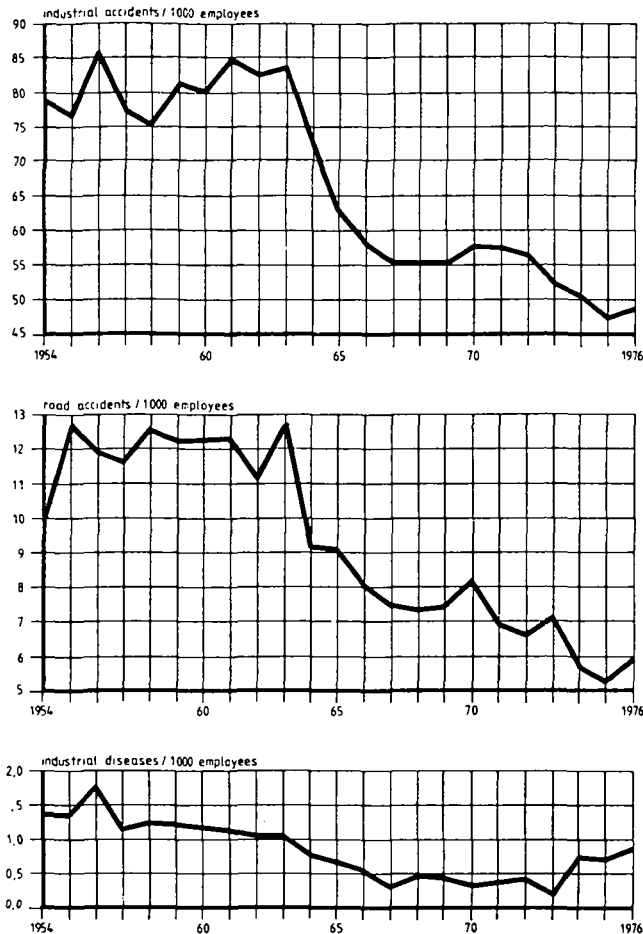


Figure 4

production processes⁸. Primarily he has to see to it that his employees do not suffer any harm. This is an essential part of his managerial functions, which he discharges for example by

- taking basic decisions in safety matters,
- giving priority to industrial safety measures,
- setting guidelines for industrial safety in the establishment,
- supervising compliance with instructions.

In doing so he has in particular to ensure that in his establishment

- there is effective organisation of safety measures, taking account of existing provisions,
- the necessary safety precautions are taken,
- personal protective equipment is properly used,
- the accident prevention regulations are observed.

Four considerations are the motivation for the employer's efforts. Firstly, the prevention of industrial accidents and diseases is a humanitarian imperative. Secondly, preservation of the working capacity of employees contributes to improving operating results. A third incentive lies in the German system of assessing the contributions to the Berufsgenossenschaften. As outlined above the successful application of industrial safety measures reduces the contribution rate. Fourthly the employer is increasingly threatened with fines and penalties for dereliction of duty, a trend to be observed in the United States and in Europe, which is a logical consequence of the far-reaching responsibilities of the employer.

6.1.2 Executives (manager, other agents)

Only in very small establishments can the employer carry out all the tasks outlined above. Therefore, his functions include also the appointment, careful selection and supervision of supervisory personnel⁹.

The appointment of agents which can also be defined as a transfer of obligations, proceeds on the clear understanding that under this appointment obligations have to be fulfilled which are normally incumbent on the employer.

After the assignment of duties the agent is, within the limits of his functions, responsible for industrial safety to the same extent as was previously the employer. So he acts on behalf of the employer in the establishment. He must react promptly to any dangers he sees and must identify remedies by all suitable and practicable measures. If the necessary measures go beyond his sphere of competence he has to inform the management of the situation.

The transfer of obligations considerably narrows the responsibility of the entrepreneur. In the case of a violation of statutory provisions fines are imposed on the agent if he has committed the violation.

6.1.3 Advisory personnel

The Industrial Safety Act of 1973¹⁰ has brought important innovations. Since 1975 it has put the employer under an obligation to appoint factory doctors and safety experts. They are to assist him on an advisory basis in the prevention of accidents. This assistance is to ensure that

- a) the industrial safety provisions are appropriately applied to the special conditions obtaining in the establishment,
- b) reliable knowledge in the field of occupational medicine and safety engineering is applied,
- c) corresponding measures are as effective as possible.

The *factory doctor* advises the employer in relation to

- a) the planning, execution and maintenance of production plants and health and welfare facilities,
- b) the acquisition of technical equipment and the introduction of production processes and substances to be used in connection with the work,
- c) the choice and testing of personal protective equipment,
- d) questions of the pace of work, working hours and the scheduling of breaks as well as the layout of workplaces and the sequence of operations,
- e) the organisation of first aid in the establishment.

The factory doctor, moreover, has to examine the workers, to assess them and evaluate the results of these medical examinations. Moreover he has to visit the workplaces at regular intervals and to inform the manager of any shortcomings.

It is, however, not a duty of the factory doctor to check the justification for a notice given by a worker that he is sick¹¹.

The factory doctor must be a qualified medical practitioner and have specialised knowledge of occupational medicine.

Industrial safety experts perform corresponding tasks from the *point of view of safety engineering*. The safety engineer must be a registered engineer and must have the necessary specialised knowledge of safety engineering to carry out the duties entrusted to him.

In contrast to the supervisory staff in the establishment the factory doctors and industrial safety experts working on an advisory basis are not subject to any directions¹². They are directly subordinate to the manager of the establishment¹³ and, if no agreement can be reached with him, they may submit their proposals directly to the employer¹⁴.

The recruitment of these experts requires the approval of the works council. They must also advise the works council if it so requests¹⁵.

For coordination purposes the employer has to establish an industrial safety committee¹⁶. It consists of

- a) the employer or an agent designated by him
- b) two members of the works council designated by the works council
- c) the factory doctor
- d) the industrial safety experts
- e) the safety officials referred to in section 719 of the Reich Insurance Code.

Moreover the employer has to notify in writing the competent authority and the Berufsgenossenschaft within six weeks of the end of each calendar year of the number of factory doctors and safety engineers, technicians and supervisors engaged in the establishment, as well as of the time for which these persons are regularly engaged in the establishment¹⁷.

Apart from employing factory doctors and industrial safety experts the employer may entrust the obligations to an inter-plant service of factory doctors and industrial safety experts¹⁸.

Between 1973 and 1977, i.e. within a period of four years only, the number of doctors specialising in occupational medicine in industry as a whole increased fourfold and the number of safety engineers twentyfold as a result of the Industrial Safety Act. In 1977 there were 6000 factory doctors and 40 000 safety engineers. In 1977 establishments in the gas and water industry spent on average 76 DM per employee for the services of occupational medicine specialists.

6.2 Implementation of accident prevention in the establishment

6.2.1 Accident prevention regulations

An important task is to acquaint employees with accident prevention regulations of which there are 33 relating to the gas and water industry in Germany. When the transfer of obligations takes place, the manager or other superiors in the establishment are given the text of the accident prevention regulations. From time to time the safety officials and above all the safety experts take part in training courses mostly organised by the Berufsgenossenschaft. In the establishment itself the safety engineer tries to motivate employees towards industrial safety by means of lectures explaining the industrial safety priorities in the establishment. Films and slides with synchronised sound being particularly illustrative, they are frequently used for this purpose.

6.2.2 Personal protective equipment

Every establishment is obliged to acquire and to make available appropriate personal protective equipment of which the most important are:

- a) Leather or rubber gloves to prevent finger injuries.
- b) Safety shoes with steel toes and impenetrable soles to prevent foot injuries.
- c) Safety helmets of aluminium or plastic to prevent head injuries.
- d) Noise reducing caps to prevent hearing defects.
- e) Three standard types of safety glasses to prevent eye injuries:
 - i) caused by mechanical effects
 - ii) caused by chemical effects
 - iii) optical damage
- f) Breathing masks or respiratory equipment to prevent injuries of the respiratory tract.

6.2.3 Examples of voluntary accident prevention measures

Apart from the numerous compulsory measures

establishments try to enhance industrial safety by further measures carried out on a voluntary basis.

A widespread and highly effective way of inducing employees to be more cautious is the use of specially designed posters at the workplace or in its immediate vicinity. Great attention is paid to particularly successful posters from all over the world.

Additional information is given by magazines and paperbacks for safety experts. Moreover, training by means of lectures, films and slides plays an important part. Further mention has to be made of the training of employees in first aid. Many establishments equip their cars with neck-rests, compound glass windscreens, thermal insulation and additional heating. Chlorine and ozone warning devices are used in water processing. For minor incidents in chemical dosing areas eye douches have been installed. The variety of possible dangers is matched by the variety of voluntary measures which may even go as far as making available insulating clothing and tinted sunglasses of non-splintering hard glass.

7 Accident prevention in selected other countries

7.1 United Kingdom

The United Kingdom has a compulsory accident insurance system which, unlike Germany, is financed by public funds (20%), employers (40%) and employees (40%). The multitude of existing laws and regulations were replaced in 1974 by the most important piece of legislation recently enacted: The Health and Safety at Work Act.

7.2 France

In France the sickness funds are the carriers of statutory accident insurance and maintain accident prevention services. They are financed by charges levied on the undertakings. The organisation of industrial safety in the establishments is worked out by committees consisting of representatives of the undertaking and of the employees.

7.3 USA

By virtue of the so-called "OSHA" Act of 1971 the Central Administration and more particularly the Labor Department is able to issue regulations on industrial safety and health for the entire federal territory. So far safety and health matters had been regulated by the states themselves. The states may issue their own accident prevention programmes which must fulfil certain minimum requirements. Industrial accident insurance varies from one state to the other and is very limited compared with European countries.

In this respect the private accident prevention association "National Safety Council" is particularly worth mentioning.

7.4 USSR

In the USSR the state has not only the function of legislation and supervision but is at the same time the employer. Therefore industrial safety is organised on a dual basis: by the state and by the unified trade unions. The funds for accident prevention and industrial safety are allocated within the framework of the five year plans.

7.5 Japan

The very comprehensive Act on Industrial

Accident Insurance of 1974 was amended and expanded in 1976. It covers consequences of industrial accidents including road accidents in general, contributes to the maintenance of the injured person and his dependents and to a certain extent even covers Japanese employees working abroad.

References

1. Unfallversicherungsgesetz (Accident Insurance Act) of 6-7-1884.
2. Gewerbeunfallversicherungsgesetz (Industrial Accidents Insurance Act) of 30-6-1900.
3. Reichsversicherungsordnung (Reich Insurance Code) of 19-7-1911.
4. Unfallversicherungsneuregelungsgesetz (Industrial Accidents Insurance [Revision] Act) of 30-4-1963, Bundesgesetzblatt I, p. 241.
5. Siebente Berufskrankheitenverordnung (7th Industrial Diseases Regulation) of 20-6-1968, Bundesgesetzblatt I, p. 721).
6. Gesetz über Betriebsärzte, Sicherheitsingenieure und andere Fachkräfte für Arbeitssicherheit (Act respecting factory doctors, safety engineers and other industrial safety experts) of 12-12-1973, Bundesgesetzblatt I, p. 1885.
7. Arbeitsstättenverordnung (Work places ordinance) of 20-3-1975, Bundesgesetzblatt I, p. 729.
8. Gewerbeordnung (Industrial Code) s. 120 a. Bundesgesetzbuch (Federal Civil Code) s. 618. Handelsgesetzbuch (Commercial Code) s. 62. Reichsversicherungsordnung (Reich Insurance Code) s. 708 I 1.
9. Ordnungswidrigkeitengesetz (Act on Administrative offences) s. 130, para 1, sentence 2.
10. Gesetz über Betriebsärzte, Sicherheitsingenieure und andere Fachkräfte für Arbeitssicherheit (Act on factory doctors, safety engineers and other safety experts) of 12-12-1973 in Bundesgesetzblatt I, p. 1885.
11. Arbeitssicherheitsgesetz (Industrial Safety Act) s. 3, para 3.
12. Arbeitssicherheitsgesetz (Industrial Safety Act) s. 8, para 1.
13. Arbeitssicherheitsgesetz (Industrial Safety Act) s. 8, para 2.
14. Arbeitssicherheitsgesetz (Industrial Safety Act) s. 8, para 3.
15. Arbeitssicherheitsgesetz (Industrial Safety Act) s. 9, paras 2 and 3.
16. Arbeitssicherheitsgesetz (Industrial Safety Act) s. 11.
17. Arbeitssicherheitsgesetz (Industrial Safety Act) s. 13.
18. Arbeitssicherheitsgesetz (Industrial Safety Act) s. 19.

Special training problems in rural water supply projects in developing countries

by Jan Haijkens

International Reference Centre for Community Water Supply, The Netherlands

and R. P. J. Turrell

National Water Council, Training Division, Great Britain

Introduction

The importance of training of water supply and sanitation personnel in both urban and rural situations is becoming increasingly evident. This fact was once again highlighted at the United Nations conference in Argentina (March 1977). It was here once again that the attention was drawn to the requirement for a systematic approach to manpower development in the water supply and sanitation sectors. Particular emphasis here was placed upon the training of the village technicians.

In many developing countries the most inhibiting factor in rural water supply project implementation is considered to be an extreme lack of qualified personnel who are both willing and able to work in rural areas. University Graduate Engineers for example are often reluctant to work away from the city. The reason for this is that rural development work for them usually means low salary, low prestige, low technical standards without any intellectual stimulus and poor living conditions for them and their families. Thus the current situation is that those engineers who are involved in rural projects often continue to live in the city. This gives them little opportunity to really understand the problems and the real needs of the villagers. This situation implies that there are few professional resources available for training the badly needed overseers and operator level personnel in rural areas, and it is here that the main input on education and training for the operation and maintenance of the systems and its local administration are of extreme importance.

In many situations today sanitarians and health controllers have a supervisory task in the water supply sector, while their own education and training has mainly been concerned in health topics. In addition to the population themselves, rural development workers are also involved or have to play a role during the preparation and implementation of projects; in order therefore to ensure some reasonable degree of success, all people who are to be involved in rural projects should be trained to a sufficient level.

Urban versus rural water supply – implication for training

It is necessary firstly to define what is meant by rural situations. In this paper it is assumed that rural villages have a population of approximately 3000 people.

In order to establish training needs it is necessary to consider the differences of scale between rural and urban water schemes. There are considerable technical differences since the design and construction of rural systems is not merely an urban scheme "scaled down".

In urban developments the approach to design, construction and operation can be project orientated and specialised techniques can be used to produce a limited, perhaps unique, solution. However, where the designs are intended to cover scattered rural populations and village dwellers, the problems are not so much technical as those of administration, management, finance and even politics. There are thus fundamental organisational training problems and differences from the outset.

In rural areas a technical approach must be both simple and capable of withstanding abuse in order to reduce the maintenance and repair problems with limited regard for technical solutions. Whereas in the urban area the approach need not be, but generally is, a specific technical solution adapted for the unique needs of the area concerned. From the technical point of view an examination of the many rural water systems shows that there are a number of repetitive units, for example tanks, pumps, pipes etc. thus the use of standardised designs would have its own implications for training and education on the rural populace. With the standardisation of designs in the rural areas, cost savings may be made during the design and operational phases because within a national or regional rural water programme there would be an opportunity for a systematic approach. In such a scheme, overseers/technicians should be trained as trainers thus reducing the need for the more scarce professional personnel in rural areas. (Standardised designs used should be designed for troublefree operation and capable of being used by local personnel should also be capable of modification to meet local conditions.)

Another basic difference, which should be considered, is how potential users of the product feel their need for it. The urban dweller has generally been accustomed to having water for a number of years and therefore is generally aware of its benefits. However, rural areas where there are still in existence alternative sources of water which in many cases have been used for generations, it is necessary to educate, train and motivate the people. This is no mean task, it may take years and must be carried out with the direct knowledge of the local customs and habits of the peoples concerned in order that any deepseated traditions and customs may be overcome. Thus acceptability of a rural water scheme is a particularly important factor.

One further aspect which differentiates between urban and rural areas is that of finance. In urban areas the people have grown up to accept the principle that they must pay for the convenience of their services. This is generally done by the setting up of a charging policy to cover the cost of the capital investment, operation and maintenance. Once set up the initial resistance has been overcome and can be more readily adapted to meet the

needs of expansion. In rural areas however, the approach is completely different. For the reasons identified above the rural inhabitants often feel that water is a free commodity, like air. Coupled with this, is the fact that the people have little money as they live on subsistence farming and barter. Development of an integrated financial scheme is a difficult task and again requires a good knowledge of local customs and habits. The fact that these people have little money to finance such schemes means that the initiative, organising and financing generally comes from a central or regional government. Thus in order to help share the costs and develop a sense of ownership-pride in the schemes community should contribute labour and necessary local materials during the construction period. This has a triple function of creating an awareness of the amenity, sense of ownership and pride, and also reducing the water charges that will subsequently have to be charged. The importance of community participation during the construction and implementation phase of rural water supply schemes cannot be overstressed. This aspect, thus has implications for training.

There are thus in rural areas a number of differentiating characteristics. It is considered that the major ones are as follows:

1. a great number of small scale simple installations are generally spread over a wide area,
2. there is generally the influence of local committees in the management and administration of the schemes,
3. the community is generally, or at least should be involved in planning, design and construction stages later than in operation and maintenance.
4. responsibilities for rural water supply programmes are often vested in departments other than those concerned with urban water supplies,
5. there is generally a direct link with integrated rural development and therefore close collaboration with other relevant sectors.

Point 1 above identifies the project versus the rural water programme concept which has implications for training. Whereas points 2 and 3 highlight aspects of community participation, acceptance of the schemes and education. Point 5 refers to the problems in the infrastructure with its own particular requirements and problems for manpower planning and training.

Notwithstanding the foregoing comments, one of the most important problems relating to rural water supplies is the lack of strength in the institutions running the schemes. This can manifest itself in many ways, but particularly in the lack of any co-ordinating policy for rural water supply, and the large number of rather ineffective and understaffed agencies which have responsibility in this part of the water sector.

In any project eventual success lies in the training of people at every stage from the conception of first ideas, through design, construction, and operation of the project, to the final stages of monitoring progress. The training process, therefore, should on the one hand begin at the highest point of government and the need for, and implications of, a national strategy for water, and on the other hand, begin at the lowest point in a national education system aimed at the spread of literacy, and teaching the responsibility of the individual for the development, use and conservation of a wholesome water supply. These two extremes of training could well be classed as "Education" and if that is the case, it is worth recalling that all training in any field and at any level is based on certain minimum standards of education.

Over the last fifteen years or so, a great deal of effort has been put in to the setting up of strong, competent and financially viable units in urban areas, however, in rural areas, which are generally more dispersed, little progress appears to have been made.

The problem: types of development programme

Village water supply programmes may be undertaken in different ways each requiring slightly different administrative, technical and training approaches. For the sake of clarity the types of programmes may be summarised as follows:

1. part of a national or regional water supply programme comprising both urban and rural water elements,
2. as a rural water supply programme,
3. a part of a regional integrated rural development programme.

In assessing the training plans for rural water supplies it is necessary to consider the types of programme in existence or about to be implemented. The advantages and/or disadvantages of the three types of programme identified above are now briefly discussed.

In countries where an institutional framework of a national water agency exists, the rural water programmes are generally included in the national (or regional) water supply development programmes along with the urban elements. Where this is so, it is necessary to expand and extend to the new areas to be served. It is felt that this approach not only ensures consistent application of sector policies but is likely to make the best use of the scarce technical and administrative resources available. (Examples of where this approach has been used in Africa, is Ghana and Tunisia.)

Where village water supplies are to be constructed and rural water supply programmes are independent of the urban supplies, the choice of agency to be responsible is very important. In countries which have been operating rural water development programmes, the choice is obvious, as they will generally have their own staff and facilities. However, in countries where there has been little rural development, the rural water agency may be weak and understaffed. In this case to carry out a major rural development programme successfully, it would be necessary to considerably expand the institution beginning with manpower development. This would not only be time consuming, but would require a considerable training input and would also place a heavy burden on the existing staff. In this latter case therefore a careful study would have to be made of the relative merits of building up such a rural agency or combining it with the strengthened urban agency. This would also require a very considerable training input.

The third type of project for executing village water supply programmes as identified above is as part of a multi-sectoral—project,—such—as—integrated—rural development programmes. In this case the water supply components have to be completed in accordance with the overall project schedule. This is generally feasible providing that the institutions for administering the water supply projects are already in existence, need little alteration in their structure, and can be called upon for any assistance that is required. Where the institutions do not exist, however, or are very weak and understaffed, the design and construction may need to be sub-contracted out and expatriate personnel employed to supervise the construction and later assist in the operation of such water supply schemes. This type of rural water development programme also has, therefore, its own particular type of training requirement.

In many countries several national administrative agencies are active in rural water supply using some or all of the various formats identified above. It goes without saying that the administrative arrangements within the water supply programmes should be

tailor-made to suit the conditions of the individual countries concerned, however, it is felt that the following basic programme requirements should always be established:

1. there should always be efficient execution of the three stages of project implementation i.e. planning, construction and operation.
2. there should be consistent application of sector policies, design criteria and administration procedures.
3. the unnecessary development of agencies with sectoral responsibilities should be avoided.

To summarise therefore; funds are often allocated for the construction of rural water supply projects without a real assessment being made of the costs of manpower requirements for the running of the completed projects. Recent research has shown that operation and maintenance is by far the weakest aspect of most of the village water supply programmes. Poor or non-existent administrative and technical support together with the lack of operation funds have been found to be the most frequent causes of failure of these programmes.

Strategies

Typical conditions identified within this paper in rural situations require that adapted strategies to overcome existing manpower shortages should be implemented at an early stage. First of all, it should be recommended that a substantial training input be included in rural water supply programmes. Where possible these training components should be integrated in a national "training delivery system" for the water supply sector.

In most instances direct implementation of the complete national training delivery system is not feasible due to limited resources available. Where this is not possible it is suggested that a project-linked approach primarily providing possibilities for "on-the-job" training, will usually be the best start for the implementation of a rural water supply training programme.

In many countries the rate of education and training by the limited number of professional and technical institutions available is not even sufficient to meet the additional manpower needs created by the increase in population and progress in science and technology. Further complications often arise from deficient training, improper utilisation and distribution of qualified personnel and failure to estimate manpower needs correctly. Although there is some reason to be pleased with progress being made in many parts of the world in the development of training programmes at various levels to meet the needs of rural water supply programmes, obvious deficiencies still exist in some regions where there continues to be an urgent demand for additional manpower.

Few countries can afford separate training facilities for both urban and rural water supply personnel. In assessing the training needs therefore, a careful inventory should be made of the extent to which the required skills are already available within the country.

It is suggested that as much use as possible is made of vocational training facilities for urban water schemes and other related sectors, to enable a contribution to be made to integrated rural development. The preparation of training programmes is a specialised skill; thus local experts should be incorporated where possible within the overall strategy, as it is felt that they can play a valuable role in the project development and implementation. It is important that when formulating training strategies there should be an awareness and

ability to appreciate and adapt realistically, to the social circumstances, politics and available resources of the area local to the project.

In the early stages of rural water projects the construction of large training centres may not be necessary since the construction programme may not proceed at a rate sufficient to absorb the newly trained personnel. In such circumstances in an effort to start some training some demonstration projects providing "on-the-job" training in basic skills is thought to be the most useful and flexible means of providing essential training in the early stages. It is important however, that these "on-the-job" training programmes are carefully designed to provide adequate instruction.

In many developing countries the recruitment of waterworks personnel is inadequate owing to the lack of purposeful training programmes and facilities. Frequently there are no personnel trained and available for the installation of water services. Waterworks operators and other personnel at sub-professional level can profit as much as professionals (e.g. engineers, chemists), from in-service training and certification and other techniques, by recognition of merit. Salaries commensurate with increased ability can then be justified and any tendency for the trained men to drift away subsequently must be checked.

Strategies for the design of water supply works in rural areas should include a balance between the individual requirements of each project and the economics that can be effected by standardisation and prefabrication. Publication of guide lines and recommended criteria would materially assist government staff and consulting engineers in adapting conventional design standards to the particular circumstances of each country. This strategy would have its own particular applications with regard to education and training of waterworks personnel. The envisaged overall strategy should also make use of the locally available materials, techniques and skills in the design, construction and operation of water supplies.

Strategy for preventative maintenance is also of vital importance; at the water source, the treatment plant, in the distribution system and in house installations. It is a concept that must receive adequate consideration in the design construction, operation, training and management of water supplies. Sound national organisational structures adapted to the conditions of the countries concerned are essential if any appreciable progress is to be made in meeting the existing demands for improved rural water supplies. The most appropriate pattern can be determined only by making a thorough study of national problems.

Strategy to improve managerial competence is vital in rural water schemes. The specialised training needed to develop this type of expertise should therefore expand in every way possible.

The information on existing experiences in various countries concerning the training of rural water supply schemes should be disseminated on a wide scale and a training reference library should be developed where locally designed training materials are collected and made available to those in need of it. The limited quantity of highly qualified motivated manpower, in the rural areas has been identified a number of times within this paper. The overall strategy therefore, should be so set out, as to use as much as possible of the tested standard designs and methods. After an intensive short training course the local technicians trained in this way will be able to select and implement suitable designs which have been tested and developed elsewhere.

If the large investments made in the projects are to be protected, the construction, management, operation and monitoring of water supplies demands the services of trained and experienced personnel at professional

and more importantly sub-professional level. International assistance should thus continue to be available for the training of these men, and it is felt that the best way to ensure the effectiveness of such training is to carry it out in the country concerned. Additionally to ensure that this investment in training is not wasted by the later loss of these men to other employment, governments should be urged to introduce such measures as minimum salary scales and promotion by merit in order to retain their existing staff and encourage recruitment of capable and willing personnel at all levels.

Finally, the interchange of information by seminars, publications and other means of all aspects of rural supplies and in particular with regard to training, as carried out in the past by international organisations is of great value, and it is hoped will continue and extend in the future.

Human motivation and institutional structure

If there is an urgent need for water, reasonable men will act as quickly as possible to reconcile their views and develop a workable plan. It is only when there is too much time that disagreement and debate starts to creep in. Governments usually employ a system of checks and balances to avoid one area of a government agency developing excessive authority and it is considered desirable to separate the functions of planning from that of design and construction.

It is important in the early stages of the scheme to decide which government agency shall be responsible after the construction of the scheme is complete. It is felt that in general decentralization of responsibilities should be a basic policy for the following reasons:

1. when help is given or even imposed from above on a continuing basis, the local population does not tend to share or participate in the undertaking. Thus it does not develop the important ingredient of community involvement.
2. eventually the local people will assume the major responsibility for their utility which they then use,
3. competence in management in its broader sense can be gained only through responsible experience in the field of operations,
4. the immediate effect of good or bad management, can be felt mainly by the local population which can bring pressure to bear for improvements or changes if and when necessary,
5. the interest and efficiency of the project administration is generally found to be a function of distance from the project base:

Within the agency responsible for the overall running of the completed project; several grades could be established for each category of personnel—according to the level of training received. It is thought that if such a scheme was undertaken, it may create an incentive in the staff for the technical development and progression to more responsible positions. It may also help to reduce the sometimes fairly high turnover of personnel in rural areas which has previously been identified in this paper. In training especially in the training of management for water systems in small communities, one cannot insist too much on the need to develop in the mind of every official, whether office or field employee, the concept of service to the community. Both the administration and the operations sections for large and small water supplies should be geared towards the provision of a satisfactory service to the community. The main objective of the training programme should thus be to make the employees understand this and their role and responsibility in so doing.

Methods of training:

Course

Short courses from, say, one to five weeks duration on various aspects of operation and management have been held in many countries with considerable success. In recent years the World Health Organisation has sponsored people on such courses in various parts of the world. As with any planning process it is necessary that the objectives are clearly defined; once this is done an examination must be made of available resources and the time frame available within which the identified task is to be completed. This although it sounds a very easy problem to solve is in fact, one of the most difficult. However, the following are suggested objectives for a well rounded short course to meet the training needs within a rural water supply scheme:

1. to improve the occupational efficiency and group effectiveness,
2. to acquaint the group with new developments,
3. to develop within the members of the group a concept of their individual responsibility to the community as a whole,
4. to develop in the members of the group a better understanding of human relations,
5. to bring about an increased community appreciation of the project as a whole, e.g. waterworks systems and operations.

(In this context the "group" is defined as all those who are involved in running a rural supply project.)

In many instances, however, it is necessary to restrict the number of subjects that can be taught to the trainees at such training courses because of:

1. limitation in time
2. the educational level of the participants.

This is especially true of short courses for the operators of small water supply schemes, who should preferably be shown how to perform a small number of specific tasks well and for whom the course contents should be suitably designed.

"On-the-job"

It would be wrong however, to equate training with formality and courses, although almost any training programme would include an element of formal training course attendance.

Nevertheless, the most valuable parts of the training programme are good, informal instruction, by "on-site" managerial and technical experts, followed up by well planned practical experience. As more courses are organised and the training programme progresses it may well be possible to bring the same persons back for further and more advanced instruction. Teaching should stress the practical aspects of the course subjects concerned and should include a minimal of formal didactic lectures. The training should take place preferably at well equipped and well run treatment plants, construction sites, etc.

Curriculum

The following subjects could, it is felt, be included in the curriculum of the more formal side of the training for rural technicians:

Mathematics, chemistry, bacteriology, water treatment, engineering and maintenance, administration, settlement and watershed sanitation. Other courses might include relevant health regulations, statutory byelaws and general hygiene. The programme of training could be accompanied in certain circumstances

by a programme and examination/certification of managers, technicians and operators.

Training topics

It could be useful at this stage in the paper to make a few comments under a series of headings indicating the technical background to an adequate national water system, any technical requirement is automatically matched by a training requirement in that technicality.

1. Water Resources

In order to implement a national strategy the first essential is to draw up an inventory of the country's existing water facilities and then to undertake an investigation of the complete national ground and service water services. This is a considerable task and requires trained and experienced personnel.

2. Installation Systems

The techniques of good practice and installing water pipe-work and equipment are simple and easily taught. However, in addition to basic training for operators there are the vital considerations of the training of work overseers and the local technical design staff, concerned with producing viable amendments to existing systems or new schemes.

3. Maintenance of Systems

Efficient maintenance of an established water system is probably the most difficult aspect of water operations to achieve. The training of personnel to carry out routine tasks, particularly in construction of works, is relatively straightforward. However, maintenance which is aimed solely at ensuring the continued adequate performance of a system, especially in rural areas is concerned with anticipating, recognising and diagnosing then rectifying faults. All of which require a deeper understanding of the technicalities involved. Such an understanding can only be built upon a standard of education and training previously within the individual. It should be remembered that in rural areas the technical approach must be simple and capable of withstanding abuse in order to reduce the maintenance and repair problems.

4. Health and Safety

To persuade personnel about the need for certain practices aimed at preserving health and safety, and then to train them to observe these practices is not an easy task. Training for the preservation of health is two-fold, it not only aims at the prevention of pollution of any water source but also has to ensure that if pollution does take place then it is recognised and rectified immediately. Safe working practices cover three aspects; the personal safety of personnel carrying out the work, the safety of the general public and the safety of the property involved.

Training in good practices to maintain health and safety is basically a preventative device. Unfortunately, it is difficult to demonstrate the result of poor practice without the evidence of some disaster. In urban areas, the inhabitants may be accustomed to having water for a number of years and therefore are generally aware of its benefits. However, in rural areas where alternative means of water and sanitation have been used sometimes for generations, it is necessary to educate, train and motivate the people. This is not an easy task and may take many years and it must be carried out with a knowledge of the local customs and habits in order to overcome deep-seated traditions.

To summarise, it is felt that the ideal training plan

will therefore require the responsible agency to carry out the following:

- a) identify effectively their own training needs,
- b) prepare a plan to cover the following 12 months in detail and then maintain it on a rolling basis covering the longer period,
- c) employ competent training staff in adequate numbers,
- d) institute a system to monitor the effectiveness of their training,
- e) train to agreed quality and quantity standards,
- f) maintain records of the training undertaken against the training plan.
- g) institute a system of refresher training.

Conclusions

It is essential that up-to-date knowledge and experience of countries training for rural water supplies should be made available on a wide scale and that energetic steps should be taken to ensure that this data is collected by the establishment of a systematic registry.

There is the need to obtain commitment and understanding from a variety of levels for example, government for policy, community for the management of the individual scheme, operators for the working of the scheme and the consumer for the conservation of same. The ensuing training and education needs at all levels, means that in rural schemes there is a lot of "education for understanding" rather than "training for actually doing". The dividing line between education and training in rural schemes therefore, is thought to be very fine.

The technicians working in rural areas must be well informed and agree with being sent to rural areas. They must also be sufficiently self-motivated to enable them to come to terms with the inevitable problems that they come up against whilst they are in their rural situation. It is essential that the formal training given to technicians is followed up by post course, i.e. "on-the-job" experience.

The developments through industrial and social revolutions in many countries have evolved as occasion demanded, because no models exist upon which to build, these developments have frequently given birth to another generation of problems. In the field of water service and water training development, models do exist on which to base further progress. A partnership of concern, and then of action between the experienced and the less experienced nations, in terms of rural water supply, needs to be encouraged.

An examination of water systems shows that there are a number of common units such as tanks, pumps and pipes. The use of standardised designs would not only enable cost savings to be made but would enable a systematic training approach to be mounted. Technicians could be trained as "trainers" to reduce the need for scarce professionals in rural areas. It should be borne in mind that the standardised systems designed should be capable of modification to local needs so that they may be operated and maintained for long periods by local personnel without the assistance of a trained operator or qualified engineer.

Technical assistance from another country must be multi-disciplinary in character and carried out in close co-operation with the final users. Frequent meetings are required to coordinate the efforts of specialists, administrators and the users. Close cooperation between the providers of technical assistants, the education, training and finance specialists at the local communities is essential. It must be realised that generally systems are not capable of transplantation from one country to another and a careful balance between what is imported and what is developed on site,

must be sought. In training terms it is clearly of great advantage to many countries to have personnel trained overseas but in so doing the primary aim should be to establish a cadre of people to develop and maintain a training system in the home country concerned, albeit with outside assistance initially.

It is important that any investment in training activities is not wasted by the loss of qualified personnel to other employment and every effort should be made to retain existing staff and encourage the recruitment of able personnel of all grades.

It is particularly important in rural water supply schemes, that the lack of a manpower plan as a basis for training need not mean that no training can or should take place. Thus it is suggested that there should, in these areas, be pilot or ad-hoc training programmes to enable a start to be made in this important activity. However, it is suggested that to enable the programmes to stand the test of time, there must eventually be an overall system of training for all personnel involved.

The key to training problems in rural water areas then, appears to be for the country to develop a small team of training designers who will produce an efficient

training network in the individual country. This network will have to tailor whatever already exists in good water training from anywhere in the world, to the peculiarities of the country concerned.

Note

Any views expressed in this paper are those of the authors and not necessarily those of the IRC and NWC.

References

1. Buckles, Patricia K., Karp, Andrew W. and Clemens, Bruce W. "The Training and Utilization of Rural Water Technicians in Guatemala".
2. World Bank, "Village Water Supply" Washington DC 1976.
3. American Water Works Association, Committee G16—Uniformity of Grading, Registration, and Short Courses (1953) J. Amer. Water Works Assoc., 45,974.

Résumé

Introduction

L'importance de la formation du personnel des services d'eau et d'assainissement à la fois en milieu urbain et rural devient de plus en plus évidente. Ce fait a encore été souligné lors de la Conférence sur l'eau des Nations Unies en Argentine (mars 1977) au cours de laquelle il a été demandé qu'une approche systématique soit faite de la formation du personnel dans les secteurs de l'alimentation en eau et de l'assainissement, en mettant l'accent sur les techniciens de village.

Caractéristiques des projets d'alimentation en eau ruraux

Un certain nombre de caractéristiques différencient les projets d'alimentation en eau urbains et ruraux; elles ont une influence directe sur les méthodes et techniques à choisir pour la formation de la main d'oeuvre. On peut les résumer ainsi:

1. Il existe généralement un grand nombre de petites installations simples dispersées sur une grande surface.
2. Influence des collectivités locales dans la gestion et l'administration du projet.
3. La collectivité est impliquée dans l'étude, la construction et l'entretien.
4. La responsabilité des distributions d'eau rurales dépend souvent de ministères autres que ceux qui s'occupent des distributions urbaines.
5. Il y a un lien direct avec le développement rural intégré, donc collaboration étroite avec d'autres secteurs intéressés.

Stratégies

Les conditions rencontrées en situation rurale exigent des stratégies adaptées pour surmonter les manques de main d'oeuvre existants. Il est recommandé que les programmes d'alimentation en eau ruraux comportent une part substantielle de formation. Quand cela sera possible, ces plans de formation devront être intégrés dans un système de formation nationale pour le secteur de l'eau. Si cela n'est pas possible, en raison des ressources limitées, il est recommandé d'adopter une approche liée au projet donnant des possibilités de formation sur le tas.

Conclusions

Il est essentiel de rendre disponible sur une grande échelle les connaissances et l'expérience les plus récentes des pays qui ont une formation pour les distributions d'eau rurales et de prendre des mesures énergiques pour s'assurer que ces renseignements sont réunis en établissant un registre systématique par enquêtes et échantillons. Il est important que les investissements en formation ne soient pas perdus du fait du départ du personnel qualifié vers d'autres emplois, et tous les efforts doivent être faits pour retenir le personnel existant et pour encourager le recrutement de personnel compétent à tous les niveaux.

Visual aids to public relations for water services

71
165A70

The session will concentrate on "Visual Aids to Public Relations for water services, with particular emphasis on consumer and educational objectives". The presentation will be made by public relations officers from water authorities in various member countries: they will consider many of the visual aids available, their uses, the reasons for using them, some of the production and operating methods employed, and assess their effectiveness, where possible drawing upon material used in the service of their authorities.

Preamble

In the last decade the range of visual aids has expanded and diversified in techniques and application. Alternatives now in common use include films, film strips, video cassettes, closed circuit TV, multi-slide projection, as well as developments in electronics and optics. These along with long established aids—photographs, wall charts, posters, stickers, chalk boards, cartoon story boards, felt and magnetic boards, diascopes—constitute the whole area of visual communications available to water authorities in their public relations.

Many water authorities have considerable resources of their own: others have harnessed the facilities of specialist agencies. Visual aids present an area of multiple options where expert planning and guidance is required to obtain the right mix of message, media and the audience at optimum cost. The effective use of visual aids, of whatever kind, begins with understanding their potentialities and appreciating the extent of their application and contribution.

Communication value

It is suggested, with much research in support, that on average we retain about 10% of all that we read and 20% of all that we hear, but if we hear and see the same information simultaneously the potential level of recall leaps to around 60%. Furthermore, it is claimed by the researchers that 55% of everything we learn is taken in with the sense of sight—and that a good picture is worth a thousand words.

Irrespective of statistical evidence, however, it is borne out over and over again in education, consumer marketing, and in communication generally that visual aids invite cooperation, attract and hold attention, help people to learn, help to maintain their interest, illustrate relationships, create desire, strengthen conviction, and stimulate action. They can certainly help to change or strengthen attitudes and contribute to the development of higher standards for safety and personal conduct.

The simple fact is that we perceive much faster than the written or spoken word and as our interest increases

so does our capacity to learn. Harnessing this fact for PR purposes demands judgement, taste, creativity, maturity, understanding of the audience and a great deal of hard work. And in most fields of activity professional application is essential if maximum effect is to be achieved.

This introductory paper to the PR Session suggests the range of visual presentations, identifies some of the more popular methods employed, which are to be discussed and if possible demonstrated in Kyoto, and lists those who are expected to form the panel of speakers. (The application of many visual aids available to water authorities is analysed in the second of the series of Standing Committee's PR Guides, which deals with educational materials in the water services.)

Communications media

Two media used extensively by water authorities in their public relations and which in themselves form a highly effective composite of audio visual aids are multi-screen projection and exhibitions. Neither of these can be demonstrated adequately within the framework of the Committee's presentation facilities but they will be assessed within the general review of visual aids.

It can be difficult or easy to get the message across depending on how well the audience, the venue/site/media and the message itself have been assessed, planned and inter-related. Budget may very well dictate the methods to be used. The subject is vast; much has been written on each and every visual aid and much could be written on their application to PR uses for the water services. It is impractical to try to deal with all aspects in detail: rather the panel will present a broad spectrum of the work drawing upon examples from working situations in the water industry and the applications of various techniques of translating messages into visual aids.

Included in the visual presentation of water authorities' work will be examples of television films/advertisements, exhibition units, films, talkie-strips/film strips, slides—multi-projection techniques, photographs, wall charts, posters, stickers and cartoon storibooks.

The panel of commentators will be Jur Lieffering (Netherlands), Christian Klitzsch (Germany), Jacques Riols (France), Bryan Parker (Great Britain) and Hiroyasu Saito (Japan) under the Chairmanship of Russell Clark (Great Britain). Many supporting contributors have been invited from member countries, especially from the USA, Venezuela, Switzerland and Nigeria, and for the benefit of developing countries—from UNESCO (Communication Planning Section) and UNICEF.

International Reference Centre
for Community Water Supply

Les aides visuelles pour les relations publiques des services de distribution d'eau

La session sera consacrée aux "aides visuelles pour les relations publiques des distributions d'eau, en insistant sur le consommateur et les objectifs d'éducation". La présentation sera faite par des responsables de relations publiques de services d'eau de divers pays. Ils examineront un certain nombre d'aides visuelles disponibles, leur emploi, les raisons pour les utiliser, quelques méthodes de production et d'emploi, et ils étudieront leur efficacité, si possible à partir de matériel utilisé dans leurs propres services.

Préambule

Depuis dix ans, la gamme des aides visuelles s'est étendue et diversifiée dans ses techniques et ses applications. On dispose maintenant couramment de films, de films fixes, de vidéo cassettes, de la télévision en circuit fermé, de diapositives sur projecteurs multiples, appuyés sur les progrès en matière d'électronique et d'optique. Ces moyens, avec les procédés depuis longtemps établis: photographie, diagrammes muraux, affiches, papillons, tableaux noirs, bandes dessinées, feutres et tableaux magnétiques, diasopes, constituent l'ensemble des moyens de communication visuels dont les services d'eau peuvent se servir pour leurs relations publiques.

Beaucoup de services d'eau ont des ressources propres considérables; d'autres ont recours à des agences spécialisées. Les aides visuelles offrent un champ d'options multiples où il est nécessaire d'avoir les conseils d'experts pour obtenir le mélange convenable de messages, moyens et audience au prix optimal. L'emploi efficace des aides visuelles, de quelque type qu'elles soient, commence par la compréhension de leurs potentialités et l'appréciation de l'étendue de leur mise en oeuvre.

Valeur de communication

Des recherches approfondies permettent de penser qu'en moyenne nous retenons 10% de tout ce que nous lisons et 20% de ce que nous entendons, mais si nous lisons et entendons la même information simultanément, le niveau potentiel de souvenir saute à environ 60%. En outre, les chercheurs prétendent que 55% de tout ce que nous apprenons est acquis par le sens de la vision, et qu'une bonne image vaut mille mots.

En dehors des preuves statistiques, il est dit et répété en éducation, information du consommateur et communication généralement, que les aides visuelles invitent à la coopération, attirent et retiennent l'attention, aident les gens à apprendre, aident à maintenir leur intérêt, illustrent les relations, créent des désirs, renforcent la conviction et stimulent l'action. Elles peuvent certainement aider à modifier ou à renforcer les attitudes et contribuer au développement de meilleures normes de sécurité et de conduite personnelle.

Le fait simple est que nous percevons l'image plus rapidement que le mot écrit ou parlé et que notre

capacité à apprendre augmente en même temps que notre intérêt. Utiliser ce fait pour les besoins des relations publiques demande du jugement, du goût, de la créativité, de la maturité, la compréhension de l'auditoire et beaucoup de travail. Et dans la plupart des domaines d'activité, l'emploi de professionnels est essentiel pour obtenir le maximum d'effet.

Ce rapport introductif à la session de Relations publiques suggère la gamme des présentations visuelles, identifie certaines des méthodes les plus populaires utilisées, qui seront discutées et si possible démontrées à Kyoto, et donne la liste des personnes qui prendront la parole. (L'utilisation de nombreuses aides visuelles à la disposition des services d'eau est analysée dans le deuxième guide de la série par le Comité permanent Relations publiques, qui traite des matériels d'éducation dans les services d'eau.)

Moyens de communication

Deux moyens de communication intensivement utilisés par les services d'eau pour leurs relations publiques et qui en eux mêmes constituent une aide audio visuelle composite très efficace sont les projections sur écrans multiples et les expositions. Aucun d'eux ne peut être convenablement présenté dans le cadre de présentation des rapports du Comité, mais il en sera tenu compte dans la revue générale des aides visuelles.

Il peut être difficile ou facile de faire passer le message; cela dépend de la façon plus ou moins bonne dont on aura évalué, préparé et interconnecté l'auditoire, le lieu/site/milieu et le message lui même. Il se peut très bien que le budget dicte les méthodes à utiliser. Le sujet est vaste; on a beaucoup écrit sur chacune des aides visuelles et il rest encore beaucoup à écrire sur leur emploi dans les relations publiques des services d'eau. Il est impossible d'essayer d'en traiter tous les aspects en détail; la session présentera plutôt un large spectre de travaux donnant des exemples d'applications de travail dans l'industrie de l'eau et d'emploi des diverses techniques pour transmettre les messages en aides visuelles.

Dans la présentation visuelle des travaux de divers services d'eau on trouvera des exemples de films de télévision, de publicité télévisée, d'unités d'exposition, de films, de projection fixes muettes et parlantes, de projection multiple de diapositives, de photographies, de diagrammes muraux, d'affiches, de papillons et de bandes dessinées.

Les commentateurs seront Jur Lieffering (Pays Bas), Christian Klitzsh (Allemagne), Jacques Riols (France), Bryan Parker (Grande Bretagne) et Hiroyasu Saito (Japon), sous la présidence de Russell Clark (Grande Bretagne). En outre des contributions ont été demandées à des pays membres, spécialement les USA, le Vénézuéla, la Suisse et le Nigéria et, au profit des pays en développement, à l'UNESCO (Section de planification des communications) et à l'UNICEF.