



**Die Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung**

Internationale Arbeitstagung in Zürich, 25. - 27. Juni 1992

- |                  |  |          |
|------------------|--|----------|
| <b>Programm</b>  | <b>Donnerstag Morgen</b>   | <b>1</b> |
| <b>Moderator</b> | <b>M. Wegelin</b>  |          |
|                  | 11. Begrüssung durch den Präsidenten des SVGW  |          |
|                  | 12. Eröffnung der Tagung (R. Schertenleib, IRCWD)  |          |
|                  | 13. Die Bedeutung der künstlichen Grundwasseranreicherung und die Entwicklung von Kiesvorfiltern (Prof. E. Trüeb, ETH) |          |
|                  | 14. Filtrationsmechanismen in Kiesfiltern (Dr M. Boller, EAWAG)  |          |
|                  | 15. Diskussion   |          |
| <b>Programm</b>  | <b>Donnerstag Nachmittag</b>   | <b>2</b> |
| <b>Moderator</b> | <b>Prof E. Trüeb</b>   |          |
|                  | 21. Fallbeispiel Dortmund (Dr K.H. Schmidt)  |          |
|                  | 22. Fallbeispiel Graz (H. Nickl)   |          |
|                  | 23. Fallbeispiel Aesch (B. Humi, M. Wegelin, R. Schillinger)   |          |
|                  | 24. Fallbeispiel Hardhof Zürich (Dr M. Schalekamp)   |          |
|                  | 25. Diskussion   |          |
| <b>Programm</b>  | <b>Freitag Morgen</b>  | <b>3</b> |
| <b>Moderator</b> | <b>Dr M. Schalekamp</b>  |          |
|                  | 31. Begrüssung durch den Gastgeber (Dr M. Schalekamp)  |          |
|                  | 32. Wasserversorgungssituation in Entwicklungsländern (R. Schertenleib, IRCWD)   |          |
|                  | 33. Ländliche Wasseraufbereitung in Entwicklungsländern (M. Wegelin, IRCWD)  |          |
|                  | 34. Die Langsandsandfiltration - Vor- und Nachteile (G. Galvis, CINARA)  |          |
|                  | 35. Horizontal betriebene Kiesfilter, IRCWD Projekt Vorstellung, (M. Wegelin, IRCWD)                                   |          |
|                  | 36. Diskussion   |          |
| <b>Programm</b>  | <b>Freitag Nachmittag</b>  | <b>4</b> |
| <b>Moderator</b> | <b>R. Schertenleib</b>   |          |
|                  | 41. Erfahrung Ghana (Ch. Berkoh, GWSC)   |          |
|                  | 42. Erfahrung Peru (Dr M. Pardon, DelAgua)   |          |
|                  | 43. Diskussion   |          |
|                  | 44. Erfahrung Tansania (Dr T. Mbwette, UDSM)   |          |
|                  | 45. Erfahrung China (Xu Xiang-Kuan, ZHAS)  |          |
|                  | 46. Erfahrung Kolumbien (G. Galvis, CINARA)  |          |
|                  | 47. Diskussion   |          |
|                  | 48. Zukunft der Filtrationstechnologie in der Wasseraufbereitung (Dr M. Boller, EAWAG)                                 |          |
|                  | 49. Zusammenfassung der Tagung (Dr M. Schalekamp, WVZ)   |          |

**Besichtigungen** **5****Freitag und Samstag**

- |                    |  |
|--------------------|--|
| <b>morgens</b>     | Grundwasseranreicherung Aesch<br>Wasserversorgung Reinach  |
| <b>nachmittags</b> | Grundwasseranreicherung Hardhof<br>Wasserversorgung Zürich |



Wörterbuch für Fachausdrücke, deutsch - englisch

---

|  |  |
|--|--|
| absetzbare Stoffe                      | settleable solids  |
| Absetzbecken                           | sedimentation basin/tank   |
| Absetzgeschwindigkeit                  | settling velocity  |
| Aktivkohle                             | activated carbon   |
| Anreicherungsleistung                  | infiltration rate  |
| Auslauf                                | outlet   |
| Auslegung                              | layout   |
| Bachwasserfilter<br>(für Vorreinigung) | intake filter<br>(for preconditioning)                           |
| Becken                                 | basin  |
| Belüftung                              | aeration   |
| Bemessung                              | design   |
| Betrieb                                | operation  |
| Betriebsbedingung                      | operational condition  |
| Bevölkerung                            | population   |
| Deckschicht                            | cover layer  |
| Druck                                  | pressure   |
| Druckhöhe                              | hydraulic head   |
| Druckverlust                           | headloss   |
| Durchbruch                             | breakthrough   |
| Durchmesser                            | diameter   |
| dynamischer Filter<br>(Schutzfilter)   | dynamic filter<br>(for protection)                               |
| Einlauf                                | inlet  |
| Einschichtsandfilter                   | single layer slow sand filter<br>(conventional slow sand filter) |
| Eisen                                  | iron   |
| Entwicklung                            | development  |
| Entwicklungsländer                     | developing countries   |
| Fäkal                                  | faecal   |
| Fallbeispiel                           | case study   |
| Farbe                                  | colour   |
| fein                                   | fine   |
| Feststoffgehalt                        | solid matter (concentration)                                     |
| Filter(schicht)länge                   | filter length  |
| Filterbeladung                         | filter load  |
| Filterboden                            | false filter bottom  |
| Filterfläche                           | filter area  |
| Filtergeschwindigkeit                  | filtration rate  |
| Filterlänge                            | filter length  |
| Filterlaufzeit                         | filter run   |
| Filterrohr                             | perforated drainage pipe   |
| Filterschichten                        | filter layers  |
| Filterwiderstand                       | filter headloss  |
| Fläche                                 | area   |
| Flockung                               | flocculation   |
| Fluss                                  | river  |
| Förderung                              | pumping rate   |
| Geschwindigkeit                        | velocity   |
| grob                                   | coarse   |
| Grundwasser                            | groundwater  |
| Grundwasserspiegel                     | groundwater table  |
| hoch                                   | high   |
| Höhe                                   | height   |
| Industrieländer                        | industrialized countries   |
| Jahr(e)                                | year(s)  |
| Kies                                   | gravel   |



|                           |  |
|---------------------------|--|
| Kiesfilter                | roughing filter  |
| Klappe                    | valve  |
| Korngrösse                | gravel size/filter material size                                     |
| Krankheit                 | disease  |
| ländlich                  | rural  |
| Langsandsandfilter        | slow sand filter   |
| Laufzeit                  | running period   |
| Messwert                  | recorded value   |
| Mittelwert                | arithmetic average   |
| Monat(e)                  | month(s)   |
| nass                      | wet  |
| niedrig                   | low  |
| Oberflächenwasser         | surface water  |
| Partikel                  | particle   |
| Partikelmasse             | particle mass  |
| Partikelzahl              | particle number  |
| Querschnitt               | cross-section  |
| Rechen                    | screen   |
| Reinigung                 | cleaning   |
| Reinigung von Filter      | cleaning of filters  |
| Reinigung von Wasser      | treatment of water   |
| Reinwasser                | treated water  |
| Richtlinien               | guidelines   |
| Rohwasser                 | raw water  |
| Sand                      | sand   |
| Sandfang                  | grit chamber/settling tank   |
| Sanierung                 | rehabilitation   |
| Sauerstoff                | oxygen   |
| Schicht                   | layer  |
| Schlamm                   | sludge   |
| Schluckbrunnen            | recharge well  |
| Schwebstoffe              | suspended solids   |
| Schwerkraft               | gravity  |
| See                       | lake   |
| Sickerbecken              | recharge basin   |
| Siebkurve                 | sieve analysis   |
| Speicherung               | storage  |
| Splitt                    | grit   |
| Spüleleitung              | drainage pipe  |
| Spülung                   | drainage   |
| städtisch                 | urban  |
| Strom                     | stream   |
| Stüttschicht              | supporting layer   |
| Summenhäufigkeit          | sum curve  |
| System                    | scheme   |
| Tag(e)                    | day(s)   |
| Trinkwasser               | drinking water   |
| trocken                   | dry  |
| Trübung                   | turbidity  |
| Ueberstau                 | supernatant water  |
| Unterhalt                 | maintenance  |
| verseuchtes Wasser        | polluted water   |
| Versickerungsrate         | infiltration rate  |
| Verstopfung               | clogging   |
| Versuch                   | test   |
| Versuchsanlage            | pilot plant  |
| Vlies                     | geotextile   |
| Vorreinigung              | pretreatment   |
| Wasseraufbereitung        | water treatment  |
| Wasseraufbereitungsanlage | water treatment plant  |
| Wasserversorgung          | water supply   |
| Zweischichtsandfilter     | double layer slow sand filter<br>(protected by gravel or geotextile) |

Dictionary of Technical Terms, English - German

---

|  |                                      |
|--|--------------------------------------|
| activated carbon   | Aktivkohle                           |
| aeration   | Belüftung                            |
| area   | Fläche                               |
| arithmetic average   | Mittelwert                           |
| basin  | Becken                               |
| breakthrough   | Durchbruch                           |
| case study   | Fallbeispiel                         |
| cleaning   | Reinigung                            |
| cleaning of filters  | Reinigung von Filter                 |
| clogging   | Verstopfung                          |
| coarse   | grob                                 |
| colour   | Farbe                                |
| cover layer  | Deckschicht                          |
| cross-section  | Querschnitt                          |
| day(s)   | Tag(e)                               |
| design   | Bemessung                            |
| developing countries   | Entwicklungsländer                   |
| development  | Entwicklung                          |
| diameter   | Durchmesser                          |
| disease  | Krankheit                            |
| double layer slow sand filter<br>(protected by gravel or geotextile) | Zweischichtsandfilter                |
| drainage   | Spülung                              |
| drainage pipe  | Spüleitung                           |
| drinking water   | Trinkwasser                          |
| dry  | trocken                              |
| dynamic filter<br>(for protection)                                   | dynamischer Filter<br>(Schutzfilter) |
| faecal   | Fäkal                                |
| false filter bottom  | Filterboden                          |
| filter area  | Filterfläche                         |
| filter headloss  | Filterwiderstand                     |
| filter layers  | Filterschichten                      |
| filter length  | Filter(schicht)länge                 |
| filter length  | Filterlänge                          |
| filter load  | Filterbeladung                       |
| filter run   | Filterlaufzeit                       |
| filtration rate  | Filtergeschwindigkeit                |
| fine   | fein                                 |
| flocculation   | Flockung                             |
| geotextile   | Vlies                                |
| gravel   | Kies                                 |
| gravel size/filter material size                                     | Korngrösse                           |
| gravity  | Schwerkraft                          |
| grit   | Splitt                               |
| grit chamber/settling tank   | Sandfang                             |
| groundwater  | Grundwasser                          |
| groundwater table  | Grundwasserspiegel                   |
| guidelines   | Richtlinien                          |
| headloss   | Druckverlust                         |
| height   | Höhe                                 |
| high   | hoch                                 |
| hydraulic head   | Druckhöhe                            |
| industrialized countries   | Industrieländer                      |
| infiltration rate  | Anreicherungsleistung                |
| infiltration rate  | Versickerungsrate                    |
| inlet  | Einlauf                              |

intake filter  
(for preconditioning)  
iron  
lake  
layer  
layout  
low  
maintenance  
month(s)  
operation  
operational condition  
outlet  
oxygen  
particle  
particle mass  
particle number  
perforated drainage pipe  
pilot plant  
polluted water  
population  
pressure  
pretreatment  
pumping rate  
raw water  
recharge basin  
recharge well  
recorded value  
rehabilitation  
river  
roughing filter  
running period  
rural  
sand  
scheme  
screen  
sedimentation basin/tank  
settleable solids  
settling velocity  
sieve analysis  
single layer slow sand filter  
(conventional slow sand filter)  
slow sand filter  
sludge  
solid matter (concentration)  
storage  
stream  
sum curve  
supernatant water  
supporting layer  
surface water  
suspended solids  
test  
treated water  
treatment of water  
turbidity  
urban  
valve  
velocity  
water supply  
water treatment  
water treatment plant  
wet  
year(s)

Bachwasserfilter  
(für Vorreinigung)  
Eisen  
See  
Schicht  
Auslegung  
niedrig  
Unterhalt  
Monat(e)  
Betrieb  
Betriebsbedingung  
Auslauf  
Sauerstoff  
Partikel  
Partikelmasse  
Partikelzahl  
Filterrohr  
Versuchsanlage  
verseuchtes Wasser  
Bevölkerung  
Druck  
Vorreinigung  
Förderung  
Rohwasser  
Sickerbecken  
Schluckbrunnen  
Messwert  
Sanierung  
Fluss  
Kiesfilter  
Laufzeit  
ländlich  
Sand  
System  
Rechen  
Absetzbecken  
absetzbare Stoffe  
Absetzgeschwindigkeit  
Siebkurve  
Einschichtsandfilter  
  
Langsamsandfilter  
Schlamm  
Feststoffgehalt  
Speicherung  
Strom  
Summenhäufigkeit  
Ueberstau  
Stüttschicht  
Oberflächenwasser  
Schwebstoffe  
Versuch  
Reinwasser  
Reinigung von Wasser  
Trübung  
städtisch  
Klappe  
Geschwindigkeit  
Wasserversorgung  
Wasseraufbereitung  
Wasseraufbereitungsanlage  
nass  
Jahr(e)



**IRCWD / EAWAG**

**WVZ**

**IHW / ETH**

**Arbeitstagung Kiesfiltration  
Workshop Roughing Filters**

**Teilnehmerliste  
List of Participants**

| Name       | Vorname         | Werk/Behörde/Amt/Hochschule                                 | Str.                | PLZ/Ort         | Land        | Tel.Nr.       |
|------------|-----------------|---|---------------------|-----------------|-------------|---------------|
| Amiet      | Thomas, Biologe | Amt für Umweltschutz und Energie<br>Kanton Basel-Landschaft | Rheinstr. 29        | 4410 Liestal    | Schweiz     |               |
| Arnold     | Philipp         | Amt für Umweltschutz<br>des Kantons Luzern                  | Klosterstr. 31      | 6002 Luzern     | Schweiz     | 041/24 65 66  |
| Bacher     | Georg           | Wasserversorgung Zürich                                     | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich     | Schweiz     | 01/435 21 11  |
| Balmer     | Hans            | EAWAG: NDS Siedlungsbau und<br>Gewässerschutz               | Überlandstr. 133    | 8600 Dübendorf  | Schweiz     | 01/823 50 19  |
| Barandun   | Stefan          | Wasserversorgung Zürich                                     | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich     | Schweiz     | 01/435 21 11  |
| Baumann    | Robert          | Wasserversorgung Zürich                                     | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich     | Schweiz     | 01/435 21 11  |
| Berchthold | Peter           | Gemeindewerke Zollikon<br>Gas-/Wasserversorgung             | Rietstr. 38         | 8702 Zollikon   | Schweiz     | 01/395 37 00  |
| Berkoh     | Charles         | GWSC  | P.O. Box 5          | Tamale          | Ghana       |               |
| Boller     | Markus          | EAWAG   | Überlandstr. 133    | 8600 Dübendorf  | Schweiz     | 01/823 50 47  |
| Bolli      | Michael         | Wasserversorgung Zürich                                     | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich     | Schweiz     | 01/435 21 11  |
| Brack      | Thomas          | Sulzer Chemtech, Wasser-<br>und Abwassertechnik             |                     | 8401 Winterthur | Schweiz     | 052/262 43 47 |
| Brechbühl  | Walter          | Wasserversorgung Zürich                                     | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich     | Schweiz     | 01/435 21 11  |
| Brunner    | Hans            | Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG                        | Bellerivestr. 36    | 8034 Zürich     | Schweiz     | 01/385 26 41  |
| Bunnemann  | Wolfgang        | WAB Dresden GmbH  | Palaisplatz 2b      | 8060 Dresden    | Deutschland |               |
| Burgthaler | Bettina         |   | Hildastr. 48        | 7800 Freiburg   | Deutschland | 0761/70 07 79 |
| Canonica   | Silvio          | EAWAG   | Überlandstr. 133    | 8600 Dübendorf  | Schweiz     | 01/823 52 70  |

| Name          | Vorname       | Werk/Behörde/Amt/Hochschule                              | Str.                | PLZ/Ort              | Land        | Tel.Nr.         |
|---------------|---------------|--|---------------------|----------------------|-------------|-----------------|
| Cao           | Kezhen        | Wasserversorgung Zürich                                  | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich          | Schweiz     | 01/435 21 11    |
| Coad          | Adrian, Dr.   | WEDC Water, Engineering and Development Centre           |                     | Leicestershire       | England     | 044/509 222 612 |
| Darcoo        | Kolly         | Afrowood   | P.O. Box 5001       | Accra-North          | Ghana       | 021/22 01 45    |
| Dorsch-Häsler | Karoline, Dr. | Zentrum für angewandte Oekologie Schattweid              | Apfelbaustr. 43     | 8050 Zürich          | Schweiz     | 01/312 07 37    |
| Döbelin       | Hans-Ruedi    | Emch + Berger Solothurn AG                               | Schöngrünstr. 35    | 4500 Solothurn       | Schweiz     |                 |
| Eggenberger   | Walter        | WVG Wasserversorgung                                     | Staudnerbachstr.    | 9472 Grabs           | Schweiz     | 085/7 34 13     |
| Egli          | Arnold        | Wasserversorgung Zürich                                  | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich          | Schweiz     | 01/435 21 11    |
| Eglin         | Erich, Ing.   | Amt für Umweltschutz und Energie Kanton Basel-Landschaft | Rheinstr. 29        | 4410 Liestal         | Schweiz     |                 |
| Ehlich        | Reinhard      | Dorsch Consult, Ingenieurgesellschaft                    | Hansastr. 20        | 8000 München         | Deutschland | 089/579 76 54   |
| Engmann       | Charlotte     | Ghana Water Supply & Sewerage Corp.                      | P.O. Box M194       | Accra                | Ghana       | 021/66 75 34    |
| Eugster       | Jack          | EAWAG  | Überlandstr. 133    | 8600 Dübendorf       | Schweiz     | 01/823 50 43    |
| Feibel        | Hedi          | Universität Freiburg                                     | Maximilianstr. 34   | 7800 Freiburg i. Br. | Deutschland | 0761/70 93 79   |
| Fernandez     | Javier        | CINARA   | A.A. 25157          | Cali                 | Colombia    | 023/93 23 45    |
| Flatau        | Ulrich        | Kreiswerke Hanau GmbH                                    | Eugen-Kaiser-str. 7 | 6450 Hanau 1         | Deutschland | 06181/292-515/6 |
| Fleischmann   | Thomas        | EAWAG  | Überlandstr. 133    | 8600 Dübendorf       | Schweiz     | 01/823 51 60    |
| Fröhlich      | Urs           |  | Finkenweg 9         | 8500 Frauenfeld      | Schweiz     | 054/21 31 00    |
| Fümkrantz     | Alois         | Errichtungsgesellschaft Marchfeld Kanal                  | Werdertorgasse 15   | 1010 Wien            | Österreich  | 0533/ 77 79/25  |

| Name        | Vorname              | Werk/Behörde/Amt/Hochschule                                | Str.                                | PLZ/Ort          | Land        | Tel.Nr.        |
|-------------|----------------------|--|-------------------------------------|------------------|-------------|----------------|
| Galvis      | Gerardo              | CINARA   | A.A. 25157                          | Cali             | Colombia    | 023/39 23 45   |
| Gernedel    | Heinrich, Dipl.-Ing. | Salzburger Stadtwerke AG<br>Wasserwerke                    | Strubergasse 21                     | 5020 Salzburg    | Österreich  | 0662/4480-2402 |
| Giacasso    | Pierre               | Service des Eaux<br>Services Industriels de Genève         | 12 Rue du Stand<br>Case postale 105 | 1211 Genève      | Schweiz     | 022/20 88 11   |
| Gibelhauser | Axel, Dipl.Ing.      | Technisches Büro für Kulturtechnik und<br>Wasserwirtschaft | Zollstr. 1                          | 6060 Hall/Tirol  | Österreich  | 05223/43 379   |
| Gosh        | A.K.                 | WHO Regional Office South East Asia                        | World Health House                  | New Dehli 110002 | India       | 011/33 17 804  |
| Gros        | Henry                | Gebrüder Sulzer AG<br>Wasser- & Abwassertechnik            |                                     | 8401 Winterthur  | Schweiz     | 052/262 43 47  |
| Gubler      | Daniel               | Infraconsult SA, c/o CSS                                   | C.P. 305                            | 1219 Le Lignon   | Schweiz     | 022/796 62 20  |
| Gutmann     | Thomas               | Institut für Siedlungswasserwirtschaft<br>ETH Hônggerberg  |                                     | 8093 Zürich      | Schweiz     |                |
| Haupt       | Frank                | Infraconsult AG  | Höheweg 17                          | 3006 Bern        | Schweiz     | 031/43 25 25   |
| Hetzer      | Siegfried            | Siegfried Hetzer, Ingenieurbüro                            | Dorfplatz 3                         | 8132 Egg         | Schweiz     | 01/984 36 66   |
| Howald      | Jürg                 | Wasserversorgung Zürich                                    | Hardhof 9, Postfach                 | 8023 Zürich      | Schweiz     | 01/435 21 11   |
| Huber       | Alwin                | Wasserversorgung Zürich                                    | Hardhof 9, Postfach                 | 8023 Zürich      | Schweiz     | 01/435 21 11   |
| Idelberger  | Horst                | Fachhochschule Minden                                      | Artilleriestr. 9                    | 4950 Minden      | Deutschland | 0571/83 850    |
| Illi        | Hans-Jürg            | Wasserversorgung Zürich                                    | Hardhof 9, Postfach                 | 8023 Zürich      | Schweiz     | 01/435 21 11   |
| Ir. Alit    | Merthayasa, MSc      | Yogyakarta Urban Development Project                       | Jl. Kenari No. 1                    | Yogyakarta       | Indonesia   | 0274/63 490    |
| Jeger       | Markus               | Wasserversorgung Zürich                                    | Hardhof 9, Postfach                 | 8023 Zürich      | Schweiz     | 01/435 21 11   |

| Name     | Vorname               | Werk/Behörde/Amt/Hochschule   | Str.                | PLZ/Ort            | Land                        | Tel.Nr.         |
|----------|-----------------------|---|---------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------|
| Jensen   | Erix S.               | Danida, Ministry of Foreign Affairs                                     | Asiatisk Plads 2    | 1448 Copenhagen K. | Danmark                     | 045/33 92 02 58 |
| Jung     | Helmut                | Universität für Bodenkultur<br>Institut für Wasserversorge              | Nussdorfer Lände 11 | 1190 Wien          | Österreich                  | 0222/3692924283 |
| Kaiser   | Christian, Dipl.-Ing. |   | Keplerstr. 61       | 8020 Graz          | Österreich                  | 0316/91 66 78   |
| Kaiser   | Hanspeter, Dr.        | Wasserversorgung Zürich   | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich        | Schweiz                     | 01/435 21 11    |
| Karl     | Annamaria             |   | Burstwiesenstr. 43  | 8606 Greifensee    | Schweiz                     | 01/940 85 94    |
| Kaspar   | Michael               | Sulzer Chemtech<br>Wasser- und Abwassertechnik                          |                     | 8401 Winterthur    | Schweiz                     | 052/262 43 47   |
| Kaufmann | Peter                 | Balzari & Schnudel AG<br>Ingenieure und Planer                          | Postfach            | 3000 Bern 1G       | Schweiz                     | 031/44 69 11    |
| Kaul     | Christian             | Eidg. Technische Hochschule Zürich<br>Professur für Siedlungswirtschaft |                     | 8093 Zürich        | Schweiz                     |                 |
| Kitawaki | Hidetoshi, Dr.        | World Health Organization   | 20 Av. Appia        | 1211 Genève 27     | Schweiz                     | 022/791 37 22   |
| Klein    | Hanspeter, Dr.        | Wasserversorgung Zürich   | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich        | Schweiz                     | 01/435 21 11    |
| Kuhn     | Hans                  | Gebrüder Sulzer AG  |                     | 8401 Winterthur    | Schweiz                     | 052/262 43 47   |
| Leuch    | Markus                | Sprenger + Steiner AG, Ingenieurbüro                                    | Haldenstr. 842      | 9495 Triesen       | Fürstentum<br>Liechtenstein | 075/2 50 93     |
| Lund     | Patrik S.E.           | Technical University of Denmark   |                     | 2800 Lyngby        | Danmark                     | 045/931222-5929 |
| Lüssi    | Georg                 | Wasserversorgung Zürich   | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich        | Schweiz                     | 01/435 21 11    |
| Marty    | Peter                 | Eidg. Technische Hochschule Zürich<br>Professur für Siedlungswirtschaft |                     | 8093 Zürich        | Schweiz                     |                 |
| Mächler  | Albert                | Technische Betriebe Weinfelden  | Frauenfelderstr. 8  | 8570 Weinfelden    | Schweiz                     | 072/22 23 23    |



| Name        | Vorname               | Werk/Behörde/Amt/Hochschule                               | Str.                   | PLZ/Ort         | Land       | Tel.Nr.        |
|-------------|-----------------------|---|------------------------|-----------------|------------|----------------|
| Märki       | Wolfgang              | Hardwasser AG   | Postfach 1412          | 4133 Pratteln 1 | Schweiz    | 061/811 60 31  |
| Mbwette     | Tolly                 | UDSM  | P.O. Box 35131         | Dar es Salaam   | Tansania   | 051/49 146     |
| Mechsner    | Klaus                 | EAWAG   | Überlandstr. 133       | 8600 Dübendorf  | Schweiz    | 01/823 51 54   |
| Meyer       | Karl Heinrich         | Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG                      | Bellerivestr. 36       | 8034 Zürich     | Schweiz    | 01/385 29 32   |
| Meyer       | Knut                  | Wasserversorgung Zürich                                   | Hardhof 9, Postfach    | 8023 Zürich     | Schweiz    | 01/435 21 11   |
| Meyer       | Werner                | EAWAG   | Überlandstr. 133       | 8600 Dübendorf  | Schweiz    | 01/823 50 18   |
| Moser       | René, Dr. Dipl.Ing.   | Moser + Blanc, Beratende Geologen                         | Johannisburgstr. 14    | 8700 Küsnacht   | Schweiz    | 01/910 41 29   |
| Müllauer    | Sebastian, Dipl.-Ing. | Salzburger Stadtwerke AG<br>Wasserwerke                   | Strubergasse 21        | 5020 Salzburg   | Österreich | 0662/4480-2402 |
| Nath        | K.J.                  | All India Institute of Hygiene and<br>Public Health       | 110 Chittaranjan Ave   | Calcutta 700073 | India      | 033/396 131    |
| Nickl       | Helmut, Dipl.Ing.     | Grazer Stadtwerke AG                                      | Andreas-Hofer-Platz 15 | 8011 Graz       | Österreich | 0316/88 70     |
| Osterwalder | Franz, Bauing. HTL    | Ingenieurbüro Osterwalder<br>Geisser & Brugger AG         | Bergstr. 72            | 8706 Meilen     | Schweiz    | 01/923 27 83   |
| Osterwalder | Thomas, Bauing.HTL    | Ingenieurbüro Osterwalder<br>Geisser & Brugger AG         | Bergstr. 72            | 8706 Meilen     | Schweiz    | 01/923 27 83   |
| Pardon      | Mauricio              | DelAgua   | Castilla Postal 2275   | Lima 100        | Peru       | 014/36 81 99   |
| Peter       | Paul                  | DEH Fachdienst Wasser & Infrastruktur                     |                        | 3003 Bern       | Schweiz    | 031/61 36 49   |
| Preiswerk   | Susanne               | SKAT  | Tigerbergstr. 2        | 9000 St. Gallen | Schweiz    | 071/30 25 85   |
| Regli       | Walter                | Arbeitsgruppe für Umwelthygiene<br>der Universität Zürich | Birchstr. 95           | 8050 Zürich     | Schweiz    | 01/321 41 70   |

| Name         | Vorname             | Werk/Behörde/Amt/Hochschule                         | Str.                | PLZ/Ort                | Land        | Tel.Nr.        |
|--------------|---------------------|---|---------------------|------------------------|-------------|----------------|
| Renner       | Felix, Dr.          | Amt für Umweltschutz des Kantons Luzern             | Klosterstr. 31      | 6002 Luzern            | Schweiz     | 041/24 65 66   |
| Rismal       | Mitja               | University Ljubljana                                | Ziherlova 10        | 61000 Ljubljana        | Slovenien   | 03861/224-357  |
| Rotter       | Martin              | Wasserversorgung Zürich                             | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich            | Schweiz     | 01/435 21 11   |
| Rüfenacht    | Kurt                | Wasserversorgung Zürich                             | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich            | Schweiz     |                |
| Schalekamp   | Maarten             | Wasserversorgung Zürich                             | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich            | Schweiz     | 01/435 21 11   |
| Schertenleib | Roland              | IRCWD/EAWAG   | Überlandstr. 133    | 8600 Dübendorf         | Schweiz     | 01/823 50 18   |
| Schmidt      | Karlheinz, Prof.Dr. | Dortmunder Stadtwerke                               | Zum Kellerbach 46   | 5840 Schwerde-Geisecke | Deutschland | 0231/955 13 80 |
| Schöttler    | Uwe, Dr.            | Institut für Wasservorschung GmbH Dortmund          | Zum Kellerbach 46   | 5840 Schwerte          | Deutschland | 0231/955 00    |
| Schudel      | Paul, Dr.           | TENUM, Zentrum für Bau-, Energie- und Umwelttechnik | Grammetstr. 14      | 4410 Liestal           | Schweiz     | 061/921 29 14  |
| Schweizer    | Dominik             | EAWAG   | Überlandstr. 133    | 8600 Dübendorf         | Schweiz     | 01/823 50 51   |
| Shenkut      | Mesfin              | Ethiopian Water Works Constr. Authority             | P.O. Box 30504      | Addis Ababa            | Ethopia     |                |
| Skarda       | Člābor              | Wasserversorgung Zürich                             | Hardhof 9, Postfach | 8023 Zürich            | Schweiz     | 01/435 21 11   |
| Strötzel     | Gustav              | Wasserbeschaffungsverband                           | Nordring 62         | 4443 Schüttorf         | Deutschland | 05923/803-02   |
| Studer       | Josef               | Hubert Meier AG, Ingenieure                         | Hohlstr. 550        | 8048 Zürich            | Schweiz     |                |
| Sukarma      | Risyana             | Directorate of Water Supply                         | Jl. R. Patah VI     | Jakarta                | Indonesia   | 021/713 347    |
| Temperli     | Max                 | Ingenieurbüro Frei & Krauer                         | Mythenstr. 17       | 8640 Rapperswil        | Schweiz     | 055/27 15 85   |
| Theil        | Markus              | Inst. für Internationale Zusammenarbeit             | Wipplingerstr. 32   | 1010 Wien              | Österreich  |                |

| Name             | Vorname       | Werk/Behörde/Amt/Hochschule                 | Str.                     | PLZ/Ort                 | Land        | Tel.Nr.         |
|------------------|---------------|---|--------------------------|-------------------------|-------------|-----------------|
| Theisen          | Michael       | Preussag Noell, Wassertechnik GmbH          | Pallaswiesenstr. 182     | 6100 Darmstadt          | Deutschland | 06151/8193 23   |
| Troxler          | Hans          | Amt für Umweltschutz des Kantons Luzern     | Klosterstr. 31           | 6002 Luzern             | Schweiz     | 041/24 65 66    |
| Trude            | Erhard, Dr.   | Preussag Noell, Wassertechnik GmbH          | Pallaswiesenstr. 182     | 6100 Darmstadt          | Deutschland | 06151/8193 23   |
| Vogelsanger      | Walter        | Kantonales Laboratorium Schaffhausen        | Postfach                 | 8204 Schaffhausen       | Schweiz     | 053/82 74 80    |
| Wegelin          | Martin        | IRCWD/EAWAG                                 | Überlandstr. 133         | 8600 Dübendorf          | Schweiz     | 01/823 50 19    |
| Wendelboe-Larsen | Ulrik         | Technical University of Denmark             |                          | 2800 Lyngby             | Danmark     | 045/931222-5929 |
| Wijegoonewardene | Srilal Joseph | National Water Supply & Drainage Board      | Galle Road<br>Ratamalana | MT Lavinia              | Sri Lanka   | 63 64 49        |
| Wohlwend         | Otto          | Amt für Umweltschutz des Kantons St. Gallen | Linsebühlstr. 91         | 9000 St. Gallen         | Schweiz     | 071/21 30 88    |
| Xu               | Xiang-Kuan    | ZHAS  | Lao Zhe Da Lu No 17      | Hangzhon                | China       |                 |
| Zhu              | Anli          | ZSTEC                                       | 91 Huangcheng Xilu       | Hangzhou 31007          | China       | 0571/75 40 44   |
| Zimmermann       | Paul          | Wasserversorgung Zürich                     | Hardhof 9, Postfach      | 8023 Zürich<br>LE11 3TU | Schweiz     | 01/435 21 11    |

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Die Bedeutung der künstlichen Grundwasser- anreicherung und die Entwicklung von Kiesvorfiltern**

em. Prof. Dr. h.c. E. Trüeb  
Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft,  
ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich, Schweiz

### **Zusammenfassung**

Die künstliche Anreicherung des Grundwassers ist eine wasserwirtschaftliche Massnahme, die in hervorragender Weise dazu geeignet ist, Schäden auszugleichen, die dem Grundwasser infolge zivilisatorischer Einwirkungen in quantitativer und qualitativer Hinsicht zugefügt werden. Im Vordergrund stehen die fortschreitende Versiegelung des Bodens durch Siedlungen und der Eintrag von Nitraten und Pestiziden aus der Landwirtschaft. Methodisch wird dazu Wasser aus Flüssen über offene Becken oder Schluckbrunnen zur Versickerung gebracht. Oft muss das Rohwasser vorher aufbereitet werden. Dafür können z. B. horizontal durchflossene Kiesvorfilter (HRF) verwendet werden. Es handelt sich dabei um ein naturnahes Verfahren, das in Entwicklungsländern auch zur Rehabilitierung von oft brach liegenden Langsamsandfiltern geeignet ist.

### **Summary**

Artificial groundwater recharge is a water resources management measure which is perfectly suited to compensate man's qualitative and quantitative pollution impacts on the groundwater. The principal problems are the progressive sealing of the ground by settlements and the agricultural pollution with nitrates and pesticides. Open basins and recharge wells are the current methods used to replenish the groundwater with river water. Since the raw water often requires pretreatment, horizontal-flow roughing filters (HRF) could, for example, be applied. This natural process is also appropriate for the rehabilitation of slow sand filters in developing countries.

## Inhaltsübersicht:

|  |    |
|--|----|
| 1. Die Bedeutung der künstlichen Anreicherung des Grundwassers                       | 3  |
| 1.1 Definitionen   | 3  |
| 1.2 Historische Entwicklung  | 3  |
| 1.3 Technik der künstlichen Anreicherung   | 5  |
| 1.31 Ueberblick  | 5  |
| 1.32 Rieselfelder, Furchenstau, Beregnung und bestockte Teiche                       | 6  |
| 1.33 Künstlich angelegte Gräben, Becken oder Teiche                                  | 7  |
| 1.34 Sickersgalerien   | 7  |
| 1.35 Vertikale Sickerbrunnen sowie vertikale und horizontale Schluckbrunnen          | 8  |
| 1.36 Sickerschlitzgräben   | 10 |
| 1.4 Konstruktive und betriebliche Hinweise für offene Anreicherungsbecken            | 11 |
| 1.5 Wirkungsweise und Problematik offener Anreicherungsbecken                        | 13 |
| 1.6 Abschlämmung von offenen Anreicherungsbecken                                     | 14 |
| 1.7 Die Unterspeicherung von Trinkwasser als Sonderfall der künstlichen Anreicherung | 16 |
| 1.8 Behelfsmässige Anlagen   | 17 |
| 2. Die Entwicklung von Kiesvorfiltern  | 18 |
| 2.1 Wirkungsweise und Einsatzschwerpunkte  | 18 |
| 2.2 Geschichtlicher Ueberblick   | 19 |
| 3. Literaturverzeichnis  | 21 |

# 1. Die Bedeutung der künstlichen Anreicherung des Grundwassers

## 1.1 Definitionen

Nach DIN 4046, Wasserversorgung, Fachausdrücke, ist die künstliche Anreicherung des Grundwassers folgendermassen definiert: "Künstliche Grundwasserbildung aus oberirdischem Wasser, z.B. mittels Versickerungsbecken oder Schluckschächten." Andererseits wird dort auch der Begriff "uferfiltriertes Grundwasser" definiert, nämlich wie folgt: "Wasser, das aus einem oberirdischen Gewässer natürlich oder künstlich durch Ufer oder Sohle in den Untergrund gelangt ist." Somit ist klargestellt, dass das Uferfiltrat hier nicht zur Diskussion steht. Zwischenzeitlich wurden die "Schluckschächte" noch gegliedert in Sickerbrunnen und Schluckbrunnen. Mit Sickerbrunnen wird das Wasser in den ungesättigten Bereich eingespeist. Schluckbrunnen reichen in den gesättigten Bereich hinein, wenn sie vollkommen sind, hinab bis zum Grundwasserstauer (1).

## 1.2 Historische Entwicklung

Die künstliche Anreicherung reicht weit zurück in die Vergangenheit. Dies allerdings eher in der behelfsmässigen Form der künstlichen Bewässerung der Fassungsgebiete von Quellen und Grundwasservorkommen. Nach Frank (2) gilt Richert als Erfinder der künstlichen Anreicherung, weil er als erster seine Arbeit über die beiden Infiltrationsbecken von Göteborg mit einer Fläche von insgesamt  $500 \text{ m}^2$  und einer Anreicherungsrate von  $1.3 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$  publizierte (3). Die Anlage wurde 1898 in Betrieb genommen.

Ehrlicherweise soll nicht unerwähnt bleiben, dass bereits 1875 das Wasserwerk Chemnitz rund  $10'000 \text{ m}^3/\text{d}$  über Sandfilterkanäle und Rieselwiesen versickerte.

Ohne Zweifel hat die Cholera-Epidemie von 1892 in Hamburg der künstlichen Anreicherung mächtigen Auftrieb verliehen, denn beim damaligen Stand der Aufbereitungstechnologie wurde zu Recht dem besser geschützten Grundwasser wiederum mehr Sicherheit zugeschrieben. Allein es zeigte sich bald, dass sich der steigende Trinkwasserverbrauch nicht völlig durch eine vermehrte Förderung von Uferfiltrat decken liess. Deshalb begann man immer mehr von den guten Erfahrungen von Göteborg und Chemnitz Gebrauch zu machen.

1900 führte Bochum die Anreicherung über Gräben ein. 1901 folgte Remscheid mit Rieselwiesen, 1902 wurde in Essen-Steele, einem Grundwasserwerk der Gelsenwasser, das von Richert entwickelte Verfahren der Anreicherung über Langsandsfilter übernommen. Darnach breitete sich die künstliche Anreicherung in Deutschland in rascher Folge aus, so dass 1921 bereits 19 Anlagen in Betrieb standen. Ein vollständiger Ueberblick über die Geschichte der künstlichen Anreicherung findet sich bei Frank (2) und in den BMI - Publikationen (4) und (5). Nach Angaben von Schmidt (6) werden in der BRD etwa 55 grössere Anreicherungsanlagen betrieben. Davon liegen 33 in

Nordrhein-Westfalen und 6 in den Neuen Bundesländern. Die grösste Dichte weist mit 22 Anlagen das Ruhrtal auf. In der BRD haben ohne Zweifel die positiven Untersuchungsergebnisse, die an Langsandsandfiltern gewonnen wurden, die künstliche Anreicherung stark gefördert, andererseits aber auch die Bedenken gegen die Gewinnung von Uferfiltrat verstärkt, weil bei steigender Belastung des Flusswassers mit Fremdstoffen die kaum beeinflussbare Reinigungswirkung, die bei der Ufer- und Sohlenpassage abläuft, schwer unter Kontrolle zu bringen ist.

In der Schweiz ging 1911 erstmals Basel zur künstlichen Anreicherung über. In den Langen Erlen wurde Wasser aus dem Fluss Wiese über bestockte Flachbecken zur Versickerung gebracht.

| Ort<br>Jahr der<br>Betriebsaufnahme | Sickerwasser-<br>menge   | Grundwasser-<br>förderung | Investitionen | Art der<br>Rohwasser-<br>aufbereitung        | Art der<br>Versickerung | Ueberstauhöhe | Trockentiefe | Mittlere<br>Sickerrate | Unterhalt<br>und Unter-<br>haltsintervall                      |
|-------------------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------|--|-------------------------|---------------|--------------|------------------------|--|
|                                     | Mio<br>m <sup>3</sup> /a | Mio<br>m <sup>3</sup> /a  | Mio<br>Fr.    |  |                         | m             | m            | m/d                    |  |
| Aesch BL, 1976                      | 7.7                      | -                         | 6.5           | Sedimentation<br>und HRF                     | LSF und<br>Schluckbr.   | *             | 9            | *                      | * in Revision  |
| Basel, 1911<br>Lange Erlen          | 25                       | 20                        | 20            | Flockung<br>Schnellfilter                    | Bestockte<br>Becken     | 0.2<br>1.0    | 3<br>5       | 2<br>3                 | 1 Woche Fahrt<br>2 Wochen Ruhe                                 |
| Basel, 1956<br>Hardwasser AG        | 36                       | 18                        | 27            | Flockung<br>Flockulator und<br>Schnellfilter | Gräben<br>Weiher        | 0.8<br>3.0    | 18           | 3<br>9                 | Abschuppen alle<br>12 Monate<br>Kieswaschen alle<br>5-10 Jahre |
| BKW, 1971<br>Aarberg                | 1.9                      | -                         | 2.2           | HRF  | LSF-Becken              | 0.2           | 2<br>3       | 2<br>6                 | Abschuppen<br>nicht mehr in<br>Betrieb                         |
| La Chaux-de-<br>Fonds, 1958         | 0.38                     | 0.29                      | 0.2           | Keine  | Beregnung<br>mit Düsen  | -             | 2<br>4       | 0.6                    | 1 x pro Jahr<br>Unterhalt Gelän-<br>de und Düsen               |
| Domach, Metall-<br>werke AG, 1957   | 1.6                      | 0.5                       | 0.16          | Absetzbecken                                 | LSF-Becken              | 2             | 12           | 0.6                    |  |
| Genève Arve<br>1979                 | 10                       | 17                        | 19            | Hydrozyklator<br>Flockung<br>Schnellfilter   | Sickerrohre             | -             | 66           | **                     | ** 0.14 l/sm'  |
| Winterthur<br>Anreicherung<br>1965  | 0.3                      | -                         | 0.6           | HRF  | LSF-Becken              | 1.2           | 6<br>16      | 2                      | Abschuppen<br>3 x pro Jahr                                     |
| Untergrundsp.<br>1966               | 1.2                      | -                         | 0.2           | Keine  | VFB                     | -             | 20           | **                     | ** 200 l/s   |
| Zürich, 1980                        | 15                       | -20                       | 18            | Uferfiltrat                                  | LSF-Becken<br>und VFB   | 0.1           | 3            | 6                      | Abschuppen   |
| St. Gallen, 1976                    | -                        | -                         | -             | Gübsensee                                    | LSF-Becken              | -1.0          | 10           | *                      | * nur temporär   |

Tabelle 1, Ueberblick über die Anreicherungsanlagen in der Schweiz

Zwischenzeitlich ist die Zahl der Anreicherungsanlagen in der Schweiz auf 11 angestiegen. Dazu sind in Tabelle 1 die wichtigsten technischen Daten zusammengestellt. Detaillierte Angaben sind in der SIA-Dokumentation 34 von 1980 enthalten (1).

Aber auch in Frankreich (8) (9), in Israel, in den Niederlanden, in Oesterreich, in Schweden, in den USA usw. hat die künstliche Anreicherung grosse Bedeutung erlangt. In Israel und den USA steht vor allem die Versickerung von aufbereitetem Abwasser, d.h. die Verwendung der Untergrundpassage als letzter Verfahrensschritt vor der Wiederverwendung und das Zurückdrängen der Meerwasserintrusion im Vordergrund des Interesses.

Die entscheidende Bedeutung, die der künstlichen Anreicherung zur Deckung des Trinkwasserbedarfes zukommt, belegt Schmidt in (4) am deutlichsten. Nach seiner Hochrechnung wurden 1982 in der BRD 39% der Wasserabgabe durch künstlich angereichertes Grundwasser gedeckt.

## 1.3 Technik der künstlichen Anreicherung

### 1.31 Ueberblick

Die Technik der künstlichen Anreicherung wurde im Laufe der letzten hundert Jahre im Gleichschritt mit den Innovationen in der Aufbereitungs- und Steuerungstechnologie verbessert und verfeinert. Heute stehen vor allem die folgenden Methoden zur Verfügung:

- Rieselfelder
- Furchenstau
- Beregnung
- bestockte bzw. bewachsene Teiche
- Gräben, Becken und Teiche
- Sickergalerien
- vertikale Sickerbrunnen
- vertikale oder horizontale Schluckbrunnen
- Sickerschlitzgräben

Darüber hinaus sind jedoch weitere Unterscheidungskriterien zu beachten, welche vor allem die Betriebsmöglichkeiten beeinflussen, wie z.B.:

- Betriebsweise: behelfsmässig oder definitiv,
- Art der Infiltration, direkt oder perkolativ,
- Grad der Vorreinigung, Reinigungswirkung im Anreicherungshorizont, bzw. ohne wesentliche Reinigungswirkung im Anreicherungshorizont,
- Grundwasserleiter unbedeckt, bedeckt oder undicht.



Welche Methode im Einzelfall zur künstlichen Anreicherung herangezogen werden soll, wird weitgehend durch die Rohwasserbeschaffenheit, die besonderen Zielsetzungen, die örtlichen Gegebenheiten sowie die hydrogeologischen und klimatischen Verhältnisse vorbestimmt.

### **1.32 Rieselfelder, Furchenstau, Beregnung und bestockte Teiche**

Dabei handelt es sich offenbar um die ältesten Methoden der künstlichen Anreicherung. Nach Frank (2) soll die Glasgow Waterworks Company bereits 1830 zur künstlichen Anreicherung an den Clyde-River angrenzendes Gelände geflutet haben, nachdem sie schon 1810 zur Gewinnung von Uferfiltrat übergegangen war.

Diese Verfahren sind dadurch gekennzeichnet, dass das Rohwasser über der bewachsenen Humusschicht ausgebracht wird. Damit werden die Verdunstungsverluste wohl relativ gross, was jedoch in unserem wasserreichen Land kaum ins Gewicht fallen dürfte. Wesentlich ist indessen die gute Reinigungswirkung der biologisch aktiven Deckschicht und der Umstand, dass Bewuchs und biologische Aktivität der Verstopfung durch Verschlammung entgegenwirken. Voraussetzung dazu ist allerdings der alternierende Betrieb der Anlagen, womit die Degeneration der Deckschicht und anaerobe Verhältnisse darin vermieden werden können. Es versteht sich, dass die Verfahren nur sinnvoll sind, wenn zwischen Humusschicht und Grundwasserleiter keine schlecht durchlässigen Schichten anstehen.

Die Anforderungen an die Beschaffenheit des Rohwassers sind bei diesen Verfahren nicht besonders hoch. Günstig ist selbstverständlich, wenn eine hinreichende Trockentiefe eine wirkungsvolle Belüftung des Sickerwassers und der Austausch des beim Abbau organischer Substanzen anfallenden Kohlendioxides gewährleistet. Allerdings ist zu beachten, dass auch die Humusdecke nur in begrenztem Rahmen in der Lage ist, refraktäre Stoffe abzubauen.

Als Grenzfall zwischen der Wasserwiesenmethode und der Anreicherung über offene Becken sind die bestockten bzw. bewachsenen Teiche der Basler Wasserwerke in den Langen Erlen zu betrachten, wo zur Erhaltung der Humusschicht nach einer Betriebsphase von zwei Wochen in der Regel eine Ruhepause von drei Wochen eingelegt wird.

Vornehmlich als Behelfsmassnahmen bieten sich die Wasserwiesenmethode und die Beregnung an. Sie haben den Vorteil, dass sie sich kurzfristig bewerkstelligen lassen. Allerdings ist es sinnvoll, das dafür in Aussicht genommene Gelände vorher auf seine Tauglichkeit zu testen, wenn unliebsame Ueberraschungen vermieden werden sollen. Doch bleibt anzumerken, dass die Wasserversorgung von La Chaux-de-Fonds im Fassungsgebiet "Les Moyat" mit gutem Erfolg während des Sommerhalbjahres zur künstlichen Anreicherung eine Beregnungsanlage betreibt. Dabei erfolgen Wasserverteilung und Beregnung mittels Kunststoffschläuchen, die im Sickerbereich zwei Reihen von Löchern aufweisen. Der Vorteil der Anlage besteht darin, dass sie sich selbsttätig regeneriert. Allerdings beträgt die Anreicherungsleistung nur rund  $0.72 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-d}$ .

Der Furchenstau war im Ruhrtal bis in die frühen fünfziger Jahre im Gebrauch. Da die Anreicherungsrate dabei verhältnismässig gering ist, wurde er durch die Anreicherung über Becken verdrängt.

### 1.33 Künstlich angelegte Gräben, Becken oder Teiche

Den Regelfall stellt die Anreicherung über künstlich erstellte Becken dar. Wenn die Hardwasser AG in der Muttener Hard die Versickerung über offene Gräben betreibt, hat dies seine besondere Ursache. Aus Gründen des Landschaftsschutzes durften dort keine Becken erstellt werden, so dass man gezwungen war, sich mit Gräben zu behelfen. Wo dort Teiche verwendet werden, haben sich oft aufgelassene Kiesgruben dazu angeboten.

Die Formgebung der Becken wird vor allem durch die folgenden Gegebenheiten bzw. Zielsetzungen beeinflusst:

- die hydrogeologischen Verhältnisse
- die topographischen Verhältnisse
- die Lage zu den Entnahmebrunnen
- die Methodik der Abschlämmung
- Forderungen des Landschaftsschutzes

Wo man frei ist in der Wahl der Geometrie der Becken, wird meist die Form eines langgestreckten Rechteckes gewählt. So weisen z. B. die Becken der Dortmunder Stadtwerke AG die Abmessungen 25 x 200 m auf. Indessen ist zu beachten, dass Beckenform und Ausgestaltung der Becken (offene oder geschlossene Wände) einen wesentlichen Einfluss auf die Hydraulik der Anreicherung ausüben können. Darauf haben insbesondere Suter (10), Bouwer (11) und Möhle (12) hingewiesen.

Es versteht sich, dass offene Becken nur dort angewendet werden können, wo keine schlecht durchlässigen Deckschichten grösserer Mächtigkeit den Grundwasserleiter abschirmen. Bei geringer Mächtigkeit müssen solche Schichten entfernt werden. In Sonderfällen wird versucht, mächtigere Deckschichten mit vertikalen Sanddrains zu versetzen, um den Abfluss in den Grundwasserleiter zu gewährleisten.

Offene Anreicherungsbecken haben eine grosse Verbreitung erfahren, weil sie als Langsandsandfilter wirken und somit bei hinreichender Wassergüte oft nur eine geringe Aufbereitung des Rohwassers erfordern.

### 1.34 Sickergalerien

Die Sickergalerien kamen von England, wo sie bereits 1880 angewandt wurden, nach Deutschland und wurden dort unter der Bezeichnung Scheelhaaseverfahren bekannt, da Scheelhaase (13) erst-

mals 1908 in Frankfurt Sickergalerien zur künstlichen Anreicherung verwendete. Sowohl in England als auch in Deutschland wurden die Sickergalerien mit Flusswasser beschickt, das über Schnellfilter aufbereitet wurde. Das Verfahren ist nur geeignet, wo über dem Grundwasserspiegel gut durchlässige Kiesschichten anstehen.

Nachdem es immer schwieriger hält, die zur Erstellung von offenen Anreicherungsbecken erforderlichen Flächen zu beschaffen, hat die Verwendung von Sickergalerien zur künstlichen Anreicherung wiederum an Aktualität gewonnen. Dies bestätigen die Beispiele von Frankfurt a. M. (14) und Genf (15). Voraussetzung dazu ist allerdings eine konstruktiv einwandfreie Ausbildung der Sickerleitungen, wie dies mit den Bildern 1 und 2 gezeigt wird.

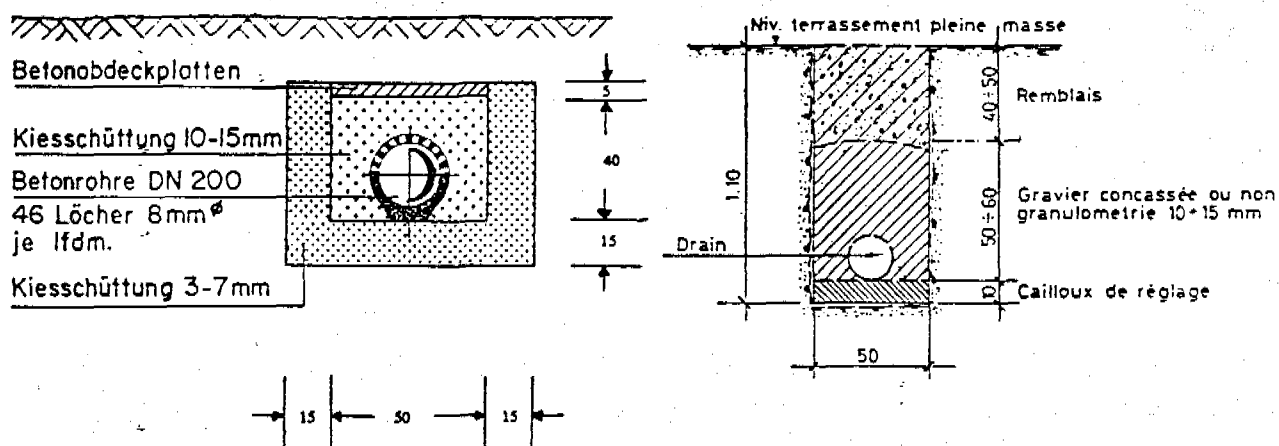


Bild 1, Unterirdische Infiltrationsanlage der Stadtwerke Frankfurt nach (14)

Bild 2, Schnitt durch eine Sickergalerie der Anreicherungsanlage Vessy des Wasserwerkes Genf nach (15)

Die Verwendung von Sickergalerien führt nur dann zum Erfolg, wenn das Rohwasser soweit aufbereitet wird, dass es beinahe völlig frei ist von Feststoffen und die Konzentration der in gelöster Form darin enthaltenen organischen Substanzen so gering ist, dass sie nicht zum Keimwachstum führen kann. Mit Vorteil werden Sickergalerien mit geringem Ueberdruck gefahren (14).

### 1.35 Vertikale Sickerbrunnen sowie vertikale und horizontale Schluckbrunnen

Vertikale Sickerbrunnen stehen vor allem dort zur Diskussion, wo grosse Trockentiefen zur Verfügung stehen. Weil ihre "Rückspülung" Schwierigkeiten bereitet, werden sie hauptsächlich zur Versickerung von Niederschlagswasser verwendet.

Die Verwendung von vertikalen und horizontalen Schluckbrunnen steht als Alternative zu den offenen Anreicherungsbecken neuerdings wiederum zur Diskussion, weil die Beschaffung der für die Becken benötigten Flächen vermehrt Schwierigkeiten bereitet und aus Gründen des Landschaftsschutzes Lösungen bevorzugt werden, die wenig oberirdische Gebäude aufweisen. Allerdings stehen die Becken somit in Konkurrenz mit den für die Schluckbrunnen erforderlichen Aufbereitungswerken. Darüber hinaus lassen sich offene Anreicherungsanlagen durchaus harmonisch in die Landschaft einbetten, wie dies Tessendorff (16) mit dem Beispiel von "Teufelsbruch" und Wasserwerk Spandau demonstriert hat.

In technischer Hinsicht sind Schluckbrunnen vor allem dort angezeigt, wo der Grundwasserleiter erst unter einer mächtigen schlecht durchlässigen Formation ansteht, oder wenn das zu versickernde Wasser mit Ueberdruck in klüftige Festgesteine verpresst werden soll, wie dies in den USA oft der Fall ist.

Nach Huisman (17) bzw. Huisman und Olsthoorn (18) soll bei Schluckbrunnen die kritische Injektionsgeschwindigkeit  $v_{Fj}$  auf  $(0.005 \dots 0.05) \cdot \sqrt{k}$  beschränkt werden. Nimmt man das Mittel, d.h.  $0.0275 \cdot \sqrt{k}$  und vergleicht man diesen Wert mit der um den Sicherheitsfaktor von 2 reduzierten Sichardt-Geschwindigkeit d.h. mit  $v_{S/2} = \sqrt{k}/30 = 0.033 \cdot \sqrt{k}$ , so stellt man fest, dass die zulässige Einspülgeschwindigkeit eher kleiner ist als die reduzierte Sichardt-Geschwindigkeit.

Die besondere Problematik der Schluckbrunnen besteht darin, dass die Einspeisung konzentriert auf die relativ kleine Fläche der Filterschlitz erfolgt. Trotz geringer Konzentration an biologisch verwertbaren Inhaltsstoffen im Infiltrat kann die Nährstoff-Fracht beträchtlichen Umfang annehmen. Deshalb kommt es häufig zu Bakterienwucherungen, welche im Laufe der Zeit einen beträchtlichen Filterwiderstand verursachen können. In den USA wird das Infiltrat deshalb oft gechlort, was allerdings zur unerwünschten Bildung von Trihalogenmethanen führen kann. Darüber hinaus wird die Infiltrationsleistung dadurch erhöht, dass das Infiltrat vor allem in klüftiges Festgestein mit einem Ueberdruck von einigen bar injiziert wird. Wie die Erfahrungen mit der Untergrundspeicherung von Trinkwasser in Winterthur gezeigt haben (vgl. auch Abschnitt 1.7), kommt es trotz jahrzehntelangem intermittierendem Betrieb nicht zur Filterverstopfung, wenn der DOC im Infiltrat bei  $0.5 \dots 1.0$  mg  $O_2/l$  liegt.

Hinweise auf die Rehabilitierung von Schluckbrunnen, deren Leistung infolge Ablagerungen usw. reduziert ist, sind insbesondere bei Olsthoorn (19), (20) zu finden. Inwieweit auf den Einbau von Rückspülrohren in die Stützschiebt verzichtet werden kann, seit effiziente Reinigungsverfahren zur Verfügung stehen, wie Kolbeneinsatz, Druckluftspülung usw. werden die Erfahrungen der nächsten Jahre zeigen. Zur Vermeidung von Luft einschläüssen und zu grosser Turbulenz ist die Einspeisung über ein Tauchrohr vorzunehmen, das bis in den Schlamm sack reicht und erst einige Meter unter-

halb des tiefsten Ruhewasserspiegels geschlitzt ist. Ueber die Hydraulik von Horizontalfilterbrunnen zur künstlichen Anreicherung hat insbesondere Nemecek (21) berichtet.

### 1.36 Sickerschlitzen

In den frühen achtziger Jahren entwickelten Wolters (23) und Hantke (22), (24), (25) den sog. Sickerschlitzen, wie dieser mit Bild 3 veranschaulicht wird. Auch er hat eine weitgehende Aufbereitung des Rohwassers zur Voraussetzung. Die bisherigen Erfahrungen haben gezeigt, dass seine Anwendung und Ausbildung noch besser entsprechend den örtlichen hydrogeologischen Verhältnissen optimiert werden müssen. Insbesondere muss verhindert werden, dass im ungesättigten Bereich anaerobe Verhältnisse auftreten (26). Darüber hinaus ist es vorteilhaft, wenn bei nicht allzu grossem Flurabstand der Sickerschlitzen in den wassergesättigten Bereich hineinragt. Nach Massgabe

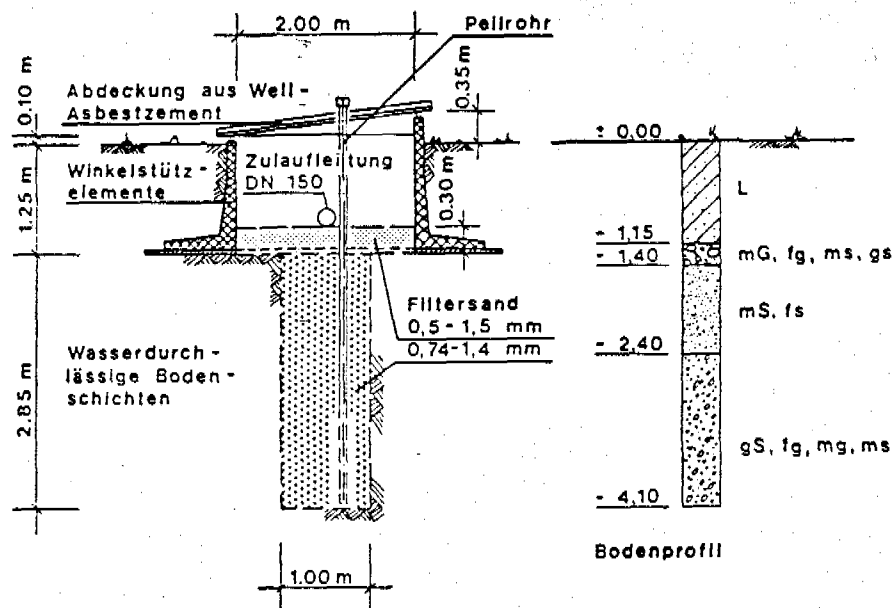


Bild 3, Sickerschlitzen nach Hantke und Rutten (26) am Wasserwerk Rasseln der Stadtwerke Mönchengladbach

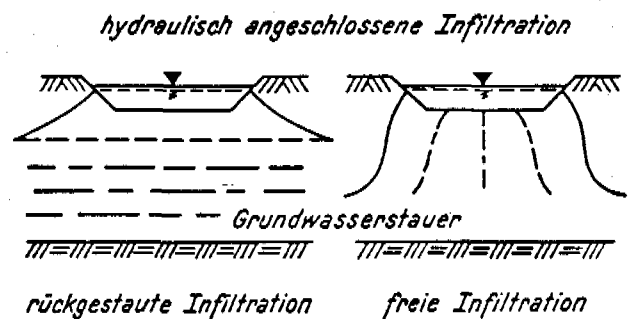
der Voraufbereitungsintensität kann der Korndurchmesser der Stüttschicht im Sickerschlitzen auch erhöht werden. Der besondere Vorteil des Sickerschlitzen besteht darin, dass durch die Art der Anströmung beim blättereigartigen Aufbau des Schotters die besser durchlässigen Schichten voll beaufschlagt werden und sich die Infiltrationsfront im Untergrund bei Linsen aus "Rollkies" bis in die Bereiche des Auskeilens verschieben kann. Damit wird die Beaufschlagung pro Flächeneinheit wesentlich reduziert. Der spezifische Nährstoffeintrag ist demnach gegenüber den Verhältnissen, wie sie beim Schluckbrunnen vorliegen, beim Sickerschlitzen wesentlich geringer. Damit ist auch die Gefahr der Verstopfung infolge von Bakterienbewuchs kleiner als beim Schluckbrunnen.

Nach Hantke (25) sollen mit dem Sickerschlitzgraben Anreicherungsraten von  $12 \dots 20 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$  erreicht werden.

### 1.4 Konstruktive und betriebliche Hinweise für offene Anreicherungsbecken

Bei der Anreicherung über Becken und Gräben sind nach Schmassmann (27) und Dracos (28) grundsätzlich die Strömungsformen gemäss Bild 4 zu unterscheiden, nämlich:

- die hydraulisch angeschlossene Infiltration mit den Subgruppen: rückgestaute Infiltration und freie Infiltration,
- die hydraulisch abgelöste, perkolative Infiltration.



Bei der hydraulisch angeschlossenen Infiltration kommt es bei hochliegendem natürlichen Grundwasserspiegel bald zur rückgestauten Infiltration. Bei tiefliegendem Ruhespiegel, hinreichender Vorflut und halbwegs homogenem Grundwasserleiter stellt sich ohne Filterhaut anfänglich eine freie Infiltration ein, die in der Regel mit fortschreitendem Aufbau der Filterhaut in eine perkolative Infiltration übergeht. Die perkolative Infiltration

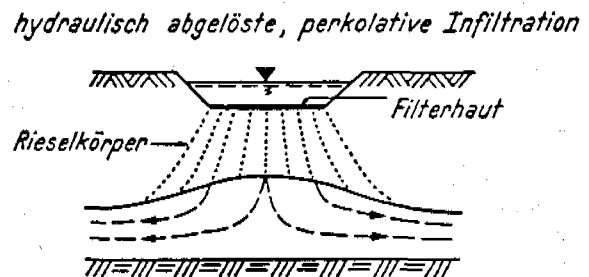


Bild 4, Strömungsformen bei der Anreicherung mittels Becken

wird bei solchen Becken gefördert wenn eine Verteilschicht gemäss Bild 5 oder eine Atmungsschicht nach Bettaque (29) bzw. Möhle (12) eingebaut wird. Eine Ausgleichsschicht nach Bild 5 ist bei den Schottern der Schweiz unerlässlich, da diese in der Regel eine Wechsellagerung aufweisen, die vom gut durchlässigen Kies bis zum Feinsand reicht, wobei letzterer meist von einer kaum sichtbaren Silthaut abgedeckt ist. Darüber hinaus ist der Deltalagerung Rechnung zu tragen, indem seitlich mittels Schlitzten, welche mit Geröll aufgefüllt werden, die gut durchlässigen Schichten für den Abfluss geöffnet werden. Bei der Bauausführung ist besonders darauf zu achten, dass die Silthaut, die sich bei Regenwetter auf der Aushubsohle bildet, ausgeräumt wird. Die Verteilschicht darf deshalb nur bei trockenem Wetter eingebracht werden.

Aus dem Anreicherungsbetrieb ist bekannt, dass die Anreicherungsleistung beim Einfahren der Becken zuerst gering ist, weil die Luft aus den Poren des Filtersandes ausgetrieben werden muss. In

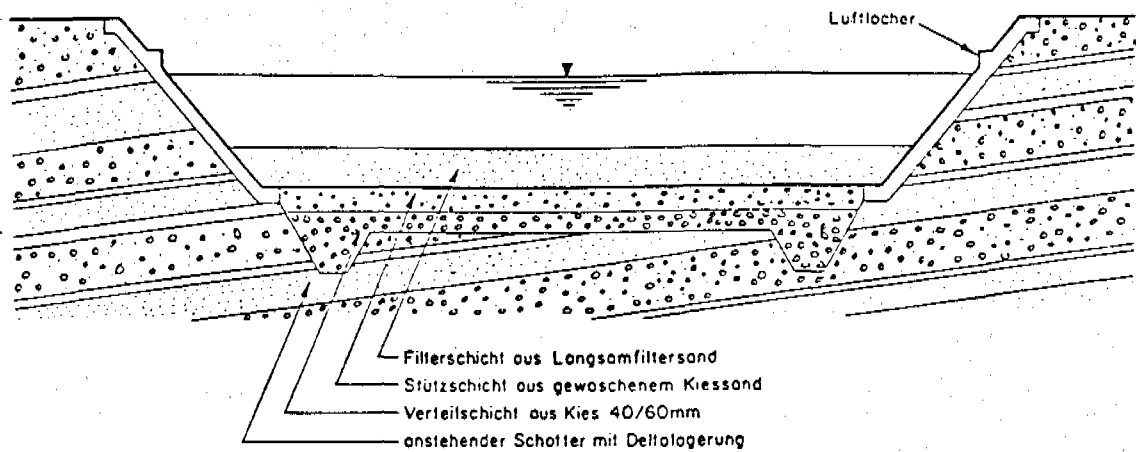


Bild 5, Schematischer Aufbau eines Anreicherungsbeckens mit Verteilschicht

dieser Phase hat es sich als zweckmässig erwiesen, die Becken mit geringem Ueberstau zu betreiben. Nachher kann der Ueberstau erhöht werden. Wie Möhle (12) zeigen konnte, steigt die Leistung mit wachsendem Ueberstau näherungsweise linear an. Wenn die Becken überstaut gefahren werden sollen, ist diesem Umstand durch eine entsprechende Disposition der Becken Rechnung zu tragen. Der verhältnismässig grosse Ueberstau dürfte unter anderem auch der Grund für die hohe Anreicherungsleistung sein, die mit den Teichen der Hardwasser AG erreicht wurde, die nach Casati (30) bei einem Ueberstau von 3.0 bis zu 12 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-d, im Mittel etwa 8 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-d, betrug.

Damit die Einfahrphase vermieden werden kann, ist man auch bestrebt, die Becken unter Ueberstau abzuschlammen und bei trübungsbedingter Unterbrechung der Speisung - wenn möglich - mit Trinkwasser zu fluten. Aus dem Betrieb von Langsam- und Schnellfiltern ist bekannt, dass diese grundsätzlich rückgestaut gefahren werden und dass Unterdruck im Filter vermieden wird, um Leistungsminderungen infolge Ausgasung auszuschliessen. Inwieweit diese Gesichtspunkte bei Anlage und Betrieb von Anreicherungsbecken berücksichtigt werden können, ist durch weitere Untersuchungen abzuklären.

Darüber hinaus ist bekannt, dass die k-Werte im ungesättigten Bereich bald eine Zehnerpotenz tiefer liegen als im gesättigten Bereich.

Vor allem ist die geringe Durchlässigkeit der sich im Laufe der Zeit einstellenden Filterhaut zu beachten. Wenn auch durch zahlreiche Untersuchungen belegt ist, dass offene Anreicherungsbecken als Langsamsandfilter zu betrachten sind und damit allerdings in beschränktem Masse als Raumfilter wirken, wie u.a. Schmidt (31) zeigen konnte, ist doch nicht zu übersehen, dass die biologische Aktivität zur Hauptsache auf die obersten 5-10 cm des Filters beschränkt ist. Nach eigenen Untersuchungen kann die Durchlässigkeit der Filterhaut nach einigen Betriebstagen zu  $\sim 5 \cdot 10^{-7}$  m/s angenommen werden. Sie ist demnach um etwa vier Zehnerpotenzen geringer als die Durchlässigkeit des Filtersandes und um etwa zwei Zehnerpotenzen geringer als die Durchlässigkeit des anstehenden Schotters in vertikaler Richtung, sofern diese gesättigt sind. Die Filterhaut bestimmt mit ihrer geringen Durchlässigkeit somit, dass im Filtersand und insbesondere unterhalb der Verteilschicht eine perkolative Infiltration vorherrscht.

## 1.5 Wirkungsweise und Problematik offener Anreicherungsbecken

Bekanntlich ist die Wirkungsweise offener Anreicherungsbecken mit derjenigen von Langsandsandfiltern zu vergleichen. Während indessen Langsandsandfilter in der Schweiz und z.T. auch in Deutschland in Gebäuden abgedunkelt gefahren werden, sind offene Anreicherungsbecken meist dem Licht ausgesetzt und damit der Photosynthese unterworfen. Mit zunehmender Eutrophierung des Rohwassers insbesondere mit der steigenden Phosphatkonzentration wurde das vermehrte Algenwachstum zum Problem. Ueber die Möglichkeiten zur Vermeidung von übermäßigem Algenwachstum orientiert das DVGW-Merkblatt W 132 von 1980 (32). Aus Platzgründen müssen wir an dieser Stelle auf die Darstellung der komplexen Materie verzichten und uns mit dem Hinweis auf das DVGW-Merkblatt begnügen.

Am erfolgversprechendsten will uns die von den Dortmunder Stadtwerken (33) angewandte Methode des intermittierenden Betriebes bzw. der nicht rückgestauten Fahrweise scheinen. Trotz der intermittierenden Fahrweise ist die Anreicherungsrate mit  $2.4 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$  relativ hoch.

Die Eliminationswirkung der als Langsandsandfilter wirkenden offenen Anreicherungsbecken insbesondere der voll biologisch wirksamen Filterhaut ist erstaunlich. Ihre Wirkung ist sehr komplex. Interessant ist die Tatsache, dass auch die Wasserversorgung von Paris zur Langsandsandfiltration zurückfindet. Ihre Wirkungsweise wird 1992 von Barbier et al. (34) wie folgt umschrieben:

- Siebeffekt, der die "Schmutzdecke" bildet als Ablagerung von Silt, organischem Material, wie Algen, Makro- und Mikroorganismen, usw.

Die "Schmutzdecke" spielt beim Reinigungseffekt eine entscheidende Rolle

- Chemische Effekte ausgelöst durch Polysaccharide, welche die Mikroorganismen ausscheiden, wodurch die Kolloide entstabilisiert werden.

- Biologische Effekte wie:

- Oxidation von Eisen, Mangan, Ammonium, Cyaniden und organischen Substanzen
- Assimilation - Biodegradation
- Adsorption an die Biomasse

Diese Umschreibung entspricht weitgehend derjenigen, die in der Schule um K.-H. Schmidt seit Jahren vertreten wird (31), (33), (35), (36) und (37). Darüber hinaus ist auf (38), (39) und (40) hinzuweisen. Darnach erleben die Langsandsandfilter auch in den USA ein Comeback. Seit die Behörden eine sichere Elimination der Zystenform der Giardia Lamblia verlangen, hat man erkannt, dass besonders für kleinere Wasserwerke die Langsandsandfilter einen optimalen Verfahrensschritt zur sicheren Elimination der Giardia Lamblia-Zyste bieten.

Nach Schmidt (41) liegt die Sickerrate offener Anreicherungsbecken in der BRD gemäss Bild 6 zwischen  $0.2$  und  $2.2 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ .



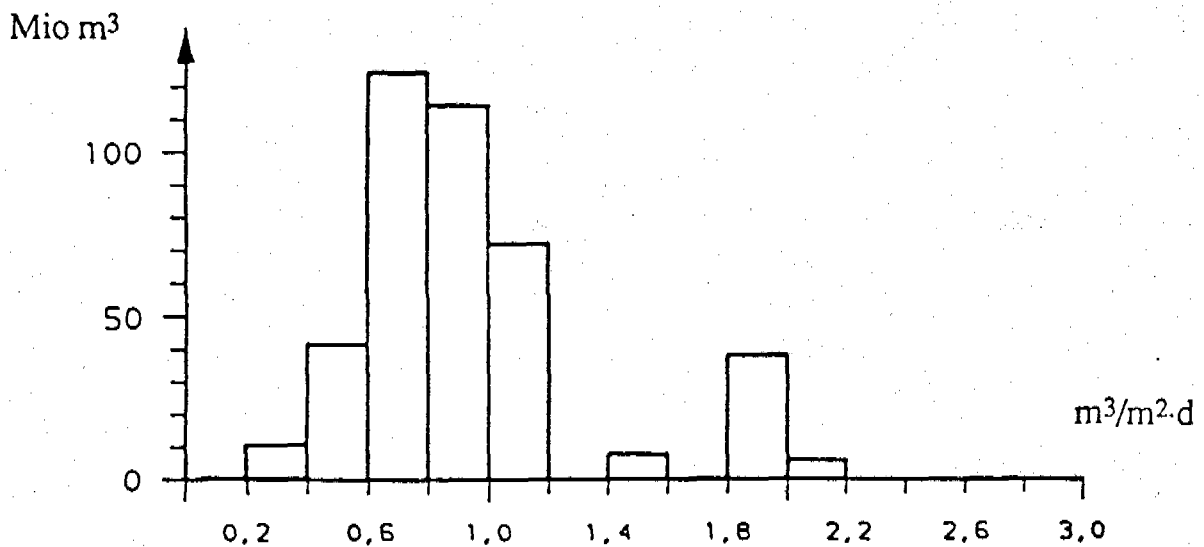


Bild 6, Mittlere Versickerungsraten nach Schmidt (41) in der BRD

Der Medianwert liegt bei  $0,8 \dots 1,0 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ . Demgegenüber haben Menschel und Genehr (42) über Erfahrungen auf der Grundwasseranreicherungsanlage Hosterwitz berichtet, wo je nach Reinigungsintervall Versickerungsraten bis zu  $14 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$  erreicht wurden. Allerdings fallen auch diese rasch auf  $4 \dots 5 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$  ab, wenn das Reinigungsintervall auf 8 Tage erhöht wird. Wie Schmidt (43) in seiner Stellungnahme mit Recht hinweist, wird dabei auf die biologische Reinigungswirkung der Filterhaut, die sich üblicherweise auf Langsandsandfiltern ausbildet, verzichtet. Nachdem Aeppli (44) zeigen konnte, dass bei so hohen Filtergeschwindigkeiten kleinste Invertebraten von den Langsandsandfiltern nicht mehr zurückgehalten werden, sind so hohe Anreicherungsraten in der Regel wohl kaum angebracht.

Als Neuerung in der Technologie offener Anreicherungsbecken sind die Zürcher Versuche zu erwähnen. Dort wird der Filtersand mit einer 10 cm starken Schicht von 3/6 mm - Splitt belegt, worauf ein Bauvlies zu liegen kommt. Dadurch soll die Laufzeit beträchtlich verlängert werden (45). Allerdings darf nicht übersehen werden, dass dabei Uferfiltrat von der Limmat bzw. intensiv aufbereitetes Wasser aus der Limmat zur Versickerung gelangt. Ansonsten könnten Anreicherungsraten von  $6 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$  mit Leistungsspitzen von  $8 \dots 12 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$  nicht erreicht werden.

## 1.6 Abschlämmung von offenen Anreicherungsbecken

Die Abschlämmung von offenen Anreicherungsbecken erfolgte in Anlehnung an die Abschlämmung von Langsandsandfiltern lange Zeit von Hand. Dabei werden die obersten 3-5 cm mit flachen Schaufeln abgeschuppt und der Schlammsand mittels Bändern in eine Mulde gefördert. Diese Methode ist auch heute noch für kleinere Becken am wirtschaftlichsten. Anschliessend ist es vielfach üblich, die Oberfläche mit Rechen oder Eggen aufzulockern.

Mit steigenden Arbeitslöhnen ist man bei grösseren Becken immer mehr zur mechanischen Abschlämzung übergegangen. Dafür hat sich nach Schmidt (5) in der BRD seit den siebziger Jahren bei fast allen grossen Anlagen das in Bild 7 dargestellte Doppstadt-Gerät durchgesetzt.

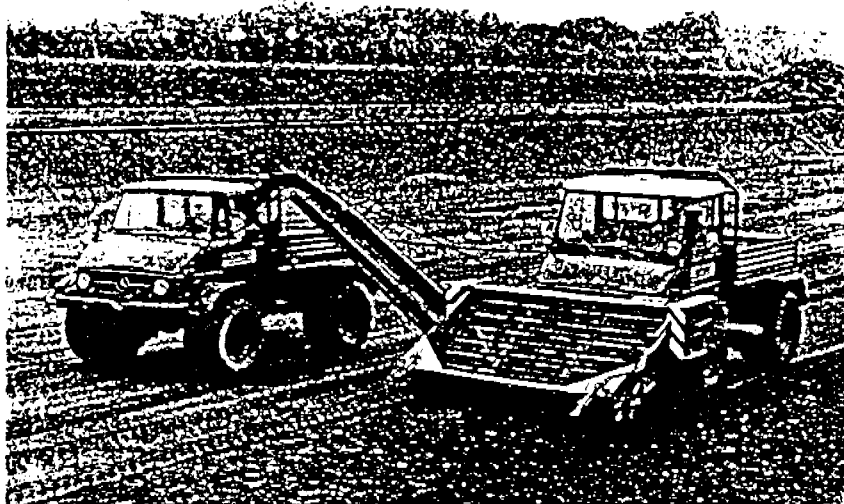


Bild 7, Unimoc und Doppstadt-Abschuppperät mit Förderband für das Räumgut

Damit die Beckenräumung auch bei gefluteten Becken durchgeführt werden kann, wurden verschiedene Geräte entwickelt, die mit Spüllanzen und Absaugvorrichtungen arbeiten. Einzelheiten dazu sind bei Huisman (46) zu finden. In Bild 8 ist das Prinzip des Absauggerätes dargestellt, welches in Winterthur seit den siebziger Jahren mit Erfolg verwendet wird. Es ist auch dazu geeignet, um Algenteppiche abzusaugen. Um eine gleichmässige Saugwirkung zu erreichen, sind eine auf Schienen geführte Räumbrücke und eine sorgfältige Aufteilung der Saugdüsen erforderlich.

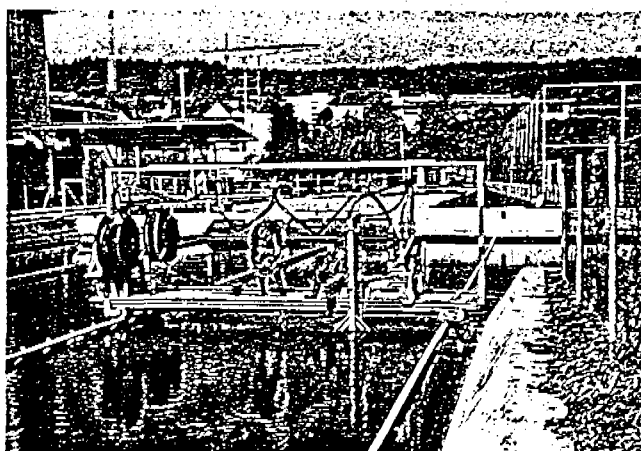


Bild 8, Absauggerät der städtischen Werke Winterthur

Auf die Behandlung der Rehabilitierung von Schluckbrunnen muss an dieser Stelle aus Platzgründen verzichtet und diesbezüglich auf die Literatur (19), (20), (47) und (48) verwiesen werden.

## 1.7 Die Untergrundspeicherung von Trinkwasser als Sonderfall der künstlichen Anreicherung

Die Untergrundspeicherung von Trinkwasser ist als Sonderfall der künstlichen Grundwasseranreicherung zu betrachten. Bei günstigen hydrogeologischen Gegebenheiten stellt sie jedoch eine Massnahme dar, die ohne grosse Kosten vorzüglich dazu geeignet ist, einen Ausgleich zwischen Wasserdargebot und Wasserbedarf zu bewerkstelligen; darauf hat Koehne (49) bereits 1941 hingewiesen. Der Gedanke wurde von Denner (50) wieder aufgegriffen. Seither sind weitere Arbeiten über die Untergrundspeicherung veröffentlicht worden, von denen nur diejenigen von Flemming (51), Marotz (52) und Schmidt (53) erwähnt werden sollen. Besonders wenn bei guter Wasserführung Grundwasser aus einem anderen Einzugsgebiet in ein Grundwasservorkommen übergeleitet werden kann, stellt die Untergrundspeicherung von Trinkwasser ein Mittel zur Optimierung der Wassernutzung dar. Darüber hinaus kann bei entsprechenden Verhältnissen damit ein Qualitätsausgleich bewerkstelligt werden. Dies kann u. a. zur Abminderung der Nitratkonzentration von Bedeutung sein.

Ein mit Erfolg betriebenes Beispiel bildet die Untergrundspeicherung von Trinkwasser im Winterthurer Becken des Eulachgrundwasserstromes. Damit ist es gelungen, den fallenden Trend des Grundwasserspiegels, wie er mit Bild 9 verdeutlicht wird, aufzuhalten.

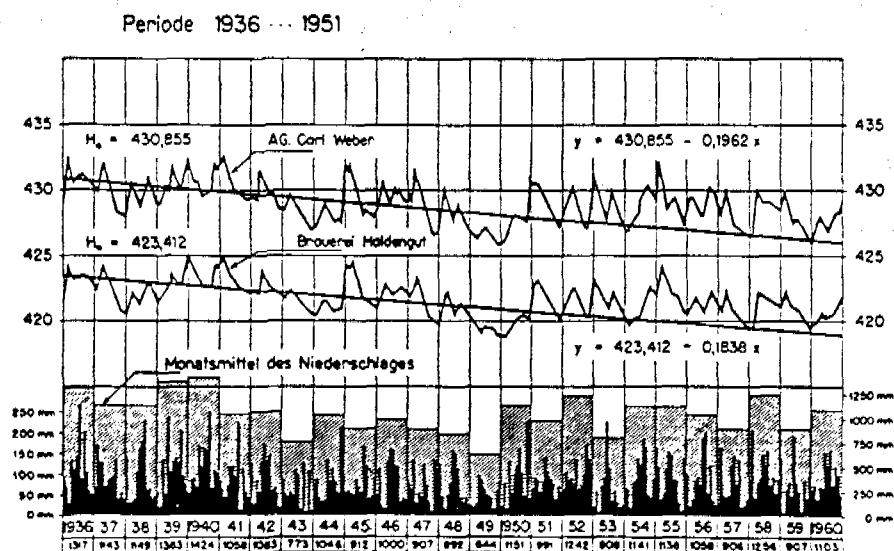


Bild 9, Fallender Trend des Grundwasserspiegels im Winterthurer Becken des Eulachgrundwasserstromes in der Periode 1936 ... 1951 mit Eintrag der Monats- und Jahresniederschläge

Die Absenkung des Grundwasserspiegels um rund 5 m war die Folge von Bachverbauungen, der fortschreitenden Versiegelung des Nährgebietes durch die Ausdehnung des Siedlungsgebietes sowie der Uebernutzung des Grundwassers durch industrieeigene Brunnen. Ueber einen Schluckbrunnen werden in Schwachlastzeiten, d. h. über das Wochenende oder an Feiertagen bis zu 11'000 m<sup>3</sup>/d

Trinkwasser eingespeist, das der Eulachgrundwasserverband von den Stadtwerken zum Selbstkostenpreis bezieht.

Aus Bild 10 ist ersichtlich, dass der Grundwasserspiegel bei Bedarf um mindestens 5 m angehoben werden kann und seit den siebziger Jahren durch gezielte Untergrundspeicherung in einem 2-m-Band konstant gehalten wird. Gemäss dem langfristigen Konzept ist vorgesehen, die Untergrundspeicherung noch bedeutend zu intensivieren, um eine optimale Wasserführung der Oberflächengewässer bei Trockenheit zu gewährleisten.

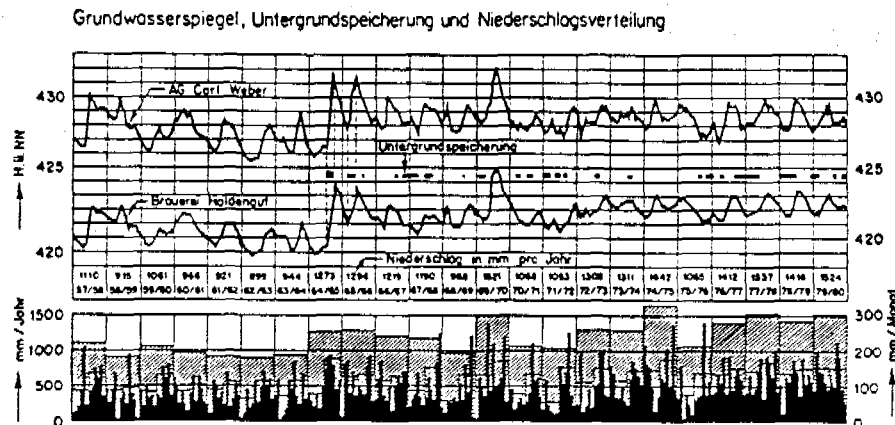


Bild 10, Erfolg der Untergrundspeicherung von Trinkwasser im Winterthurer Becken des Eulachgrundwasserstromes

## 1.8 Behelfsmässige Anlagen

Immer wieder treten vor allem bei kleineren Wasserwerken aussergewöhnliche Betriebsverhältnisse auf. Neben dem Fremdwasserbezug während Schwachlastzeiten und dessen Untergrundspeicherung über die Entnahmebrunnen sollte vermehrt von der behelfsmässigen Anreicherung Gebrauch gemacht werden. Dazu sind vorsorglich die Bezugsmöglichkeiten zu erkunden und die Eignung von Oberflächengewässern in gutemässiger Hinsicht abzuklären. Als Behelfsmassnahmen bieten sich vornehmlich das Wiesenwässern und die alternierende Verregnung an. Bei fehlender Deckschicht kommen auch Baggerschlitze in Frage, die zweckmässigerweise mit Geröll eingedeckt werden, damit die Einströmung in die erschlossenen, gut durchlässigen Horizonte möglichst lange erhalten bleibt. Aus Sicherheitsgründen empfiehlt sich die vorsorgliche Installation von Desinfektionsanlagen.

Beim immer häufiger werdenden Konzeptwechsel in den Wasserwerken infolge Aenderung von Zonenzuordnungen usw. werden oft gewisse Reservoire überflüssig oder umgenutzt und damit weniger stark durchflutet. Werden einzelne Reservoirkammern mit Feinsand belegt, lassen sich

diese Kammern als Langsamsandfilter verwenden und gewährleisten damit eine Elimination von pathogenen Keimen. Werden sie mit Feinkies belegt, können sie dazu verwendet werden, Quellwasser, das bei Starkregen usw. Trübstoffe führt, zu klären. Beispiele dazu sind bei (7) zu finden.

## **2. Die Entwicklung von Kiesvorfiltern**

### **2.1 Wirkungsweise und Einsatzschwerpunkte**

Horizontaldurchflossene Kiesvorfilter (HRF, Horizontal-flow Roughing Filter) sind mit Kies unterschiedlicher Körnung gefüllte Kästen, die vom Rohwasser horizontal durchflossen werden. Damit diese Betriebsbedingung erfüllt bzw. die Kiesschüttung voll beaufschlagt wird, sind besondere Einlauf- und Auslaufbauwerke erforderlich.

HRF haben sich zur Vorreinigung von Flusswasser, das mit Trübstoff beladen ist, vor der künstlichen Anreicherung des Grundwassers mittels offener Anreicherungsbecken bestens bewährt, was an Hand zahlreicher Beispiele belegt werden kann. Neuerdings steht der Einsatz von HRF vor offenen Langsamsandfiltern (LSF) in Entwicklungsländern zur Diskussion, weil in manchen Fällen die LSF bei der hohen Schwebstoffbelastung des Flusswassers derart schnell mit einer praktisch undurchlässigen Silthaut belegt werden, dass sie nicht ordnungsgemäss betrieben werden können.

Prozessmässig sind HRF vorwiegend als horizontal durchflossene vielschichtige Sedimentationsbecken zu betrachten. Besonders wenn sie durch geschickte Betriebsführung im Tagestakt für kurze Zeit trockenfallen und der Kies bzw. der biologische Rasen, der sich auf dem Kies bildet, belüftet wird, weisen HRF auch eine beachtliche biologische Abbauleistung auf. Dies gilt vor allem für Gegenden mit hohen Wassertemperaturen. Am Beispiel der HRF des Wasserwerkes Winterthur konnte gezeigt werden, dass HRF bis zu einer Temperatur von 4°C eine praktisch hundertprozentige Elimination des Ammoniums bewirken.

Darüber hinaus kommt der Adsorptionswirkung der mit einer Silthaut belegten Kieskörner eine nicht zu unterschätzende Bedeutung zu.

Auf die in Kiesfiltern ablaufenden Filtermechanismen wird Dr. M. Boller im nachfolgenden Referat im Detail eingehen.

Das besondere Merkmal der HRF ist die Tatsache, dass sie bei geeigneter Bemessung in der Lage sind, ohne Einsatz von Flockungsmitteln ein praktisch trübstofffreies Wasser zu liefern, was bei der üblichen Aufbereitungstechnologie nicht der Fall ist, die bekanntlich die Verfahrensschritte Flockung - Sedimentation - Schnellfiltration aufweist.

## 2.2 Geschichtlicher Ueberblick

HRF sind keine neue Erfindung. Bereits auf den Burgen des Mittelalters sind Kiesfilter vor Wasserzystemen anzutreffen. Dies wird auch mit den Dias bestätigt, die ich Martin Wegelins Bruder Leonhard zur Burg Hohentrins bei Tamins verdanke. Von ähnlichen Einrichtungen berichtet auch Probst (54). Würde man die historische Betrachtung weiter zurück verfolgen, wären sicher auch bei den Römern und ihren technisch begabten Vorgängern Einrichtungen auszumachen, die als Kiesfilter zu bezeichnen wären. Von besonderem Interesse ist der Hinweis auf (55). Damit gelingt der Nachweis, dass John Gibb erstmals 1804 für die Aufbereitungsanlage von Paisly in Schottland horizontal-durchflossene HRF verwendete. Sie arbeiteten in der Verfahrenssequenz Sedimentation - Kiesfilter - Sandfilter und erlaubten eine Wassergewinnung von rund 30 m<sup>3</sup>/d. Sie wurden mit einer Sickerrate bezüglich der Innenfläche des Sandfilters von etwa 1 m/d betrieben. In der Folge erlangten die HRF im neunzehnten Jahrhundert eine grosse Verbreitung insbesondere in Schottland. Dann wurden sie vor allem wegen des relativ grossen Platzbedarfes immer mehr durch die Schnellsandfilter verdrängt, bis sie Frank (56) 1965 für die Anreicherungsanlagen der Dortmunder Stadtwerke wieder neu entdeckte. In der Zwischenzeit war die Eutrophierung der Ruhr dermassen weit fortgeschritten, dass die Anreicherungsbecken nicht mehr ohne Vorreinigung betrieben werden konnten. Während andere Wasserwerke der BRD dazu die Verfahrensschritte Schnellsandfiltration und später Flockung - Sedimentation - ev. Flotation - Schnellsandfiltration wählten, blieben die Dortmunder Stadtwerke bei ihren "biologisch aktiven" Kiesvorfiltern. Bereits Frank (56) erkannte ihre Vorteile insbesondere bei intensiver Zwischenbelüftung folgendermassen:

- Positive Verschiebung des Sauerstoff / Kohlensäureverhältnisses und damit eine Abnahme der Korrosionsneigung in den Stahlleitungen, wodurch auch das Inlösengehen von Eisen und Mangan vermieden wird.
- Mineralisation der im Rohwasser gelösten Wasserinhaltsstoffe
- Erhöhung der Laufzeit der Sickerbecken von 6 ... 8 Wochen auf beinahe ein Jahr
- Erhöhte Sicherheit gegenüber Stossverunreinigungen

Ueber die weiteren Verbesserungen der HRF in Dortmund haben Kuntschik (57) und Schmidt (33) berichtet. Von Kuntschik (57) stammt auch der Gedanke, die HRF mit abgestuftem Korndurchmesser zu belegen.

Aufbauend auf den Erfahrungen von Dortmund gelangten HRF 1971 auch beim Wasserwerk Winterthur und bei der Anreicherungsanlage der Bernischen Kraftwerke AG bei Aarberg an der Aare (58) zum Einsatz.

Bei den HRF, welche 1976 auf der Anreicherungsanlage des Kantons Baselland an der Birs bei Aesch in Betrieb gingen, konnten bereits Verbesserungen berücksichtigt werden, die sich aus den Winterthurer Versuchen aufdrängten. Untersuchungen an den HRF von Aesch sind auch in die

Studie von Trüeb (59) eingeflossen und dienten z. T. beim Bau den HRF von Graz als Konstruktionsgrundlage.

Der gegenwärtige Stand der Technik der HRF, insbesondere zur Vorreinigung von Rohwasser vor der Langsandsandfiltration in Entwicklungsländern, ist bei Wegelin (60) zu finden. Seine Anleitung ist vor allem aus Feld- und Laborversuchen in Thailand und Tansania und aus Labortests an der Versuchsanlage Tüffenwies der EAWAG in Zürich hervorgegangen. Die zugehörigen theoretischen Grundlagen und Versuchsergebnisse sind in (61) publiziert.

Die Aehnlichkeit der konstruktiven Merkmale in (59) und (60) sind unverkennbar. Um wirklich eine horizontale Durchströmung zu erzielen, sind klar definierte Zulauf- und Verteilkanäle sowie Sammel- und Auslaufkanäle erforderlich. Diese gehen bereits auf Studien und Versuche zurück, die Wegelin 1980 in Tanzania (62) durchgeführt hat. Um eine sichere Abscheidung von Suspensionen auch bei Trübungsspitzen zu gewährleisten, ist eine Reynoldszahl

$$Re = \frac{v_F \cdot d_k}{\nu} < 7$$

einzuhalten, was bei Körnungen von z. B. 5, 10 und 15 mm Filtergeschwindigkeiten von rund 0.75 m/h ergibt. Mehr darüber werden die Autoren anlässlich dieses Seminars selbst vortragen.

Interessant mag noch sein, festzustellen, dass bei Prof. Ives in London (63) ähnliche Versuche durchgeführt werden.

Anschrift des Verfassers: Dipl.-Ing. Dr. techn. e. h. E. Trüeb, em. Prof. für Siedlungswasserwirtschaft an der ETH Zürich, Rythenbergstrasse 183, 8400 Winterthur

### 3. Literaturverzeichnis

- (1) SIA-Dokumentation 34, Grundwasseranreicherung, Bericht der SIA-Kommission für Wasserwirtschaft und Wassertechnik, Zürich, 1980.
- (2) Frank W. H., Zur Geschichte der künstlichen Grundwasseranreicherung, in Nr. 9 der Veröffentlichungen der Hydrologischen Forschungsabteilung der Dortmunder Stadtwerke AG, 1966.
- (3) Richert J. G., Les Eaux Souterraines Artificielles, Stockholm 1900.
- (4) Bundesminister des Innern, Künstliche Grundwasseranreicherung, Stand der Technik und des Wissens in der BRD, Erich Schmidt Verlag, Berlin 1985.
- (5) DVGW-Schriftenreihe Wasser Nr. 45, 1985, Kolloquium: Grundwasseranreicherung in Forschung und Praxis, 19. / 20. 06. 1984, veranstaltet vom BMI-Fachausschuss "Wasserversorgung und Uferfiltrat".
- (6) Schmidt W.-D., Schriftliche Mitteilung.
- (7) Wiget M., Musterzeichnungen für die Umnutzung von Reservoirkammern als Langsamsandfilter und als HRF, Gemeindewerke Wallisellen, 1992
- (8) Bize J. et al., L'alimentation artificielle des nappes souterraines, Masson, Paris, 1972.
- (9) Lesavre J. et Cherier G., Infiltration - percolation par bassins d'infiltration des eaux résiduaires urbaines, état de l'art, Agence de l'eau SEINE - NORMANDIE, Colombes (France), 1991.
- (10) Suter M., Artificial groundwater recharge at Preoria, Illinois, Transactions of the Illinois State Academy of Science, Vol 52, No 3 und 4, 1959.
- (11) Bouwer H., Theoretical aspects of seepage from open channels, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1965.
- (12) Möhle K. A., Die Versickerung von Oberflächenwasser mittels offener Anreicherungsbecken, Heft 26 der Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, 1967.
- (13) Scheelhaase F., Zur Frage der Wassergewinnung durch natürliche Filtration, Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1911.
- (14) Rissland W., Die Mainwasseraufbereitung und Grundwasseranreicherung der Stadtwerke Frankfurt a. M., Wasser und Boden, Hamburg 1981.
- (15) Département des Travaux Public de Genève, Vessy, Réaliment de la nappe souterraine, Plan 1066.1834, Coup Type Drain, 17. 07. 1978.
- (16) Tessoroff H., Water Catchment Installations, Harmonized with Ecological Aspects - an Example in Berlin, Aqua No 3, 1988.
- (17) Huisman L., Groundwater Recovery, Mac Millan, 1972.
- (18) Huisman L. and Olsthoorn T., Artificial Groundwater Recharge, Pitman, London 1983.
- (19) Olsthoorn T. N., Verstopping persputten, KIWA-communications 71, Rijswijk, 1982.
- (20) Olsthoorn T. N., The clogging of recharge wells, KIWA-communications 72, 1982.
- (21) Nemecek E. P., Horizontal filter pipes for artificial groundwater recharge, fundamentals and implementation, International Symposium: Artificial Groundwater Recharge, Dortmund 14. / 18. May 1979.



- (22) Hantke H., Vergleichende Bewertung von Anlagen zur Grundwasseranreicherung, Schriftenreihe WAR 6, Diss. TH Darmstadt, 1981.
- (23) Wolters N. and Hantke H., Experiments with infiltration methods in the Hessian Ried area, Bulletin 14, "Artificial Ground Water Recharge", Parey, Hamburg 1984.
- (24) Hantke H., Einige Besonderheiten der künstlichen Grundwasseranreicherung in Australien, GWF, Heft 10, 1984.
- (25) Hantke H., Der Betrieb von Sickerleitungen zur künstlichen Grundwasseranreicherung, GWF, Heft 4, 1984.
- (26) Hantke H. und Rutten P., Bisherige Erfahrungen mit dem Sickerschlitzen, bbr, Heft 4, 1986.
- (27) Schmassmann Hj., Künstliche Grundwasseranreicherung, GWA, Nr. 5, 1972.
- (28) Dracos Th., Grundwasseranreicherung, Arbeitspapier der SIA-Arbeitsgruppe Anreicherung von Grundwasser.
- (29) Bettaque R., Studien zur künstlichen Grundwasseranreicherung, Heft 2 der Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, 1958.
- (30) Casati A., Natürliche und künstliche Grundwassersp eisung, Monatsbulletin des SVGW, Nr. 11 und 12, 1961.
- (31) Schmidt K.-H., Die Abbauleistung der Bakterienflora bei der Langsamsandfiltration und ihre Beeinflussung durch die Rohwasserqualität und andere Umwelteinflüsse, Veröffentlichung der Hydrologischen Forschungsabteilung der Dortmunder Stadtwerke AG, Nr. 5, Dortmund 1963.
- (32) DVGW Merkblatt 132, Algen - Massenentwicklung in Langsamsandfiltern und Anlagen zur künstlichen Grundwasseranreicherung - Möglichkeiten zu ihrer Vermeidung, Eschborn, Dezember 1980.
- (33) Schmidt K.-H., Intermittierender Betrieb von Langsamsandfiltern zur künstlichen Grundwasseranreicherung, Bericht aus der Dortmunder Stadtwerke AG, Nr. 118, 1972
- (34) Barbier J. M. et al., Paris improves its drinking water treatment plants, J. Inst. of Water and Environmental Management, London, March 1992.
- (35) Schmidt K.-H., Möglichkeiten und Grenzen biologischer Verfahren bei der Trinkwasseraufbereitung, DVGW-Broschüre Wassergewinnung - Wassergüte, 1972.
- (36) Schmidt K.-H., Probleme der Wassergewinnung durch Grundwasseranreicherung aus der Sicht der Dortmunder Stadtwerke AG, GWA Nr. 12, Zürich 1975.
- (37) Schmidt K.-H., Die Eliminierung von Schadstoffen bei der Untergrundpassage als Verfahrensschritt zur Wasseraufbereitung, Berichte aus der Dortmunder Stadtwerke AG, Nr. 271, 1984.
- (38) Seelaus T. et al., Design and Operation of a Slow Sand Filter, J. AWWA, Denver, Dez. 1986.
- (39) Mc Nair D. R. et al., Schmutzdecke Characterization of Clinoptilolite-Amended Slow Sand Filtration, J. AWWA, Denver, Dez. 1987.
- (40) O'Melia C. R., Practice, theory and solid-liquid separation, Aqua, No 6, 1991.
- (41) Schmidt W.-D., Erfahrungen mit der Grundwasseranreicherung in der BRD. 17. Essenertagung in Aachen, 1984.
- (42) Menschel C. und Geneher W., Ergebnisse zur Untersuchung der Grundwasseranreicherung über Sandbecken bei Einsatz von Filtersandreinigungsgeräten, GWF, Heft 5, 1991.
- (43) Schmidt W.-D., Stellungnahme zur Veröffentlichung von C. Menschel / W. Geneher "Ergebnisse zur Untersuchung der Grundwasseranreicherung über Sandbecken bei Einsatz von Filtersandreinigungsgeräten", GWF, Heft 9, 1991.

- (44) Aepli J. Appearance of invertebrates in slow sand filters and reservoirs of the Zurich water supply, *Aqua* No 2, 1990.
- (45) Schalekamp M., Langsamfilter bei der Grundwasseranreicherung, Zehnmal längere Laufzeit als bisher, *GWA* Nr. 8, Zürich 1991.
- (46) Huisman L. and Wood W. E., *Slow sand filtration*, WHO, Genf 1974
- (47) Bieske E., Brunnenfilterrohre und Filterkiesschüttung, *Wiener Mitteilungen* Nr. 41, 1981.
- (48) Moser H., Die Alterung und Regenerierung von Vertikalfilterbrunnen, *Wiener Mitteilungen* Nr. 41, 1981.
- (49) Koehne W., Die Wasserspeicherung in unterirdischen Räumen, *Deutsche Wasserwirtschaft*, Heft 9, 1941.
- (50) Denner J., Unterirdische Wasserspeicherung, *GWF*, Heft 2, 1961.
- (51) Flemming H. W., Die unterirdische Wasserspeicherung, R. Oldenbourg, München 1962.
- (52) Marotz G., Möglichkeiten einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund, *Die Wasserwirtschaft*, Heft 5, 1969.
- (53) Schmidt W.-D., Speicherkapazität von Grundwassergewinnungsanlagen, *DVGW-Broschüre*, 1975
- (54) Probst E., Von Besonderheiten in der Wasserversorgung auf Burgen, *Nachrichten der schweiz. Vereinigung zur Erhaltung der Burgen und Ruinen*, Oktober 1937.
- (55) AWWA, *The quest for pure Water, The History of Water Purification from the Earliest Records to the Twentieth Century*, Vol. I and II, Second Edition, 1981.
- (56) Frank W. H., Vorfiltertechnik bei der Wasserversorgung der Stadt Dortmund, *GWF*, Heft 10, 1965.
- (57) Kuntschik O., Schwebestoffe im offenen Gewässer und ihre Entnahme in Kiesfiltern, *Veröffentlichungen des Institutes für Wasserforschung GmbH Dortmund und der Hydrologischen Abteilung der Dortmunder Stadtwerke AG*, Nr. 13, Dortmund 1971.
- (58) Hartmann P., Kraftwerk Aarberg, *Grundwasseranreicherung*, *Schweiz. Bauzeitung*, Heft 2, 1973
- (59) Trüb E., Horizontal durchflossene Kiesvorfilter zur Vorreinigung, *Oesterr. Wasserwirtschaft*, Heft 9/10, 1982
- (60) Wegelin M., *Horizontal-flow roughing filtration (HRF), a Design, Construction and Operation Manual*, Int. Reference Centre for Waste Disposal (IRCWD), Dübendorf, 1986
- (61) Wegelin M., Böller M. and Schertenleib R., *Particle Removal by Horizontal-Flow Roughing Filtration*, *Aqua* No 2, 1987
- (62) Wegelin M., *Slow Sand Filter Research Project*, Research Report CWS 80.2, University of Dar es Salaam, Tanzania, July 1980.
- (63) Rajapakse J. P. and Ives K. J., *Pre-Filtration of very highly turbid Water using Pebble Matrix Filtration*, *J. Inst. of Water and Environmental Management*, London, April 1991.

## Filtrationsmechanismen in Kiesfiltern

Markus Boller, Dr.sc.techn.,Dipl.Ing.ETH

Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung  
und Gewässerschutz (EAWAG), CH-8600 Dübendorf

### ZUSAMMENFASSUNG

Die Filtration über grobkörnige Kiesschüttungen erweist sich bei Einhaltung genügend langsamer Filtergeschwindigkeiten im Bereich von 0.5 - 2 m/h als sehr geeignet, höhere und stark schwankende Feststoffgehalte auf ein Konzentrationsniveau zu bringen, das die nachfolgende problemlose Reinigung über Langsamfilter erlaubt. Theoretische Betrachtungen über den Transport von Partikeln in porösen Medien weisen nach, dass unter den Betriebsbedingungen von Kiesfiltern die Sedimentation den Hauptmechanismus der Partikelabtrennung darstellt. Ein Vergleich horizontal und vertikal durchströmter Poren weist nach, dass aufgrund von Modellbetrachtungen die Horizontalfiltration als effizienter zu betrachten ist. Hohe Eliminationsraten für Partikel im kolloidalen Grössenbereich, der Verzicht auf Flockungsmittel Einsatz und das grosse Feststoffspeicher-vermögen bei geringen Druckverlusten machen den Kiesfilter zu einem einfachen robusten Verfahren, das sich insbesondere für den Einsatz in Drittweltländern eignet.

### ABSTRACT

Filtration through roughing gravity filters at low filtration rates between 0.5 and 2 m/h has shown to be able to produce a water with low particulate concentrations which allow further treatment in slow sand filters without the danger of solids overloads. Theoretical considerations on particulate transport mechanisms in granular media filters revealed that sedimentation is the main transport mechanism for particle separation in gravel type filters. Model calculations of particle transport trajectories in horizontal and vertical flow filters showed that horizontal pores are more efficient particle collectors. High removal rates for particulates down to colloidal size without the need for flocculant chemicals and the large solids storage capacity at low headloss as well as the simple and reliable technology make roughing filters appropriate for applications in third world countries.

### 1. EINLEITUNG

Die Filtration eines feststoffbelasteten Wassers über eine Kiesschüttung ist ein Behandlungsverfahren, das zwar schon lange bekannt, in der Wasserwerkspraxis jedoch selten angewandt wird. Einerseits erlaubt das grobe Filterkorn nicht, erwünschte Feststoffkonzentrationen von Trinkwasserquali-

tät zu erreichen, andererseits bedingt selbst die weniger anspruchsvolle Funktion von Kiesfiltern als Vorbehandlungsstufe, dass diese mit relativ geringen Filtergeschwindigkeiten gefahren werden müssen und einen entsprechend grossen Platzbedarf aufweisen. Oft wurde nicht beachtet, dass bei Kiesfiltern eine enge Beziehung zwischen den Eigenschaften der abzutrennenden Stoffe, der angewandten Filtergeschwindigkeit und der Eliminationswirkung besteht. Vielmehr wurden Kiesfilter mit Geschwindigkeiten ausgelegt, wie sie bei Schnellfiltern möglich sind, jedoch beim grobkörnigen Kies unweigerlich zur Ausschwemmung eines grossen Teils der Feststoffe führen.

Wie später gezeigt wird, sind wesentliche Unterschiede in den Abtrennungsmechanismen zwischen der Filtration über Korngrössen im Bereich von 0.5 - 3 mm, wie sie bei Schnellfiltern üblich sind, und Korngrössen von Kiesfiltern von 5 - 50 mm vorhanden. Auf Erfahrungen basierende Bemessungsregeln von Schnellfiltern können deshalb nicht einfach auf Kiesfilter übertragen werden. Beachtet man hingegen die Eigenheiten der Abtrennungsprozesse in der groben Kornschüttung, so können Kiesfilter für erstaunlich hohe Abtrennungsgrade selbst für kolloidale Partikel ausgelegt werden. Dazu kommen beträchtliche betriebliche Vorteile, indem Kiesfilter ein ausgesprochen hohes Feststoffspeichervermögen bei sehr niedrigen Druckverlusten aufweisen. Dies bedeutet, von einer Regeneration bis zur nächsten, lange Filterlaufzeiten und ein hervorragendes Puffervermögen bei starken Schwankungen der Feststoffkonzentrationen, wie sie namentlich bei Flusswasseraufbereitungen oder Vorbehandlungsanlagen zur Grundwasseranreicherung auftreten.

Diese Vorteile haben schliesslich dazu geführt, die längst bekannte Technik der Kiesfiltration wieder aufleben zu lassen. Insbesondere unter Beachtung der einfachen Betriebsweise und der bei fachgerechter Dimensionierung durchwegs zufriedenstellenden Feststoffabtrennung, wurde der Kiesfiltration im Bereich der Trinkwasseraufbereitung in ländlichen Gebieten von Drittweltländern ein neuer Platz zugewiesen. In erheblichem Masse haben die ermunternden Anstösse von Trüeb [1] und die Labor- und Feldarbeiten sowie die Begleitung zahlreicher Grossprojekte von Wegelin [2,3] dazu beigetragen, dass innerhalb einer Dekade der Kiesfilter in aller Welt als geeignete Vorbehandlungsstufe vor Langsamfiltern eingesetzt wird. Die an zahlreichen Orten verwirklichten Anlagen mit Demonstrationscharakter machen Schule und geben zum Teil zusätzlich Ansporn, die aufgezeigte Verfahrenstechnik auf eigene Initiative weiter zu entwickeln, wie dies beispielsweise in Kolumbien der Fall ist [4].

Die Gründe für die Popularität von Kiesfiltern in Regionen von Drittweltländern sind vielfältig. Zusammenfassend können etwa folgende Aspekte aufgeführt werden:

1. Es kann eine weitgehende Feststoffabtrennung erfolgen, wie sie für nachfolgende Langsamsandfilter erforderlich ist, ohne dass Flockungschemikalien verwendet werden müssen. Sei es aus Mangel an Zulieferungsmöglichkeiten, sei es wegen unsachgemässer

Handhabung der Flockungsinstallationen, bietet der Einsatz von Flockungsmitteln aus Erfahrung in gewissen Gebieten von Drittweltländern erhebliche Schwierigkeiten. Die Voraussetzungen für den zufriedenstellenden Betrieb nachgeschalteter Langsamsandfilter kann somit auf einfache Art erzielt werden.

2. Dank hohem Feststoffaufnahmevermögen erlauben Kiesfilter lange Filterlaufzeiten. Diese können zusätzlich auch für Rohwässer mit periodisch hohen Feststoffbelastungen bis in den Bereich eines Jahres verlängert werden, indem möglichst mächtige Filterschichten eingesetzt werden, was am einfachsten durch horizontale Bauweise erfolgt. Horizontale Kiesfilter haben den Vorteil, dass keine hohen Bauwerke erstellt werden müssen, unter Umständen sogar wasserdichte Gräben ausreichend sind, wie sie beispielsweise in einigen Flüchtlingslagern des Sudan realisiert wurden.
3. Die einfache Konstruktion von Kiesfiltern ermöglicht den Eigenbau auch durch weniger geschultes Personal. Die Filterfüllung kann mit lokalem Material und Aushebung vor Ort erfolgen.
4. Der geringe Druckverlust erfordert keine grossen Energiehöhen und ermöglicht damit den Einsatz von Kiesfiltern auch in flachen Gebieten unter geringem Energieaufwand. Im übrigen kann wegen des geringen Druckabfalls über das Filterbett der Wasserspiegel durchwegs unter dem Filtermedium gehalten werden, so dass kein direkter Zugang zum Wasser offen steht. Zusätzliche Kontaminationsmöglichkeiten durch Mensch, Tier, Insekten und Mikroorganismen und das Wachstum von Algen sind damit weitgehend ausgeschaltet.

Die aufgeführten baulichen und betrieblichen Vorteile von Kiesfiltern sind Grund genug, das Verhalten von Kiesfiltern und deren Abtrennungsmechanismen näher zu erörtern und zu untersuchen. Die Einsichten in die Wirkungsweise bestimmter Verfahrensparameter kann einerseits die Bemessungsgrundlagen für derartige Anlagen verbessern und andererseits unter Beachtung neuer Erkenntnisse auch zu Weiter- und Neuentwicklungen dieser Verfahrenstechnik Anlass geben.

## **2. PROZESSBESTIMMENDE PARAMETER DER FILTRATION**

Grundsätzlich bestimmen drei Elemente in welcher Weise und wie effizient partikuläre Stoffe in einem porösen Medium abgetrennt werden. Dies sind

- (1) die charakteristischen Eigenschaften der Partikel selbst,

- (2) die sie umgebende Flüssigkeit respektive die Matrix der darin enthaltenen gelösten Stoffe sowie
- (3) der Partikelkollektor und dessen umgebende Strömung, unter der die Feststoffe in Kontakt mit der Oberfläche gebracht werden.

Bei der Auslegung von Kiesfiltern und allgemein von Filtern zur Wasserbehandlung wurde traditionsgemäss schwergewichtig das Augenmerk auf die verfahrenstechnischen Grössen des Filters wie Korngrösse, Schichthöhe, Schichtaufbau, Filtergeschwindigkeit, nutzbare Druckhöhe, etc. gerichtet, während die Charakteristiken der Partikelsuspension mangels entsprechender Analysen lediglich mit Pauschalparametern wie beispielsweise die Konzentration der Feststoffe als Trockengewicht oder als Trübung und eventuell noch deren dynamisches Verhalten beschrieben wurde. Immer mehr zeigt sich, dass es lohnenswert ist, auch über weitere Partikeleigenschaften, die unter anderem vom chemischen Milieu beeinflusst werden, detailliertere Informationen zu gewinnen. Als erstes sollen deshalb die speziell in Kiesfiltern häufig abzutrennenden Feststoffe in Fließgewässern, insbesondere auch in tropischen Flüssen diskutiert werden.

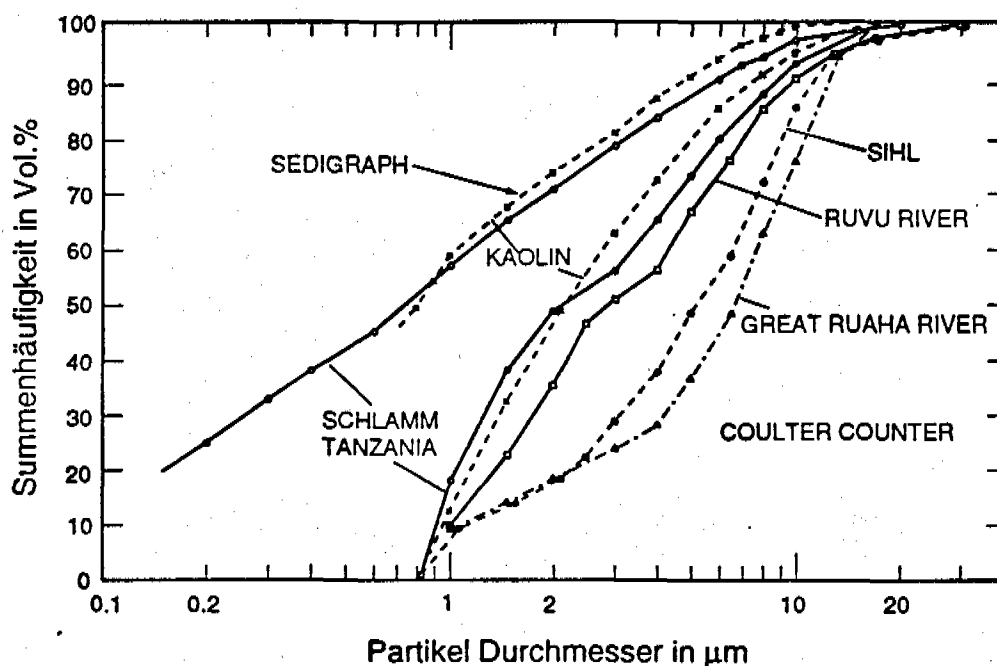
## **2.1. Eigenschaften der suspendierten Feststoffe**

Unter den für die Kiesfiltration relevanten Eigenschaften der Feststoffe ist primär die Partikelgrößenverteilung von Interesse. Sind zusätzlich Informationen zur Verteilung der Partikeldichte einer wässrigen Suspension vorhanden, so kann daraus die für den Abtrennungsvorgang in Kiesfiltern massgebende Absetzgeschwindigkeitsverteilung berechnet werden. Durch entsprechende Versuche ist es auch möglich, die Sedimentationsgeschwindigkeiten einer Suspension direkt zu messen. Daneben spielen insbesondere für kleine Partikel im Bereich  $< 10 \mu\text{m}$  oberflächenchemische Eigenschaften eine bedeutende Rolle, indem meist negative Oberflächenladungen zu einer ausgeprägten Kolloidstabilität führen und die Abtrennung unter Umständen erheblich erschweren. In welchem Masse sich die Kolloide stabil verhalten und damit zu feindispersen Suspensionen mit erschwerten Abtrennungseigenschaften neigen, ist nicht zuletzt geprägt von gelösten Wasserinhaltsstoffen, wobei hier die Anwesenheit von Huminstoffen als zusätzlich stabilisierend oder die Gegenwart von  $\text{Ca}^{2+}$  als positiv entstabilisierend zu erwähnen sind.

### **2.1.1. Partikeleigenschaften in Funktion der Partikelgrösse**

Es kann davon ausgegangen werden, dass durch fachgerechte Platzierung und Konstruktion von Entnahmebauwerken in Fließgewässern und einer Grobsedimentation, grössere Partikel im Bereich  $> 100 \mu\text{m}$  abgetrennt sind, bevor ein Wasser zur Filtration gelangt. Untersuchungen von Suspensionen aus Fließgewässern der Schweiz und in Tanzania [5] haben gezeigt, dass die kolloidale Fraktion sehr gross ist und oft zur Hauptsache aus Tonmineralien besteht. Diese Tatsache wird sichtbar,

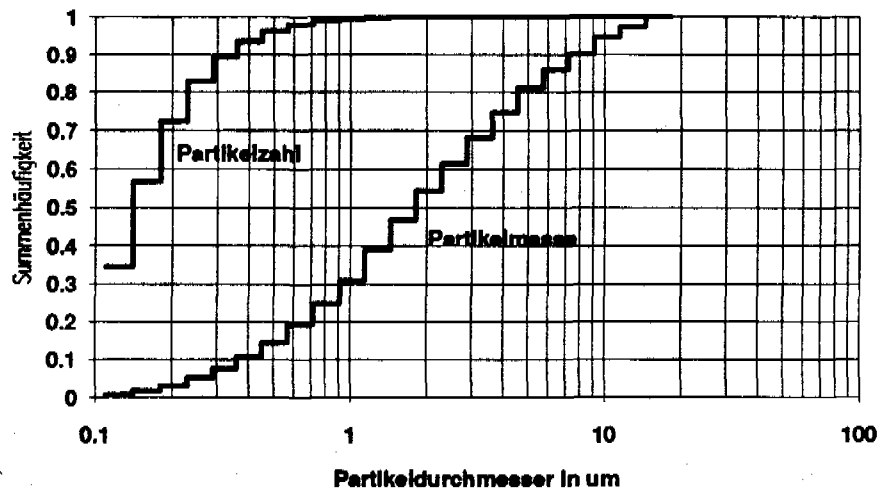
wenn Partikelanalysen mit Methoden durchgeführt werden, die auch den Grössenbereich  $< 1 \mu\text{m}$  abzudecken vermögen. Die Sedigraph-Analyse ist eine derartige Methode, allerdings mit dem Nachteil, dass nur relative Verteilungen, aber keine Partikelkonzentrationen gemessen werden. Aus der Sedigraph-Analyse eines Schlammes aus einem Reservoir der Trinkwasserversorgung von Dar es Salaam in Figur 1 ist ersichtlich, dass ca. 50% der Partikel einen Durchmesser kleiner  $1 \mu\text{m}$  aufweisen. Bei der Analyse von Partikelgrössenverteilungen mit Geräten, die auch die Partikelzählung ermöglichen, die aber meist nur eine untere Erfassungsgrenze von  $0.3 - 1 \mu\text{m}$  aufweisen, ist deshalb zu beachten, dass zahlenmässig grosse Anteile feinkolloidaler Partikel vernachlässigt werden, die allerdings massenmässig nicht sehr ins Gewicht fallen. In Figur 1 sind weitere Häufigkeitsverteilungen verschiedener Fliessgewässer eingetragen, die mit Hilfe eines Coulter Counters gemessen wurden, dessen Analysen-Fenster von  $1 - 20 \mu\text{m}$  reicht. Deutlich wird sichtbar, dass ca. 50% der Partikel einen Durchmesser  $< 5 \mu\text{m}$  aufweisen und dass die Aufschlammung von Tonmineralien-Partikel in Form von Kaolin zu einer Grössenverteilung führt, die derjenigen natürlicher Suspensionen sehr nahe kommt. Kaolin-Suspensionen eignen sich deshalb besonders gut für experimentelle Untersuchungen.



**Figur 1** Relative Partikelgrössenverteilung als Summenhäufigkeit der Partikelzahl in verschiedenen Wässern gemessen mit einem Coulter Counter und mit dem Sedigraph.

Neben der Grössenverteilung spielt die absolute Partikelzahl eine bedeutende Rolle bei allfälligen Flockungs- und Filtrationsprozessen. Aufgrund zahlreicher Analysen zeigt sich, dass bei Massenkonzentrationen im Bereich von  $60 - 300 \text{ mgTSS/l}$  die Partikelkonzentrationen ( $1-20 \mu\text{m}$ ) zwischen ca.  $5 \cdot 10^6$  bis  $3 \cdot 10^7$  Partikel/ml liegen. Die typischen Histogramme der Partikelzahl und

des Partikelvolumens, respektive der Partikelmasse einer voredimentierten Flusswasser-Suspension sind aus Figur 2 ersichtlich und zeigen, dass massenmässig vor allem die Partikelfractionen  $> 0.5 \mu\text{m}$  von Bedeutung sind.

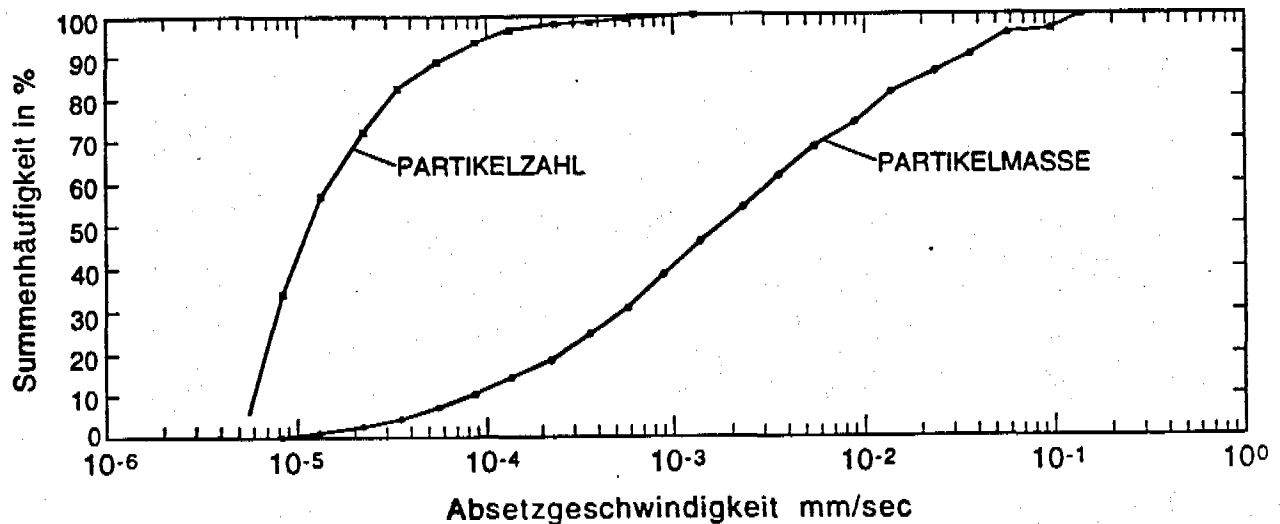


**Figur 2** Summenhäufigkeitsverteilung von Partikelzahl und Partikelmasse einer Tonsuspension in Funktion der Partikelgrösse (Coulter Counter Messung).

Kombiniert man die Informationen über Grösse und Dichte der partikulären Stoffe, so kann daraus die Verteilung der Absetzgeschwindigkeiten mit Hilfe des Stoke'schen Gesetzes ermittelt werden. In Figur 3 ist die Summenhäufigkeit der Absetzgeschwindigkeiten bezüglich der Partikelzahl und bezüglich der Partikelmasse eingetragen. Daraus geht hervor, dass sowohl die Anzahl wie auch die Masse sämtlicher Partikel derart geringe Absetzgeschwindigkeiten aufweisen, dass konventionelle Sedimentationsanlagen nicht in der Lage wären, diese zu eliminieren. Die Grafik zeigt auch die beträchtlichen Unterschiede zwischen einer Häufigkeitsbetrachtung, die auf Partikelzahlen oder einer solchen, die auf Partikelmasse basiert. Es ist offensichtlich schwieriger, Forderungen in Bezug auf die Elimination von Qualitätsgrössen zu erfüllen, die auf der Zahl von Einzelpartikeln beruhen, wie dies beispielsweise bei hygienischen Parametern der Fall ist, als gewisse Grenzkonzentrationen bezüglich Partikelmasse zu erreichen. Zum Beispiel sedimentieren nur ca. 5% der Partikel der aufgezeigten Suspension schneller als  $10^{-4} \text{ mm/s}$  ( $0.36 \text{ m/h}$ ); dieser Anteil macht jedoch immerhin ca. 88% der Partikelmasse aus.

Wie weit nun Kiesfilter in der Lage sind, Partikel mit derart kleinen Durchmessern und geringen Absetzgeschwindigkeiten ohne den Einsatz von Flockungsmitteln abzutrennen, war Gegenstand theoretischer Überlegungen und praktischer Versuche und soll im folgenden dargestellt werden.

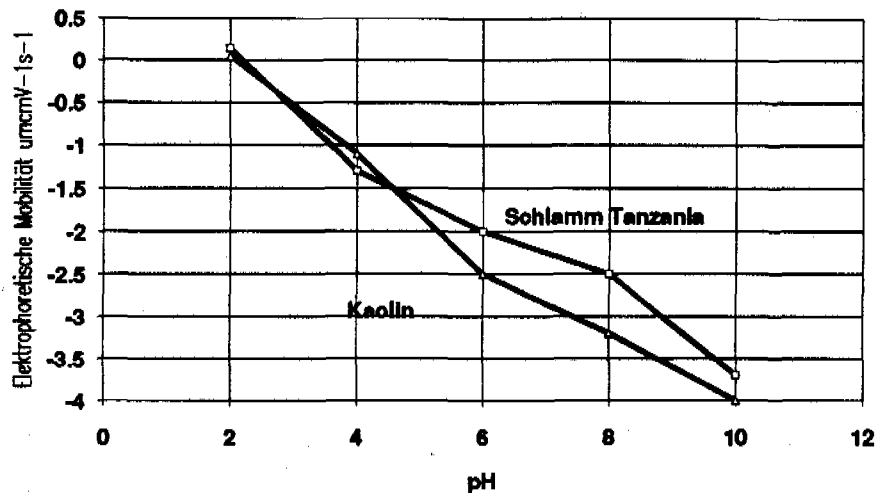




**Figur 3** Summenhäufigkeit der Partikelzahl und der Partikelmasse einer Tonsuspension in Funktion der Absetzgeschwindigkeit.

### 2.1.2. Kolloidstabilität

Tonminerale und viele andere im Wasser suspendierte Partikel weisen unter neutralen pH-Bedingungen ausgeprägt negative Oberflächenladungen auf, was die Bildung grösserer Partikelagglomerate und damit die einfache Abtrennung durch Sedimentation weitgehend verhindert. Figur 4 zeigt als Mass für die Ladungspotentiale die elektrokinetische Mobilität von tansanischem Schlamm und von Kaolin in Funktion des pH-Wertes. Wie daraus ersichtlich ist, sind die Tonpartikel im pH-Bereich von Oberflächengewässern stark negativ geladen. Von Tonmineralen ist allerdings bekannt, dass trotz der negativen Überschussladungen in den Hauptebenen des kristallinen Aufbaus eine gewisse Agglomeration von kartenhausartigem Aufbau durch randständige positive Ladungen quer zu den Hauptebenen auftritt. Unter den meist gegebenen Scherströmungskräften ist jedoch die Bildung grösserer Partikelverbände gering. Das stabile Verhalten kann zudem durch die Anwesenheit von Huminstoffen verstärkt werden, indem diese auf der Partikeloberfläche adsorbieren und einen Partikelkontakt vollständig verhindern (Schutzkolloidwirkung). Die Stabilisierung durch natürliche organische Substanzen kann vor allem in tropischen Flüssen besonders ausgeprägt sein. Da aus den genannten Gründen der Einsatz von entstabilisierenden Flockungsmitteln in vielen Fällen nicht möglich ist, bedeutet dies, dass Verfahrensmöglichkeiten gefunden werden müssen, die in der Lage sind, die vorliegenden feindispersen stabilen Suspensionen durch hauptsächlich physikalische Prozesse aus dem Wasser zu eliminieren.



**Figur 4** Elektrophoretische Mobilität von Tonpartikeln in Funktion des pH-Wertes. Stark negative Ladungen dominieren im neutralen pH-Bereich.

## 2.2. Verfahrensparameter der Feststoffabtrennung

Die Suspensionen natürlicher Gewässer mit den aufgezeigten Partikeleigenschaften können mit unterschiedlichen Verfahren behandelt werden. Batch-Sedimentation, durchflossene Sedimentation, Flotation und Filtration sind die technischen Möglichkeiten. Lässt man höher konzentrierte Suspensionen als ruhende Wasserkörper, wie beispielsweise in Stapeltanks und Reservoirs, stehen, so sinken die Partikel langsam zu Boden, wobei die Sedimentationszeiten für eine Sedimentationsstrecke von 1 m für Einzelpartikel von 10  $\mu\text{m}$  und 1  $\mu\text{m}$  Grösse 4 Stunden, respektive 17 Tage betragen. Im Labor zeigt sich, dass durch Rühren die Sedimentationszeiten etwas verkürzt werden, was darauf hinweist, dass die Partikel befähigt sind, sich aufgrund ihrer Oberflächeneigenschaften schwach zu agglomerieren.

Trotzdem bleiben die Zeiten bis zu einer merklichen Abnahme der Partikelzahl im Bereich mehrerer Tage. Dies bedeutet, dass konventionelle Sedimentationsanlagen eine Abscheidewirkung von höchstens ca. 10% der Partikelmasse oder praktisch keine feststellbare Elimination der Partikelzahlen ermöglichen würden.

Die Filtration als weit effizienteres Verfahren bietet die Voraussetzungen, um derart kolloidale Suspensionen befriedigend zu behandeln. Die Abtrennungsleistung, respektive die erreichbare Ablaufqualität und der mit dem Partikelrückhalt verbundene Druckverlust sind die entscheidenden Kriterien für die Auslegung von Filtern. Die Feststoffabtrennung ist abhängig von verschiedenen Verfahrensgrößen des Filteraufbaus und des Betriebs wie

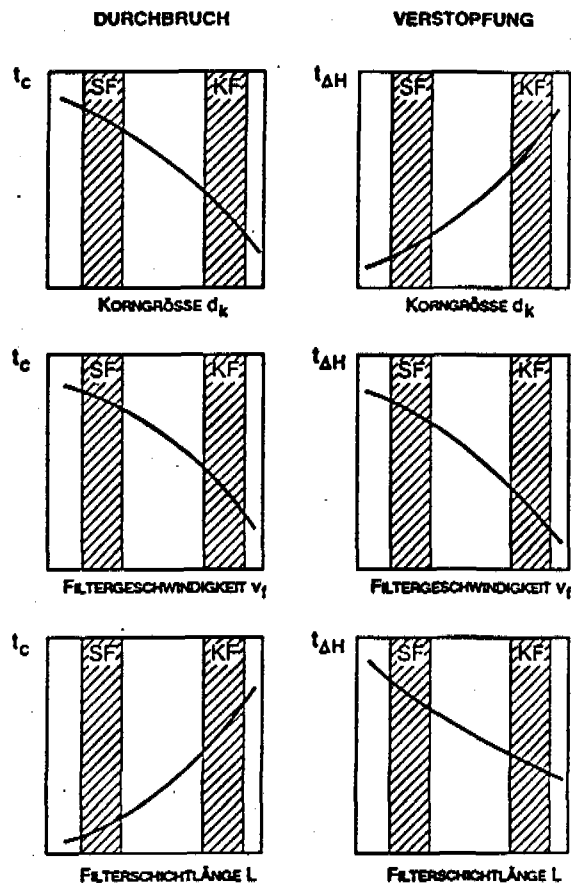
- Filterkorngrösse
- Filtermaterial (Rauhigkeit)
- Kornform (rund, gebrochen)
- Porosität
- Schichtlänge
- Schichtkombinationen
- Filtergeschwindigkeit

u.a.m.

Diese Grössen entscheiden verfahrensseitig über den zeitlichen Verlauf der Feststoffkonzentrationen im Filtrat und damit über die Betriebsdauer bis zum sogenannten Durchbruchpunkt, bei dem die Feststoffkonzentration im Ablauf den erwünschten Anforderungen nicht mehr genügt. Die genannten Parameter sind auch bestimmend für den Druckverlust, dessen Maximalwert durch die von der jeweiligen Bauart abhängigen nutzbaren Druckhöhe bestimmt wird. Letztere entscheidet über die Betriebsdauer bis zum sogenannten Verstopfungspunkt.

Stellt man den konventionellen Schnellfilter und den Kiesfilter in Bezug auf die Wahl der Verfahrensparameter einander gegenüber, so ist eine Reihe von Unterschieden zu beobachten, die auf die erwähnten Zeitpunkte des Durchbruchs und der Verstopfung eines Filters von grossem Einfluss sind. Die unterschiedliche Wahl und die entsprechende Wirkung der wichtigsten Verfahrensgrössen ist in Figur 5 qualitativ dargestellt.

Augenfälligstes Merkmal des Kiesfilters ist das grobe Filterkorn mit geringerer Abtrennungsleistung. Um dennoch ausreichend lange Filterlaufzeiten zu erreichen, wird dieser Nachteil teilweise mit kleinen Filtergeschwindigkeiten und grosser Schichtlänge kompensiert. Die Kompensation gelingt jedoch nicht vollständig, so dass auch bei vielfach geringeren Strömungsgeschwindigkeiten und vielfach längeren Filterschichten die Leistung eines Schnellfilters bezüglich Abtrennungswirkung nicht erreicht werden kann. Der Grund dafür liegt hauptsächlich in den unterschiedlichen Abtrennungsmechanismen, die es im folgenden näher zu betrachten gilt.



**Figur 5** Unterschiede des Einflusses wesentlicher Verfahrensgrößen auf den Zeitpunkt des Durchbruchs und der Verstopfung bei Schnellfiltern und Kiesfiltern.

### 3. ABTRENNUNGSMECHANISMEN IN SCHNELL- UND KIESFILTERN

#### 3.1. Theoretische Filtrationsmodelle

Die zahlreichen in der Literatur vorhandenen Arbeiten zur Beschreibung der Partikelabtrennung in porösen Medien können grundsätzlich eingeteilt werden in die makroskopischen Modelle, die das Verhalten einer Filterschicht aufgrund empirischer oder halbempirischer Ansätze beschreiben, und die mikroskopischen Modelle, welche den Partikeltransport unter Beachtung der angreifenden Kräfte und Momente um oder in einem Kollektorelement (Filterkorn, Filterhohlraum) rechnerisch erfassen.

### 3.1.1. Mikroskopische Modellbetrachtungen

Das Verhalten eines Partikels von der suspendierten Phase in der Porenströmung bis zur Anhaftung auf der Oberfläche des Filterkorns wird zweckmässigerweise unterteilt in den zuerst ablaufenden Transport- und den nachfolgenden Anlagerungsschritt. Die Wirksamkeit beider Vorgänge für die Partikelabtrennung kann je in Form von Wahrscheinlichkeitsfaktoren formuliert werden, also einer Wahrscheinlichkeit  $\gamma_{0,T}$ , mit der ein Partikel die Oberfläche berührt und eine Wahrscheinlichkeit  $\gamma_{0,H}$ , mit der ein Partikel an der Oberfläche haften bleibt. Zusammen ergeben diese den elementaren Abscheidegrad für eine saubere Filterschicht  $j$  mit einer Schichtdicke, die gerade der Filterkorngrösse  $d_k$  entspricht zu

$$\gamma_0 = \gamma_{0,T} \cdot \gamma_{0,H} = \frac{c_j - c_{j+1}}{c_j}$$

Der Zusammenhang zu den in den makroskopischen Modellen üblicherweise verwendeten Filterkoeffizienten  $\lambda$  ergibt sich zu

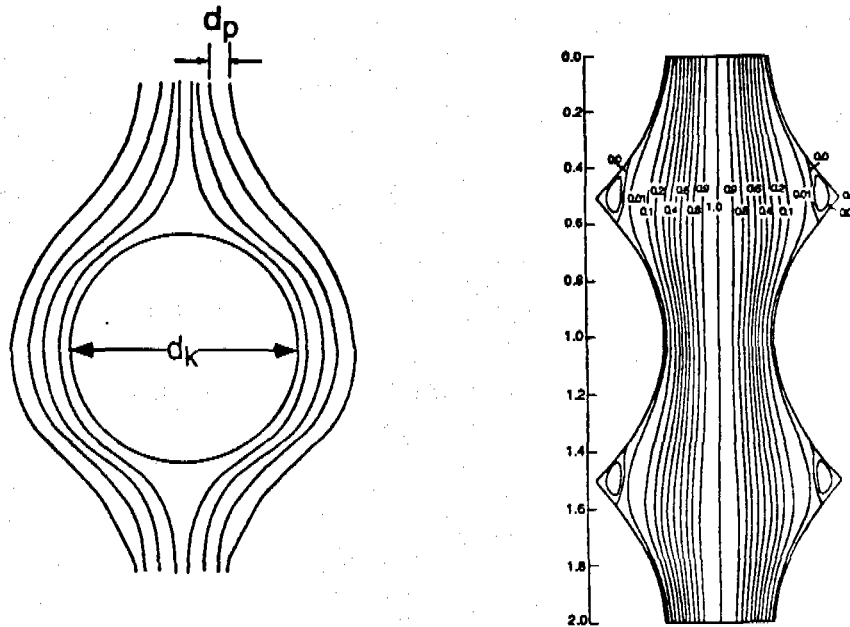
$$\gamma_0 = \lambda_0 \cdot d_k$$

Die folgenden Ausführungen bezwecken vor allem, das unterschiedliche Verhalten von Kiesfiltern im Vergleich zu konventionellen Schnellfiltern aufzuzeigen. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Haftbedingungen für Partikel ( $\gamma_{0,H}$ ), die einmal die Oberfläche eines Filterkorns erreicht haben, in den beiden Systemen nicht wesentlich verschieden sind. Es genügt deshalb, die Transportwirksamkeit  $\gamma_{0,T}$  genauer zu analysieren. Die massgebenden Kräfte für den Partikeltransport zur Kollektoroberfläche sind

- stochastische Kräfte aufgrund der Brown'schen Diffusion
- Strömungskräfte unter Berücksichtigung der hydrodynamischen Wandeinflüsse
- Gewichtskraft
- van der Waals-Kraft
- elektrische Doppelschichtkraft.

Meist werden bei den mikroskopischen Modellen die Gleichungen für den Einfluss der Brown'schen Bewegung und für den Einfluss der übrigen Kräfte separat gelöst, weil erstere nur für Partikel  $< 1 \mu\text{m}$  von Bedeutung ist. Für die übrigen Kräfte (speziell für Partikel  $> 1 \mu\text{m}$ ) kann mit Methoden gearbeitet werden, die die Grenzbahnen von Partikeln um einen Kollektor oder in einem definierten Kollektorhohlraum beschreiben.

In der Fachliteratur sind zwei Betrachtungsweisen zu unterscheiden, die in Figur 6 schematisch dargestellt sind. Bei den einen Modellen geht man von einer kugelförmigen Kollektoroberfläche aus, die von der Suspension angeströmt wird (Zellenmodell von Happel [6]). Andere Vorstellungen basieren auf der Beschreibung der Strömung in eingeschnürten länglichen Filterporen, an deren Aussenwänden die Ablagerung erfolgt (Payatakes et al [7]).

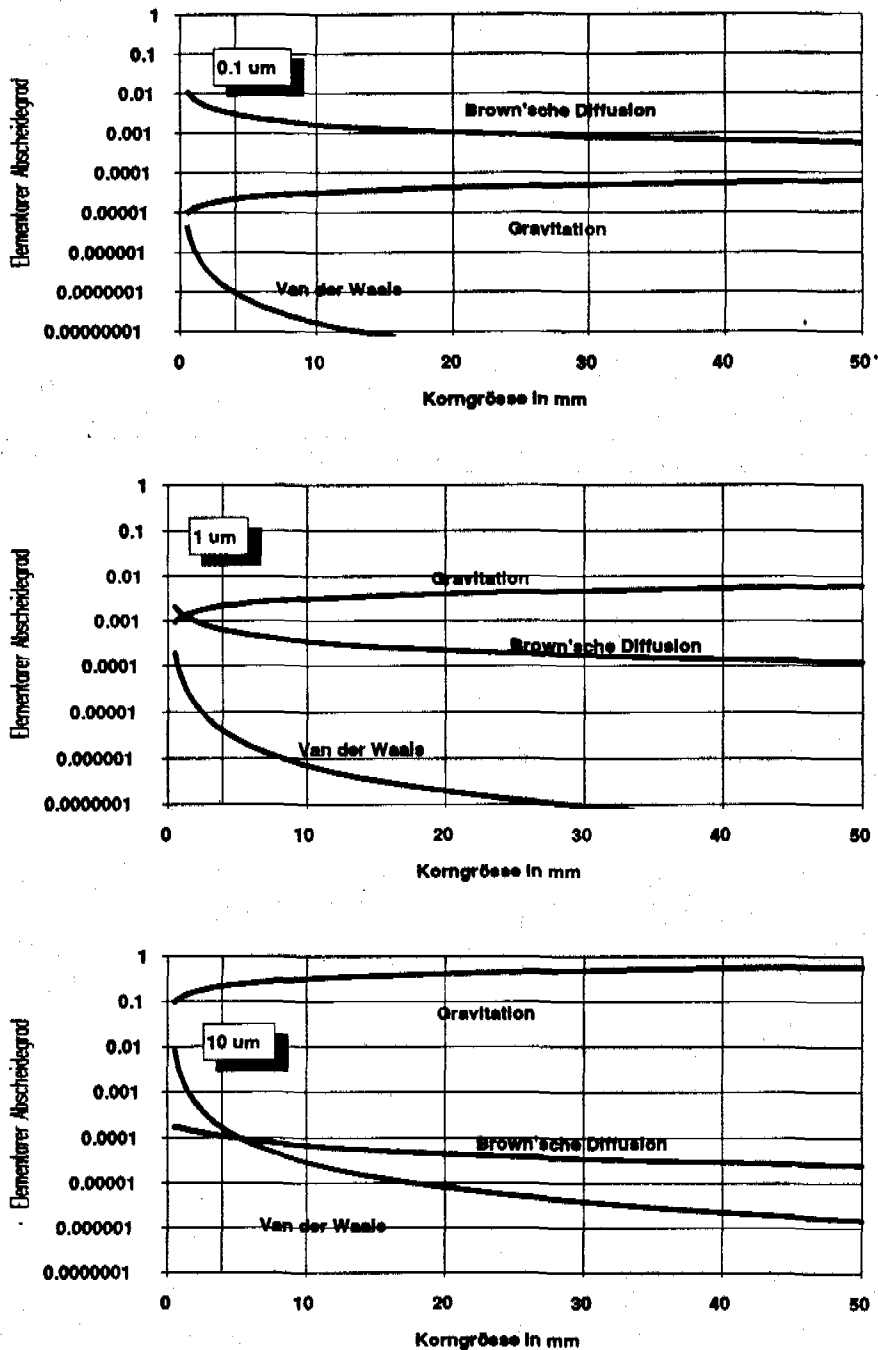


**Figur 6** Kollektormodelle der Raumfiltration: Kugelkollektor und eingeschnürter Hohlraumkollektor.

Die nachfolgenden Betrachtungen zum Vergleich von Kollektoroberflächen in Schnell- und in Kiesfiltern basieren auf Arbeiten von Kim und Rajagopalan [8] für den konvektiven Diffusions-transport und von Rajagopalan und Tien [9] für die Berechnung der Transportwirksamkeit unter dem Einfluss sämtlicher Strömungskräfte und -momente inklusive hydrodynamischer Wandinflüsse sowie Gewichts- und retardierte van der Waals-Kräfte. Die daraus resultierenden halbempirischen Korrelationen wurden unter unterschiedlichen Bedingungen, insbesondere für gröberes Filterkorn und langsame Filtergeschwindigkeiten angewandt. In Figur 7 sind die Berechnungsergebnisse für den elementaren Abscheidegrad ( $\gamma_{0,T}$ ) aufgrund der Terme für die Gravitationskräfte, für die van der Waals-Kräfte und für die Brown'sche Diffusion für Partikelgrößen von  $0.1 \mu\text{m}$ ,  $1 \mu\text{m}$  und  $10 \mu\text{m}$  dargestellt.

Die theoretischen Berechnungen machen deutlich, dass für grobe Korndurchmesser und Partikelgrößen  $>1 \mu\text{m}$  immer die Gravitation als Transportmechanismus dominiert. Nur für Partikel  $< 0.5 \mu\text{m}$  wird die Brown'sche Diffusion massgebend. Ebenso ist ersichtlich, dass ein wesentlicher Unterschied zur Filtration über feinkörnige Medien besteht, indem die Einflüsse wandnaher Kräfte wie

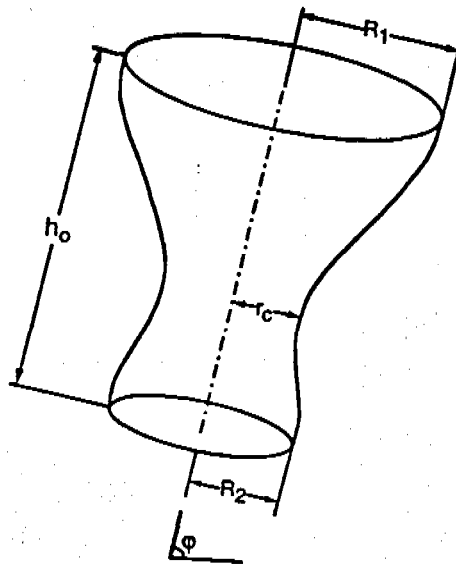
Van der Waals- und Doppelschichtkräfte stärker werden, je geringer der Korndurchmesser und je grösser der Partikeldurchmesser ist. Für Korngrößen von Kiesfiltern sind diese Kräfte gegenüber der Gravitation offensichtlich vernachlässigbar klein, so dass der Schluss nahe liegt, Kiesfilter als Sedimentationsreaktoren mit grosser interner Oberfläche zu betrachten.



**Figur 7** Elementarer Abscheidegrad am Kugelkollektor infolge Brownscher Diffusion, Van der Waals Kräfte und Gravitationskraft für Partikelgrößen von 0.1 µm, 1 µm und 10 µm Durchmesser.

### 3.2.1. Abtrennungswirkung vertikaler und horizontaler Abscheideelemente

In den theoretischen Filtrationsarbeiten wurde bisher wenig beachtet, dass die Fliessrichtung in porösen Medien auch bei vorherrschender Hauptströmung in vertikaler oder horizontaler Richtung, dreidimensional ist. Auch in vertikal durchströmten Filtern ist ein substantieller Beitrag an Abscheidewirkung durch schiefgestellte und horizontale Poren zu erwarten. Neuere Arbeiten von Burganos et al. [10] versuchen diesem Umstand Rechnung zu tragen, indem sie die Abtrennungswirkung dreidimensionaler Porennetzwerke modellmässig erfassen. Die Einzelporen werden als zusammengeschnürte sinusförmige Zellen dargestellt, wobei diese in verschiedenen Richtungen orientiert sein und unterschiedliche Grade der Einschnürung aufweisen können. Das Beispiel einer schiefgestellten Zelle ist in Figur 8 abgebildet.

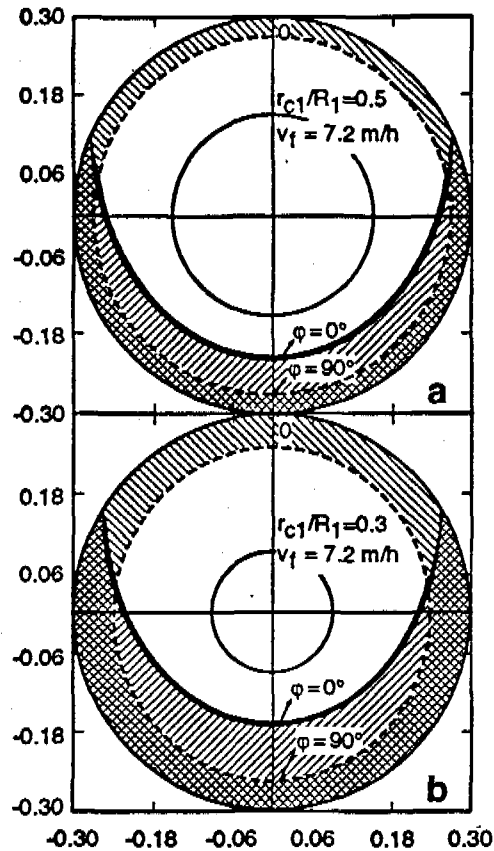


**Figur 8** Schiefgestellte Kollektorzelle eines dreidimensionalen Porennetzwerkes nach [10].

Unter Beachtung des in der Pore herrschenden Geschwindigkeitsfeldes sowie der an den Partikeln angreifenden Kräfte wie die Gravitationskraft, die van der Waals-Kraft, elektrische Doppelschichtkräfte und hydrodynamische Kräfte werden die Partikelbahnen innerhalb der Zelle berechnet. Die Ergebnisse solcher Berechnungen zeigen deutliche Unterschiede zwischen vertikal und horizontal positionierter Poren, indem die Abtrennungswirkung einer identischen Einzelpore in horizontaler Richtung erheblich bessere Abtrennungseigenschaften aufweist. Figur 9 veranschaulicht die Grenzbahnpositionen von Partikeln von 5  $\mu\text{m}$  Durchmesser im Einlauf einer Pore von 0.5 mm Durchmesser bei vertikaler und horizontaler Lage. Deutlich ergibt sich als hauptsächliche Folge der Gravitationskraft eine sehr unterschiedliche Ablagerungsmorphologie. Als wesentlicher Parameter stellt sich auch der Grad der Einschnürung heraus, wobei verständlicherweise bei engerem Durchmesser höhere Abscheidegrade zu verzeichnen sind.

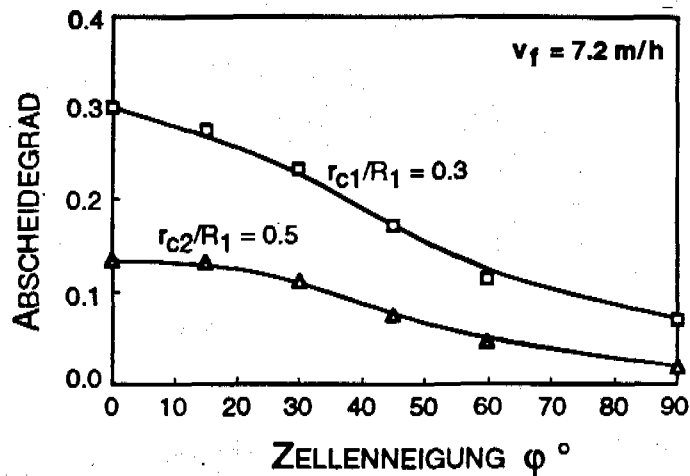


Zeichnet man die Abtrennung der Partikel als Funktion der Neigung der Porenachse auf, so entstehen die Beziehungen in Figur 10, die nachweisen, dass eine horizontal liegende Porenzelle gegenüber einer Vertikalpore eine drei- bis viermal höhere Ablagerungswahrscheinlichkeit für die 5  $\mu\text{m}$  Partikel aufweist.



**Figur 9** Grenzbahnposition von 5  $\mu\text{m}$  Partikeln am Eingang einer Pore von 0.5 mm Durchmesser bei horizontaler ( $\varphi = 0^\circ$ ) und vertikaler ( $\varphi = 90^\circ$ ) Lage der Pore und verschiedenem Grad der Einschnürung a)  $r_{c1}/R_1 \approx 0.5$  und b)  $r_{c1}/R_1 = 0.3$  nach [10].

Es ist anzunehmen, dass die Hauptrichtung der Filterströmung auch bei Anwesenheit senkrecht dazu gestellter und schiefgestellter Poren den Hauptanteil des konvektiven Partikelfluxes ausmacht, so dass die Folgerung gezogen werden kann, dass gerade in Systemen, bei denen die Gravitationskräfte dominierend an der Abtrennung beteiligt sind, die Horizontalfiltration grundsätzlich effizienter ist als die Vertikalfiltration.



**Figur 10** Abscheidegrad einer Pore in Funktion der Porenneigung für verschiedene Grade der Poren-Einschnürung nach [10].

### 3.1.3. Makroskopische Betrachtungen

Mit zunehmender Ablagerung von Partikeln im Porenraum wird die Betrachtung von Einzelmechanismen immer schwieriger. Modelle, die die Abtrennungswirkung und die Druckverlustentwicklung von Filtern im Zuge zunehmender Beladung beschreiben, sind deshalb meist makroskopischer Art. Das bedeutet, dass keine Einzelkollektoren oder Poren betrachtet werden, sondern elementare Filterschichten, in denen die Abtrennungsleistung und der Druckverlust in Beziehung zur abgelagerten Feststoffmenge gebracht werden. Die Eliminationsleistung wird dabei meist mit dem Filterkoeffizienten  $\lambda_0$  in der sauberen Filterschicht beschrieben, wobei

$$\lambda_0 = \frac{1}{dx} \ln\left(\frac{c_0}{c_x}\right) \quad \text{zur Zeit } t = 0$$

mit  $dx$  = Differentielles Schichtelement

$c_0$  = Feststoffkonzentration im Einlauf der Schicht  $dx$

$c_x$  = Feststoffkonzentration im Auslauf der Schicht  $dx$

Wird die in einem Einheitsvolumen abgetrennte Menge an Partikeln als  $\sigma$  (Partikelmasse oder Partikelvolumen) bezeichnet, so interessieren die Funktionen

$$\lambda = \lambda_0 \cdot f(\sigma(t)) \text{ und}$$

$$H = H_0 \cdot f(\sigma(t))$$

- mit  $\lambda_0$  = Filterkoeffizient im sauberen Filterbett [cm-1]  
 $\lambda$  = Filterkoeffizient im Laufe zunehmender Beladung [cm-1]  
 $H_0$  = Druckverlust im sauberen Filterbett [cmWS]  
 $H$  = Druckverlust im Laufe zunehmender Beladung [cm WS]

wobei für  $\sigma$  die Partikelmassenbilanz in einem Schichtelement  $dx$

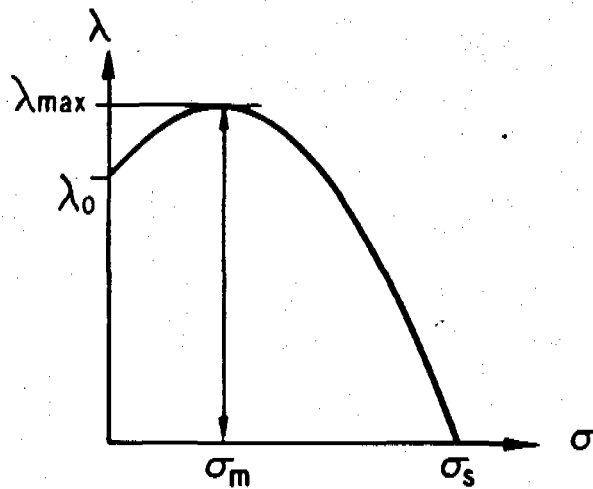
$$\sigma(t) = v_f \int_0^t \frac{dc}{dx} dt$$

- mit  $v_f$  = Filtergeschwindigkeit  
 $dx$  = Differentielle Schichtdicke  
 $c$  = Partikelkonzentration

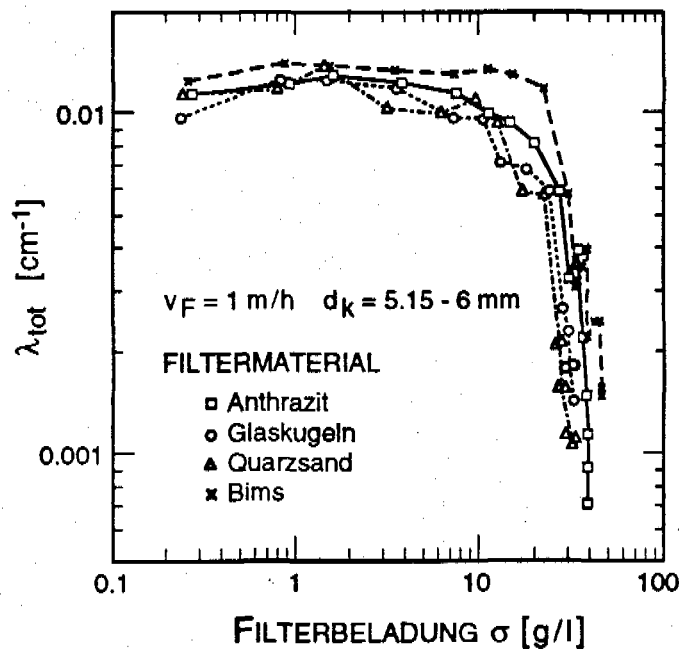
gilt.

Die erwähnten Funktionen können empirisch über Versuche ermittelt und mechanistisch teilweise interpretiert werden. In vielen Systemen der Raumfiltration wird beispielsweise ein typischer Verlauf der Funktion  $\lambda = f(\sigma)$  beobachtet, wie er in Figur 11 dargestellt ist. Ein anfänglicher Anstieg der Abtrennungsleistung aufgrund grösserer interner Oberfläche und besserer Hafteigenschaften durch bereits abgelagerte Partikel, gefolgt von einem Maximalwert  $\lambda_{\max}$  und einem nachfolgenden Abfall oft bis zur vollkommenen Sättigung des Mediums, bei der der Filterkoeffizient auf null absinkt. Die nachlassende Filterwirkung kann mit dem Ansteigen der Interstitialgeschwindigkeit durch den kleiner werdenden Porenraum begründet werden. Im Unterschied dazu zeigt die Kiesfiltration keine Reifephase, sondern eine konstante Abtrennungsleistung bis zu einer bestimmten Feststoffbeladung, die von Korngrösse und Filtergeschwindigkeit abhängig ist.

In Filtern mit konventioneller Körnung ist die Abtrennung besser und die Druckverluste höher, so dass die Endbeladungen schneller erreicht werden als in groben Kiesfiltern. Die grösseren Porenräume des Kiesfilters ermöglichen jedoch auch bei gleicher Porosität eine wesentlich grössere Sättigungsbeladung. Figur 12 zeigt typische Beladungsverläufe von horizontal durchströmten Kiesfiltern mit unterschiedlichem Kornmaterial.



**Figur 11** Verlauf des Filterkoeffizienten einer Filterschicht im Laufe zunehmender Feststoffbelastung in konventionellen Schnellfiltern.



**Figur 12** Verlauf des Filterkoeffizienten in Funktion der spezifischen Feststoffbelastung in Kiesfiltern mit unterschiedlichem Kornmaterial [11].

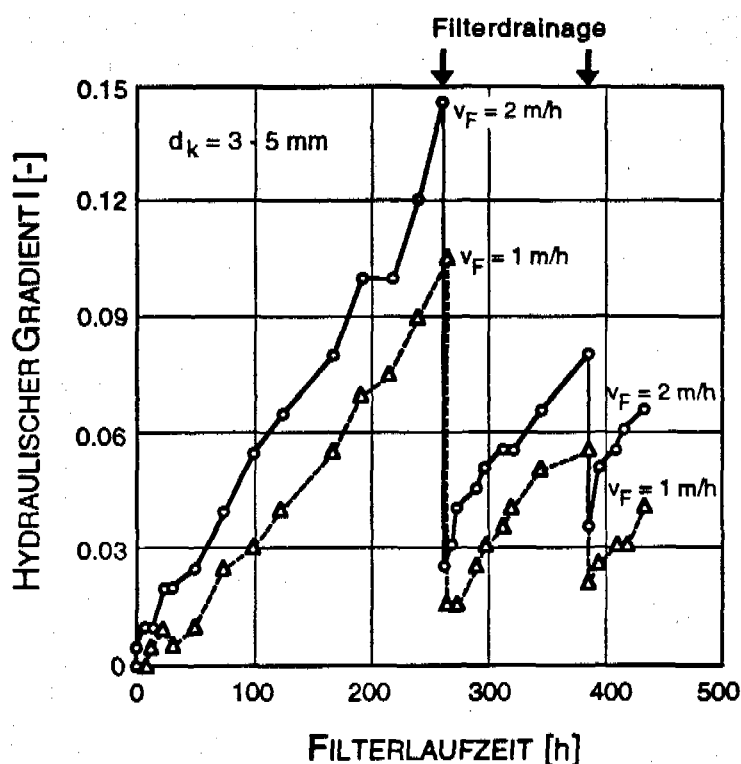
Die aus zahlreichen Versuchen [11] gewonnenen Erkenntnisse machen deutlich, dass

1. bis zu einer kritischen Beladung, wo  $\lambda = \lambda_{\max}$ , aufgrund einseitig von der Gravitationskraft dominierten Abtrennung eine gleichmässige Eliminationswirkung erzielt wird. Das heisst  $\lambda$  ist über eine lange Zeit oder über einen grossen Bereich der Beladung konstant.

2. die Sättigungsbeladungen für Tonpartikel (Kaolin) je nach Korngröße des Mediums in der Größenordnung von 10 bis 100 gTSS/l Filtervolumen liegen. Je grösser das Filterkorn, desto höhere Beladungen sind möglich.
3. im Bereich der Sättigungsbeladungen Durchbrüche durch das Filtermedium erfolgen, die auf eine Remobilisierung der Partikel hinweisen (negative Filterkoeffizienten).
4. unterschiedliche Filtermedien aus körnigem Material gleicher Grösse wie Kohle, Bims, Quarzsand und Glas, die erheblich unterschiedliche Oberflächenrauigkeiten aufweisen, nur geringe Unterschiede in der Filterwirkung zeigen. Der in konventionellen Schnellfiltern beobachtete starke Einfluss der Oberflächeneigenschaften wird fast bedeutungslos. Die spezifische Oberfläche als Kollektor sedimentierender Partikel ist der Hauptparameter in Kiesfiltern.

### **3.2. Beladungsmorphologie in Kiesfiltern**

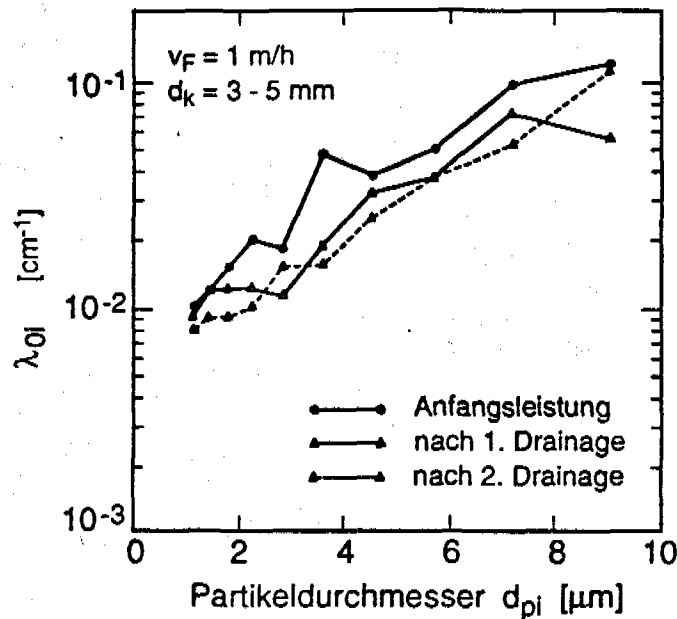
Es ist eine spezielle Eigenheit grobkörniger horizontaler Kiesfilter, dass die grossen Porenräume den freien Partikeltransport auch in vertikaler Richtung ermöglichen. Beginnend mit Partikelablagerungen auf der Oberseite von Filterkörnern, bilden sich Partikelhaufen, die eine deutlich domartige Form annehmen. Bei zunehmender Beladung wird ein Punkt erreicht, bei dem neu sedimentierende Partikel zu lawinenartigem Abtreiben der Ablagerungen führt und damit zu einer Resuspendierung eines Teils der abgelagerten Feststoffmasse. Interessanterweise handelt es sich dabei um Agglomerate, die aufgrund ihrer grösseren Sedimentationsgeschwindigkeit schnell den Weg in diagonaler Richtung nach unten finden und den Porenraum der unteren Filterbereiche aufzufüllen beginnen. Dadurch wird einerseits eine gewisse Regenerierung des oberen Filtermaterials und andererseits eine vollständige Verstopfung der untersten Schichten bewirkt. Auf diese Weise wird gleichzeitig die Laufzeit bis zum endgültigen Durchbruch der Feststoffe verlängert und die Möglichkeit gegeben, den unten angesammelten Schlamm durch spezielle Drainageeinrichtungen aus dem System zu entfernen. Figur 13 zeigt den Gang der Filterwirkung eines horizontalen Kiesfilters vor und nach der Bodendrainage. Deutlich zeigt sich, dass allein durch das Abziehen der angesammelten Feststoffe im unteren Teil des Filters eine deutliche Regeneration und damit eine beträchtliche Verlängerung der Laufzeit bis zur endgültigen Verstopfung erreicht werden kann.



Figur 13 Regeneration von Kiesfiltern durch Bodendrainage am Beispiel des Druckverlustverlaufes [11].

#### 4. ELIMINATIONSLEISTUNG VON KIESFILTERN

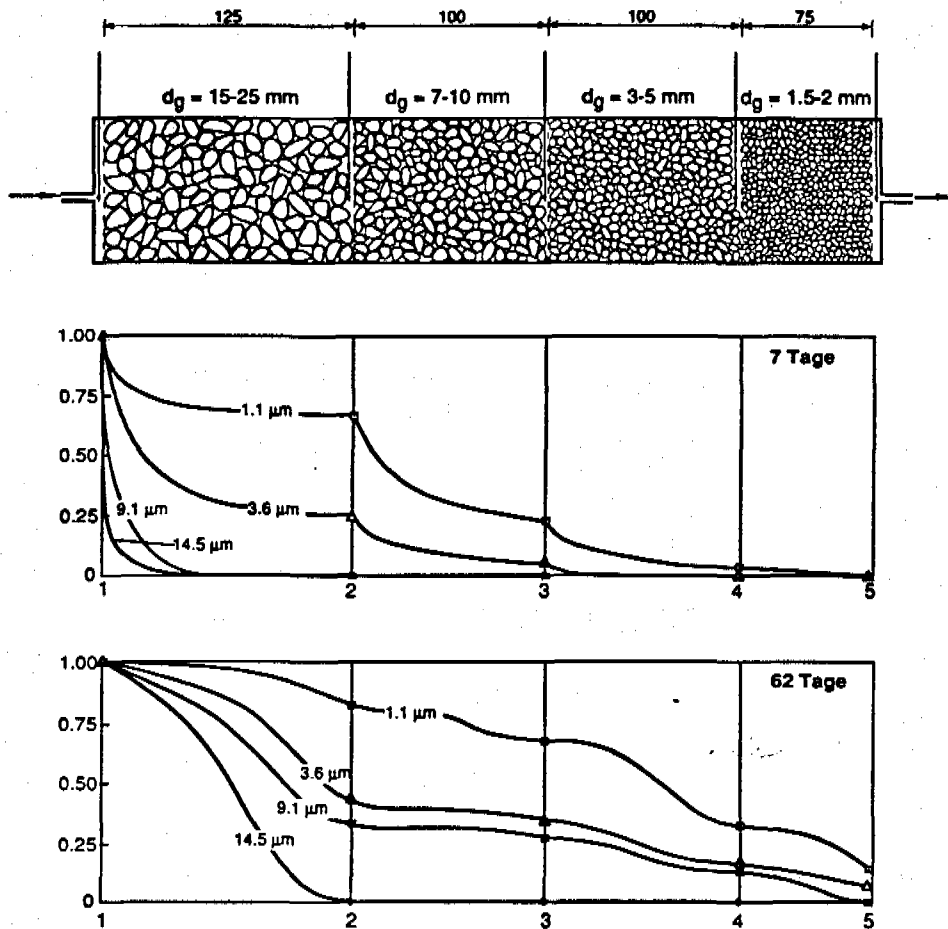
Zur Abschätzung der Wirkung vorgeschalteter Kiesfilter auf Grundwasseranreicherungsanlagen oder Langsamsandfilter ist die Kenntnis der Eliminationsleistung in Bezug auf die relevanten Partikelgrößen und der möglichen Filterlaufzeiten als Funktion der Auslegungsgrößen erforderlich. Eingehende Untersuchungen von Wegelin et al. [11] mit horizontalen Schichtelementen haben die dazu nötige Information geliefert. Das Beispiel einer Versuchsauswertung zeigt Figur 14, in der die Eliminationsleistung einer kurzen horizontalen Kiesschicht mit 3-5 mm Komdurchmesser bei einer Geschwindigkeit von 1 m/h als partikelspezifischer Filterkoeffizient  $\lambda_{0,i}$  für verschiedene Partikelgrößen aufgezeichnet ist. Deutlich zeigt sich, dass sich über den Partikelgrößenbereich von 1 bis 10  $\mu\text{m}$  die Filterwirksamkeit um eine Größenordnung, nämlich von 0.01 bis 0.1  $\text{cm}^{-1}$ , erhöht. Die Grafik demonstriert gleichzeitig das Regenerationsvermögen horizontaler Kiesfilter durch Bodendrainage, indem die partikelabhängige Filterleistung nach der Spülung auf annähernd gleichem Niveau verbleibt.



**Figur 14** Partikelspezifischer Filterkoeffizient im neuen Medium von 3-5 mm Korndurchmesser und nach zwei Bodendrainagen (Filtergeschwindigkeit 1m/h).

Vereinfacht betrachtet, handelt es sich beim Kiesfilter um ein Sedimentations-Verfahren mit grosser Oberfläche. Aus der Sedimentationstheorie diskret absetzender Partikel ist bekannt, dass die Eliminationsleistung hauptsächlich eine Funktion der Oberflächenbelastung und der Partikelgrössenverteilung ist. Kiesfilter sollten daher bei ausreichender Filterlänge und genügend langsamer Filtergeschwindigkeit in der Lage sein, selbst Kolloide im Grössenbereich von 1  $\mu\text{m}$  vollständig abzutrennen. Figur 15 zeigt beispielhaft den Verlauf der Partikelelimination für vier verschiedene Partikelgrössenklassen in einem 4 m langen horizontalen Kiesfilter mit vier unterschiedlichen Kornpackungen. Die Messungen bestätigen, dass anfänglich über 98% der Partikel der Grösse 1.1  $\mu\text{m}$  abgetrennt werden und auch nach einer Laufzeit von 62 Tagen noch immer eine Elimination von 80% erzielt wird. Die Partikel der übrigen Grössenklassen werden praktisch vollständig entfernt; sie sind deshalb weniger kritisch.

Unter Verwendung anderswo beschriebener Versuchsergebnisse und einem darauf aufbauenden mathematischen Filtrationsmodell [12] kann das Verhalten horizontaler Kiesfilter heute rechnerisch nachgebildet werden. Die Simulation ermöglicht die Evaluation der wichtigsten Verfahrengrössen und damit auf einfache Weise die wirtschaftliche Optimierung von Kiesfiltern. Resultate solcher Berechnungen sind eingeflossen in die Bemessungs- und Konstruktionsregeln im ersten Handbuch zur Anwendung von Kiesfiltern in der Wasseraufbereitung [13].



**Figur 15** Relativer Konzentrationsverlauf von Ton-Partikeln der Grösse 1.1  $\mu\text{m}$ , 3.6  $\mu\text{m}$ , 9.1  $\mu\text{m}$  und 14.5  $\mu\text{m}$  zu Beginn eines Filterlaufes und nach einer Laufzeit von 62 Tagen in einem 4 m langen horizontalen Kiesfilter mit vier unterschiedlichen Kornpackungen.

## 5.FOLGERUNGEN

Heterogene natürliche Suspensionen aus Oberflächengewässern enthalten immer Partikel im kolloidalen Grössenbereich. Konventionelle Sedimentationsanlagen sind ohne Anwendung von Flockungsverfahren nicht in der Lage, diese Partikelklassen zu eliminieren. Vielerorts ist der Einsatz von Flockungschemikalien nicht möglich oder nicht ratsam, so dass nur die Filtration als Behandlungsstufe in Frage kommt. Die konventionelle Schnellfiltration ist jedoch in Bezug auf die Belastung mit Feststoffen beschränkt, was die direkte Behandlung stärker konzentrierter Suspensionen ( $> 100 \text{ gTSS/m}^3$ ) praktisch verunmöglicht. Zudem ist die Schnellfiltration mit erheblich höherem Energieaufwand verbunden. Die Kiesfiltration füllt in dieser Hinsicht die verfahrenstechnische Lücke, wenn es darum geht, höher konzentrierte kolloidal stabile Suspensionen für die



störungsfreie Feinbehandlung in Grundwasseranreicherungsbecken, Langsamsandfiltern oder eventuell auch in Schnellfiltern vorzubereiten.

Die Mechanismen der Partikelabtrennung in Kiesfiltern wird dominiert von der Gravitationskraft. Wandnahe Oberflächenkräfte spielen eine untergeordnete Rolle solange die Korngrößen des Mediums im Bereich  $> 3$  mm liegen. Die relativ grosse interne Oberfläche des Porenraumes ermöglicht die vollständige Abtrennung auch kolloidaler Partikel, wobei aufgrund theoretischer Überlegungen die Abtrennungsleistung horizontal gerichteter Poren besser ist als diejenige vertikal durchströmter Abscheideelemente. Eine befriedigende Abtrennung kolloidaler Teilchen wird erst erreicht, wenn Filtergeschwindigkeiten im Bereich  $< 2$  m/h angewandt werden. Die niedrigen hydraulischen Belastungen haben einen entsprechend grossen Platzbedarf zur Folge, bieten jedoch neben der guten Filterwirkung gleichzeitig auch den Vorteil einer schwachen Druckverlustentwicklung. Die geringen Energieverluste wiederum ermöglichen im Verein mit den grossen Porenräumen hohe Feststoffbeladungen des Mediums von 30 - 100 kgTSS/m<sup>3</sup> Filtervolumen, was beträchtlich über den Kapazitäten von Schnellfiltern liegt. Die Folge sind lange Filterlaufzeiten, insbesondere wenn durch horizontale Bauweise oder Hintereinanderschalten vertikaler Filterelemente das gesamte Feststoffaufnahme-Vermögen durch lange Filterschichten erhöht wird.

In grosstechnischen Horizontalfilter-Anlagen ermöglichen die grossen Porenräume den freien Partikeltransport vertikal nach unten, was bei hohen Beladungszuständen bei Remobilisierung von bereits abgelagerten Feststoffen zu einer Bewegung eines Teils der Feststoffe in Richtung Filterboden führt. Dadurch wirkt der unterste Porenraum durch ein fast vollständiges Auffüllen der untersten Schichten bei höheren Beladungszuständen nicht mehr als Filter, sondern als Schlamm-speicher. Das periodische Abdrainieren von Kiesfiltern erweist sich als vorteilhafte Massnahme zur teilweisen Regeneration der Filterleistung und zu einer beträchtlichen Verlängerung der Laufzeit bis zur vollständigen Verstopfung. Die Weiterentwicklung dieser einfachen Spültechnik kann unter Umständen ein Auspacken des Mediums überflüssig machen oder zumindest den Zeitpunkt um Jahre verzögern.

Feststoffkonzentration, Partikelgrößenverteilung, Filterkorngrösse, Schichtlänge und Filtergeschwindigkeit sind die massgebenden Parameter, welche die Leistung eines Kiesfilters bestimmen. Da die Filtergeschwindigkeiten in einem engen Bereich von 0.5 - 2 m/h zu wählen sind, besteht die Kunst der Filterauslegung vor allem darin, die für eine bestimmte Suspension richtige Körnung mit der optimalen Filterlänge zu wählen, damit in keinem Teil des Filters einseitige Feststoffablagerungen auftreten. Die einzelnen Filterabschnitte sollten möglichst in der Weise aufeinander abgestimmt sein, dass eine ausgeglichene Druckverlustverteilung über die ganze Filterlänge erfolgt. In dieser Hinsicht liegen experimentelle Grundlagen vor, die zumindest für tonhaltige Suspensionen eine

rechnerische Bemessung erlauben. Weitere Informationen über das Verhalten anderer Partikel, wie beispielsweise Plankton sind erwünscht.

Die Wiederentdeckung der Vorteile der Kiesfiltration haben dazu geführt, dass dieses einfache und betriebssichere Verfahren vermehrt zur Behandlung von Oberflächenwasser eingesetzt wird. Die zunehmende Anwendung, insbesondere in Drittweltländern wird zweifellos zu Weiter- und Neuentwicklungen führen, die zu gesteigerter Wirtschaftlichkeit und zu stets einfacherer und stabilerer Betriebsweise von Kiesfiltern führen.

## LITERATUR

- [1] Trüeb E. (1982) - Horizontaldurchflossene Kiesvorfilter zur Vorreinigung, österreich. Wasserwirtschaft, Heft 9/10,
- [2] Wegelin M. (1991) - Roughing Filters for Surface Water Pretreatment, Slow Sand Filtration Workshop, AWWA, Oct.
- [3] Wegelin M., Schertenleib R. and Boller M. (1991) - The decade of roughing filters - development of a rural water treatment process for developing countries, Aqua, Vol. 40, p.304-316
- [4] CINARA (1991) - Proyecto integrado de investigacion y demostracion de metodos de pretratamiento para sistemas de abastecimiento de agua, Informe Resumen, Diciembre
- [5] Wegelin M. (1982) - Voruntersuchungen zur Charakterisierung von Suspensionen, EAWAG\_bericht, April
- [6] Happel J. (1958) - Viscous flow in multiparticle systems: slow motion of fluids relative to beds of spherical Particles, AIChE Journal, 4, p.197-201
- [7] Payatakes A.C. (1974) - Tien C. and Turian R.M., Trajectory Calculation of Particles Deposition in Deep Bed Filtration, AIChE Journal, 20, p.889-905
- [8] Kim J.S. and Rajagopalan R. (1982) - A Comprehensive Equation for the Rate of Adsorption of Colloidal Particles and for Stability Ratios, Colloids and Surfaces, 4, p.17-31
- [9] Rajagopalan R. and Tien C. (1976) - Trajectory analysis of deep bed filtration with the sphere-in-cell porous media model, AIChE Journal, 22, p.523-533
- [10] Burganos V.N. (1991) - Paraskeva C.A. and Payatakes A.C., Three-Dimensional Trajectory Analysis and Network Simulation of Deep Bed Filtration, J. Colloid. and Inetrf. Sci., Vol.148, p.167-181
- [11] Wegelin M. (1986) - Boller M. and Schertenleib R., Particle Removal by Horizontal-Flow Roughing Filtration, Aqua, No.3, p.115-125
- [12] Boller M. (1980) - Flockungsfiltration zur Reinigung von Abwasser, Diss. ETH Nr. 6748
- [13] Wegelin M. (1986) - Horizontal-Flow Roughing Filtration (HRF), A Design, Construction and Operation Manual, IRCWD-Report No. 06/86, Dübendorf

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"

Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Erfahrungen bei Bau und Betrieb von Kiesvorfiltern bei den Grundwasseranreicherungsanlagen der Wasserversorgung der Stadt Graz/Austria**

Dipl.-Ing. Helmut Nickl

Grazer Stadtwerke AG - Wasserversorgung

A-8010 Graz, Austria

### **ZUSAMMENFASSUNG**

Horizontaldurchflossene Kiesvorfilter sind in den Wasserwerken Andritz und Friesach der Grazer Stadtwerke AG zur Vorreinigung von schwebstoffbelastetem Rohwasser vor den Grundwasseranreicherungsanlagen seit über 10 Jahren im Einsatz und haben sich im Betrieb dank ihrer einfachen und wirtschaftlichen Arbeitsweise sehr gut bewährt.

### **SUMMARY**

Horizontal-flow roughing filters are working now in the waterworks Andritz and Friesach of the Water-supply-company of Graz for more than 10 years in the preliminary treatment of sediment-loaden raw water for groundwater replenishment. Due to their simplicity and economy they always are working very successful.

### **1. EINLEITUNG**

Die Grazer Stadtwerke AG betreibt zur Wasserversorgung der Landeshauptstadt Graz des Bundeslandes Steiermark mit etwa 250.000 zu versorgenden Einwohnern 3 Grundwasserwerke. Die Gesamtförderung betrug im Jahre 1991 18,8 Mio m<sup>3</sup>, das ergibt eine durchschnittliche Tagesförderung von 52.000 m<sup>3</sup>. Als maximale Tagesförderung wurden 60.000 m<sup>3</sup> registriert. Die Wasserförderung stieg bis Mitte der 80-er Jahre, ging in den nächsten Jahren stark zurück und zeigt seit 1990 wieder eine gering ansteigende Tendenz von etwa 1 % pro Jahr, liegt jedoch noch auf dem Niveau von 1972.

Das geförderte Grundwasser kann aufgrund seiner guten Qualität ohne jegliche Behandlung, Aufbereitung oder Desinfektion direkt an den Konsumenten abgegeben werden.

## 2. GRUNDWASSERANREICHERUNG

Alle 3 Wasserwerke liegen im Nahbereich der Mur, eines Oberflächengewässers der Güteklasse 3. Das Grundwasser wird den etwa 20 m mächtigen quartären Talfüllungen des Murtales mit je zwei Horizontalfilterbrunnen, System Ranney, mit 4,0 m lichtigem Durchmesser und ca. 22 m Tiefe entnommen.

Um den Anteil an Flußinfiltrat zu minimieren und andererseits das Grundwasserdargebot zu erhöhen, wird in 2 der 3 Wasserwerke, den Wasserwerken Andritz und Friesach, Grundwasseranreicherung betrieben.

Im Wasserwerk Andritz - dem damals einzigen der Stadt Graz - wurde Grundwasseranreicherung bereits nach 1920 betrieben, wobei damals Murwasser zur Versickerung gelangte, ab 1940 wurde Oberflächenwasser aus dem Andritzbach benutzt. Die heutigen Grundwasseranreicherungsanlagen stammen aus den Jahren 1980 - 82, sind somit 10 Jahre in Betrieb. Der Anteil der Versickerungsmenge an der Gesamtförderung ist aus *Abbildung 1* ersichtlich.

### GRUNDWASSERANREICHERUNG WW ANDRITZ Förderung/Anreicherung

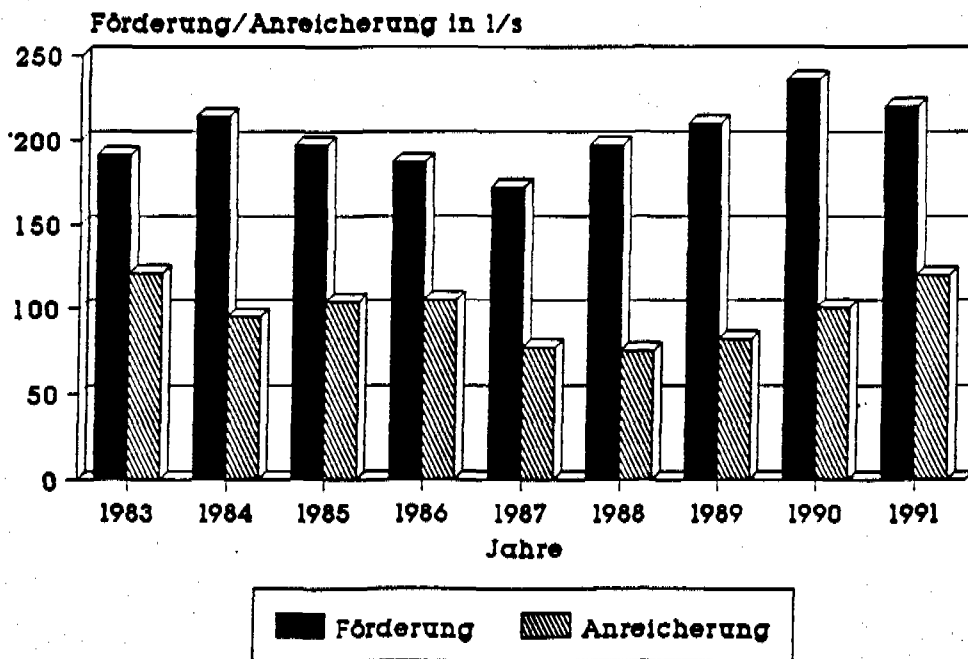


Abbildung 1

Für die Grundwasserbewirtschaftung wurden mit Hilfe von Grundwassermodellen Bewirtschaftungskonzepte erstellt. Diese stellen einen Zusammenhang zwischen den Parametern

- »Exfiltration/Infiltration
- »Grundwasserstand
- »Versickerungsmenge der Anreicherungsanlage
- »Entnahmemenge durch Förderbrunnen

her und geben den jeweils zulässigen Dauerbetrieb an. Außerhalb dieses Bereiches liegt ein kurzfristig zulässiger Betriebszustand bzw. Bereiche, in denen wegen Übernutzung des Grundwasserfeldes oder Unwirtschaftlichkeit ein Dauerbetrieb nicht zulässig ist. Das Bewirtschaftungskonzept für das Wasserwerk Friesach bei Niedrigwasser ist in *Abbildung 2* dargestellt.

Die Grundwasseranreicherungsanlagen werden nach folgendem Funktionsschema betrieben:

- »Fassung des Oberflächengewässers
- »Rohwasserüberwachung mittels Trübungsmessung und UV-Absorption
- »Absetzbecken ( Sandfang )
- »Kiesvorfilter zur Schwebstoffreduktion und Abbau organischer Verunreinigungen
- »Versickerungsanlagen ( Langsamsandfilter, Rasenbecken, Sickerschlitze ) mit Sauerstoffeintrag durch Kaskaden bei Versickerungsbecken, Reduktion der Keimzahl, Abbau der organischen Verunreinigungen, Entfernung der Restschwebstoffe
- »Bodenpassage
- »Überwachung der Qualität durch Kontrollbrunnen zwischen Versickerungsanlagen und Förderbrunnen
- »Förderanlagen
- »Versorgungsnetz

# WASSERWERK FRIESACH

Der Bereich des zulässigen Dauerbetriebes  
(Niedrigwasser)

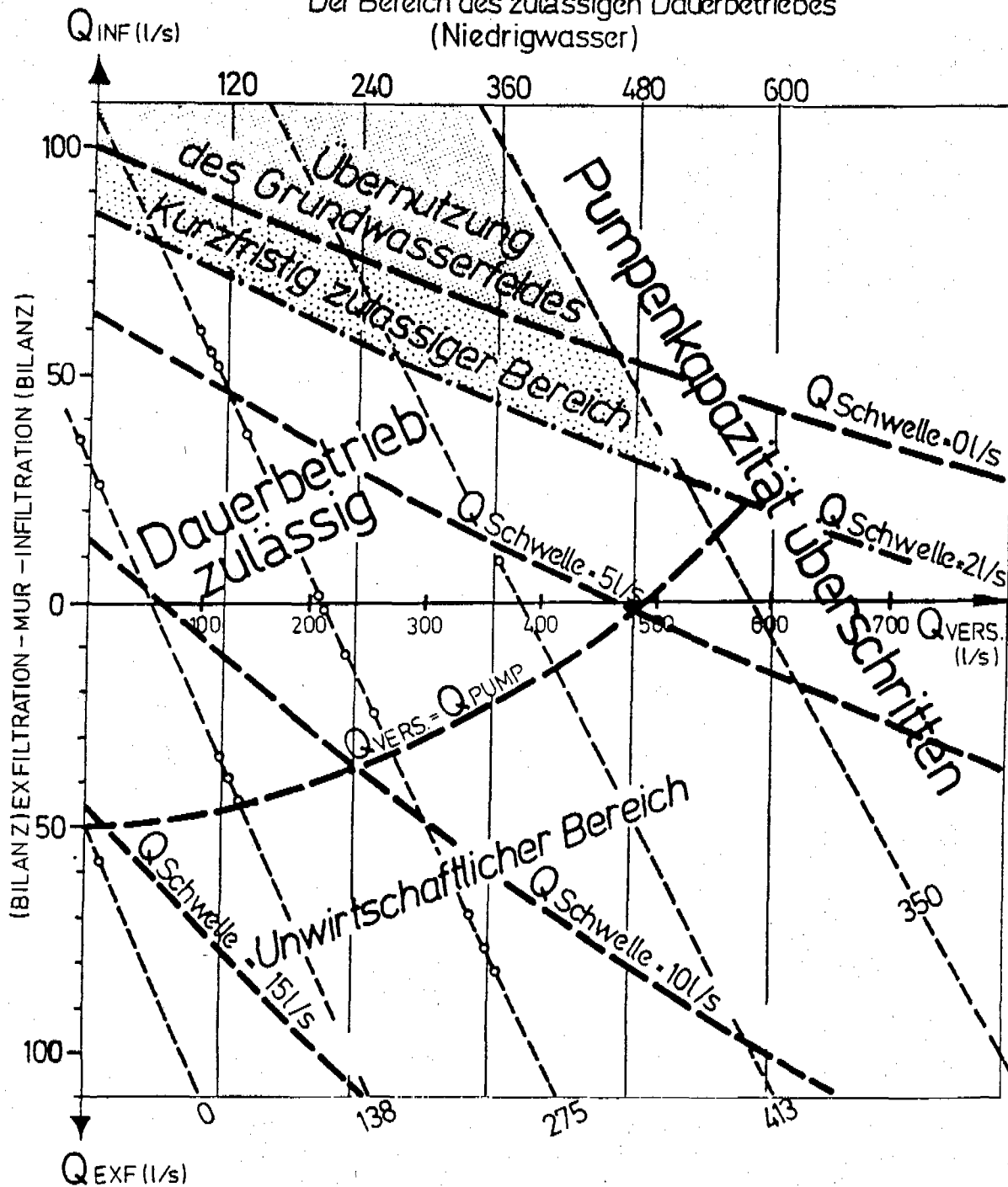


Abbildung 2

Eine Übersicht über das Wasserwerk Friesach mit Rohwasserentnahme, Förderbrunnen und Grundwasseranreicherungsanlage zeigt die *Abbildung 3*.

Als Versickerungsorgane sind kontinuierlich beaufschlagte Sandfilterbecken, intermittierend betriebene Rasenbecken ( Polder ) und seit nunmehr fast 3 Jahren Sickerschlitzen im Einsatz.

Die Rasenbecken sind 10 Tage in Betrieb und benötigen 20 Tage zur Regeneration. Zur Zeit sind Versuche im Gange, durch eine andere Bepflanzung diesen Rhythmus für die Versickerungsleistung günstiger zu gestalten, d.h. eine Bepflanzung mit geringerer Regenerationsdauer zu finden oder überhaupt einen kontinuierlichen Betrieb zu gewährleisten. Diese Versuche werden in etwa 2 Jahren abgeschlossen sein.

Die nunmehr vorliegenden Erfahrungen mit den Sickerschlitzen sind durchwegs positiv, was Betrieb und Versickerungsleistung betrifft. Sie zeigen jedoch eine hohe Empfindlichkeit im Hinblick auf den Schwebstoffgehalt des Rohwassers. Gelangt höher schwebstoffbelastetes Rohwasser auch nur für kurze Zeit in die Sickerschlitzen, ist dies sofort mit einem spürbaren Rückgang der Versickerungsleistung verbunden und erfordert eine Reinigung der Oberfläche des Sandfilters des Sickerschlitzen. Speziell diese Art von Versickerungsorganen stellt hohe Anforderungen an die Reinigungsleistung von Kiesvorfiltern.

*Abbildung 4* zeigt eine Gegenüberstellung des Flächenbedarfes und der Kosten für die einzelnen Versickerungsorgane ohne Grunderwerbskosten bei gleicher Versickerungsleistung. Die Kosten beziehen sich auf Preisbasis 1990 und sind in öS angegeben. Hierbei wurden folgende Abkürzungen verwendet:

SSG....Sickerschlitzen

SFB....Sandfilterbecken

RB ....Rasenbecken ( Polder )

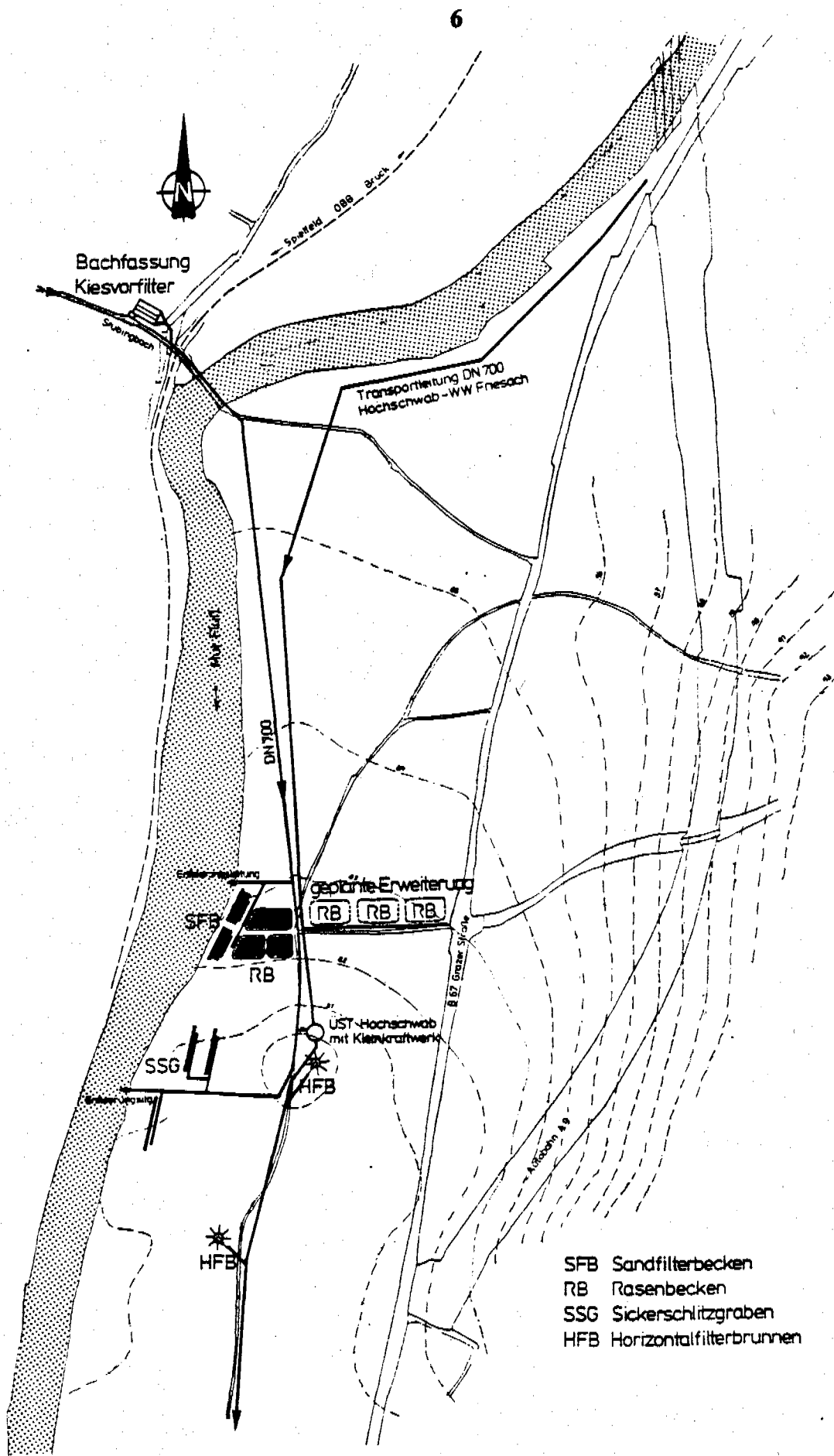
1/2 stellt den jetzigen Betrieb mit 10 Tagen

Beaufschlagung und 20 Tagen Regeneration dar,

1/1,5 und 1/1 fiktive Betriebszustände mit

10 Tagen Beaufschlagung und 15 bzw. 10 Tagen

Regeneration.



- SFB Sandfilterbecken
- RB Rasenbecken
- SSG Sickerschlitzengraben
- HFB Horizontalfilterbrunnen

Abbildung 3



### GWA-Friesach Flächenbedarf bei gleicher Versickerungsleistung

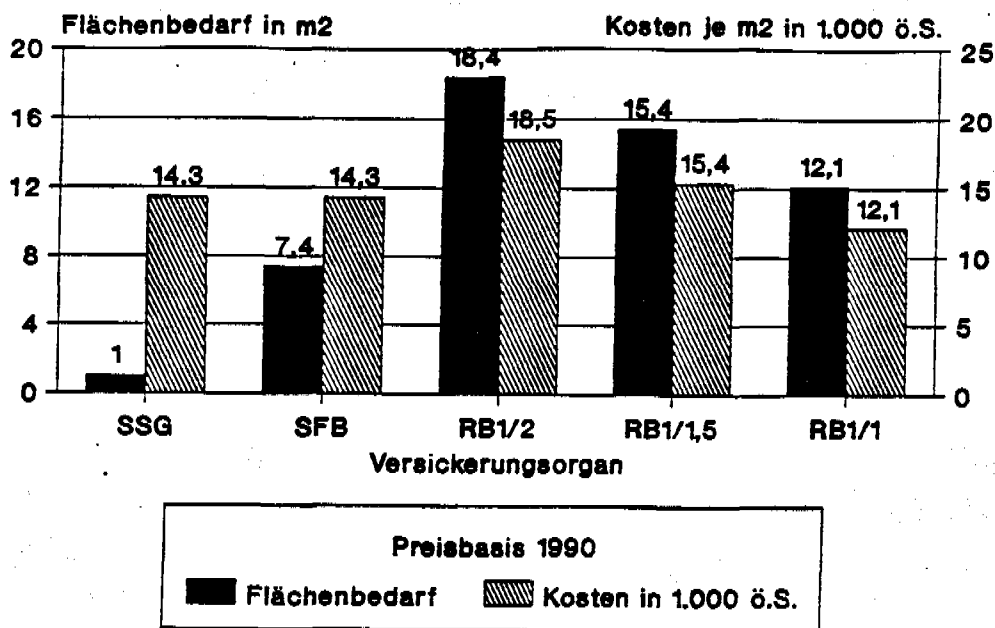


Abbildung 4

Grundwasseranreicherung wird in Österreich derzeit nur von der Grazer Stadtwerke AG-Wasserversorgung betrieben. Es ist nunmehr auch geplant, im Marchfeld im Zusammenhang mit der erfolgten Errichtung des Marchfeldkanals in Niederösterreich nahe Wien Grundwasseranreicherungsanlagen mit Rohwasser aus der Donau zu errichten. Zu diesem Zweck laufen nun ab Mitte 1992 Versuche für Vorfilteranlagen und verschiedene Versickerungsanlagen an.

### 3. KIESVORFILTER

#### 3.1 Vorfilterversuche

Da bei der Grazer Stadtwerke AG Ende der 70-er-Jahre keinerlei Erfahrungen mit der Kiesfiltration vorlagen, entschloß man sich, durch Versuche geeignetes, in der Region vorhandenes Filtermaterial zu finden. Um die Versuchsbedingungen möglichst realistisch der künftigen Anlage anzupassen, wurde eine Versuchsanlage - ein 2,0 m breiter Ausschnitt der künftigen Vorfilteranlage - aus Stahlblech im Maßstab 1 : 1 hergestellt, d.h. Filterlänge und Filtermächtigkeit entsprachen den geplanten Abmessungen der künftigen Anlage. Die Versuchsanlage wurde mit 4 l/s je m Breite, das entspricht 14,4 m<sup>3</sup>/h, beaufschlagt und ist in *Abbildung 5* dargestellt.

Untersucht wurden zwei Filtermaterialien, und zwar Kies der Körnung 8/16 mm und 32/63 mm. Die Versuchsdauer betrug bei der Körnung 8/16 mm 42 Tage, bei der Körnung 32/63 mm 70 Tage.

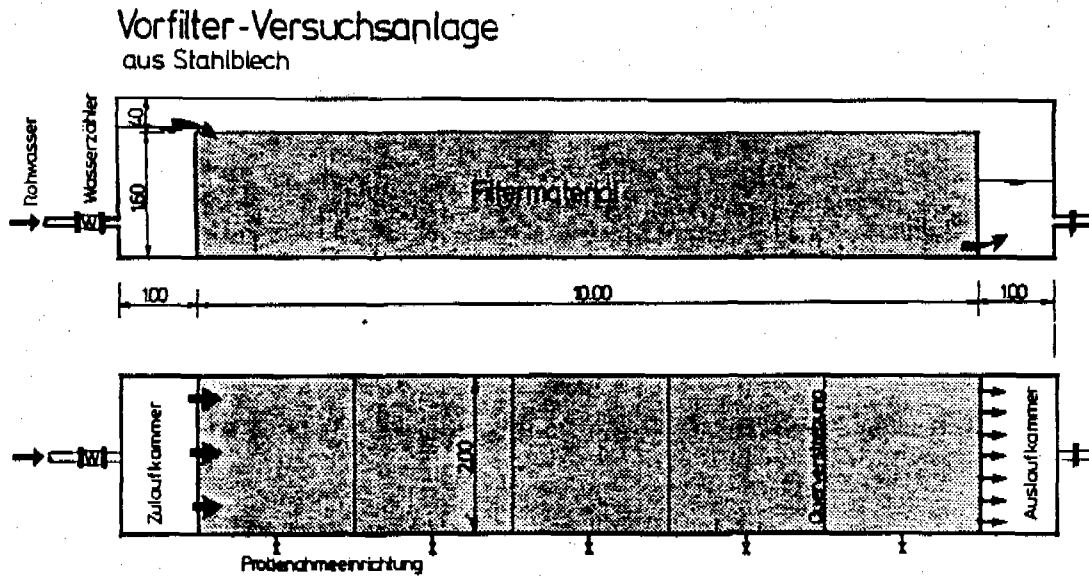


Abbildung 5

Die Versuche zeigten folgende Ergebnisse:

Beim Filterkies der Körnung 8/16 mm kam es zu einer Reduktion der Schwebstofffracht um 72 % auf 28 % des Schwebstoffgehaltes des Rohwassers, beim Filtermaterial der Körnung 32/63 mm zu einer Reduktion auf 37 %, also auf eine um 9 % geringere Filterwirkung.

Bereits bei diesen ersten Versuchen zeigte sich, daß vor allem Spitzen des Schwebstoffgehaltes im Rohwasser sehr gut abgebaut werden, wie sich dies auch im späteren Betrieb bestätigte und aus *Abbildung 6* ersichtlich ist.

**KIESVORFILTER**  
**Versuchsanlage**  
**Filtermaterial 8/16 mm**

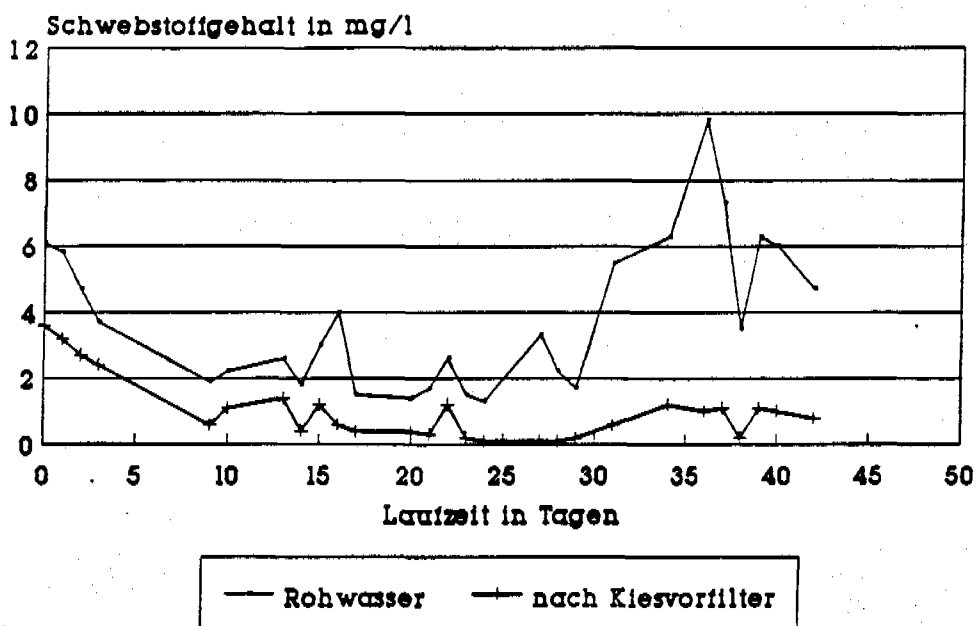


Abbildung 6

Neben der Messung des Schwebstoffgehaltes wurde auch die UV-Absorption gemessen. Hier kam es durch die Kiesfiltration zu einer Reduktion der Werte, was auf einen Abbau organischer Substanzen hinweist.

Die Temperatur des Rohwassers lag zwischen 10 und 15 Grad Celsius und wurde geringfügig, im Mittel 0,5 Grad Celsius erhöht, was auf die Verweilzeit im Filter bei höheren Lufttemperaturen zurückzuführen sein wird. Eine zu erwartende Reduktion des Sauerstoffgehalts wurde nicht festgestellt.

Besonders hervorzuheben ist die gute Übereinstimmung der Ergebnisse der Vorfilterversuche mit den Ergebnissen des Betriebes der endgültigen Anlagen. Es ist daher - vor allem bei den niedrigen Investitionskosten für die Versuchsanlage - angebracht und vertretbar, derartige Versuche im Maßstab 1 : 1 durchzuführen und dabei aus wirtschaftlichen Gründen Filtermaterialien zu verwenden, die aus der Region kommen.

Eine Versuchsdauer von 2 Monaten scheint ausreichend zu sein.

### 3.2 Bauliche Ausführung

Die Kiesvorfilteranlagen bestehen sowohl im WW Friesach als auch im WW Andritz aus je 2 Filterbecken mit gleichen Abmessungen, die parallel, jedoch unabhängig voneinander, beaufschlagt werden können. Je zwei Becken kamen zur Ausführung, um Betriebsunterbrechungen bei Außerbetriebnahme eines Beckens zur Erneuerung des Filtermaterials oder sonstiger Arbeiten zu vermeiden. Bei derartigen Unterbrechungen wird ein Becken entsprechend höher beaufschlagt.

Die Filterstrecke ist 10,0 m lang, die mittlere Filterstärke beträgt 1,30 m, das Filtermaterial besteht aus einer einzigen Körnung und ist nicht abgestuft.

Die gesamte Vorfilteranlage ist in Dichtbeton ausgeführt und über einen Kanal in den Vorfluter entleerbar.

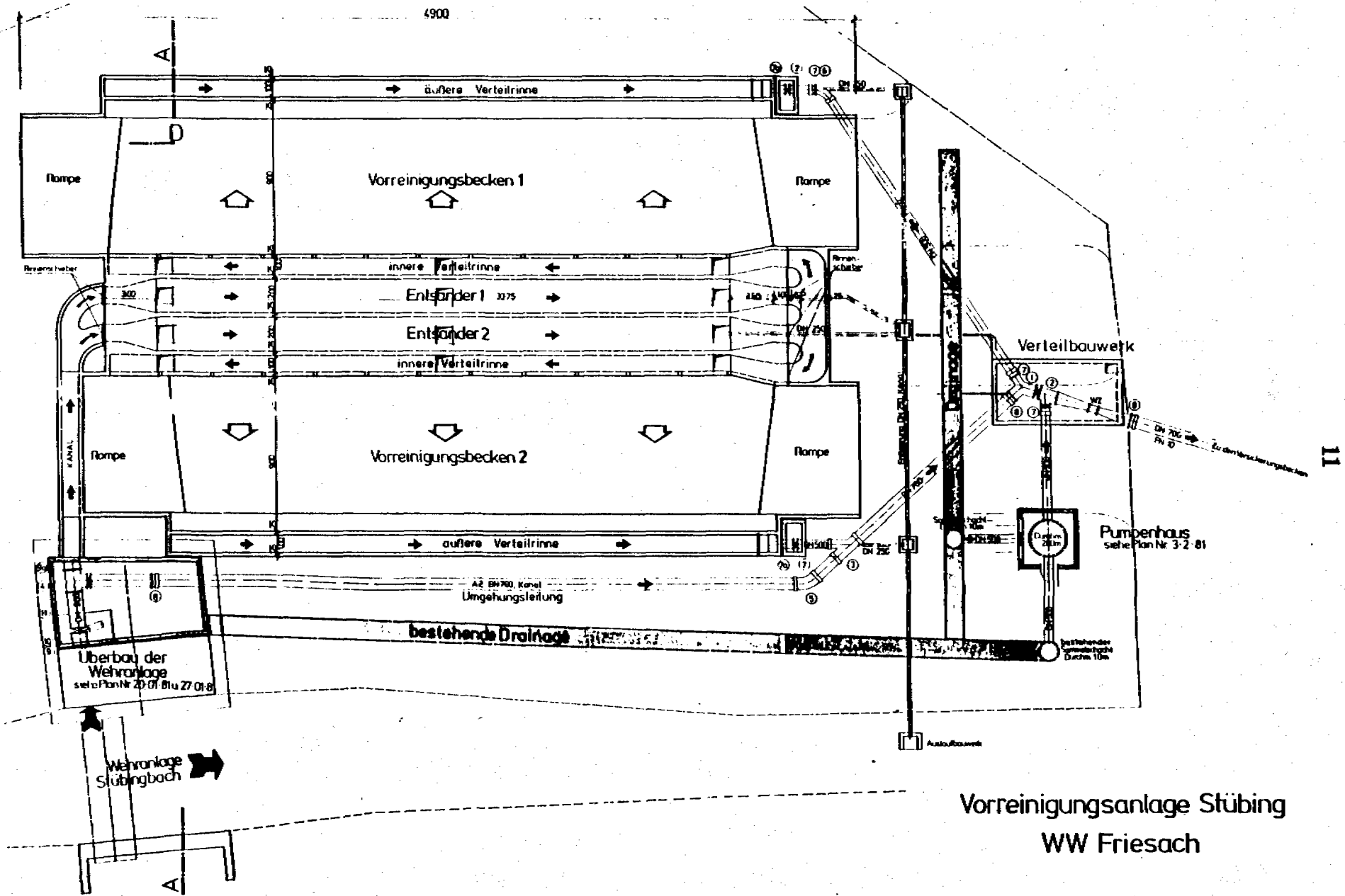
Für den Ein- und Ausbau des Filtermaterials sind Einfahrtsrampen über die gesamte Breite angeordnet, sodaß für den Filterwechsel Ladegeräte und Lastkraftwagen eingesetzt werden können, die die Filteranlage befahren können.

Bei der Vorfilteranlage für die Grundwasseranreicherung des Wasserwerks Friesach ist das Absetzbecken ( Sandfang ) in die Vorfilteranlage integriert. Hier stellen Rohwasserfassung, Absetzbecken und Kiesvorfilter eine bauliche Einheit dar, wie dies aus den *Abbildungen 7 und 8* zu ersehen ist.

Im Wasserwerk Andritz gelangt das Rohwasser - nach Trübungsmessung - von der Bachfassung in ein Absetzbecken und von diesem über eine ca. 700 m lange Rohrleitung DN 700 in einen Verteilkanal der Vorfilteranlage, von dem es über einen Überfall über die gesamte Filterlänge in das Filterbecken strömt. Die Sohle des Kiesvorfilters hat ein Gefälle von 25 cm auf 10 m. Nach Durchfließen des Filters gelangt das Wasser über an der Sohle gelegene Öffnungen in einen Sammelkanal und von diesem zu den Versickerungsanlagen. Einen Überblick über die Grundwasseranreicherungsanlage Andritz gibt die *Abbildung 9*, einen Schnitt durch die Kiesvorfilter zeigt die *Abbildung 10*. Wie die Erfahrungen zeigten, sollten alle Kanäle mit offenem Wasserspiegel abgedeckt werden, um Algenbildung, Eintrag von Blütenstaub, Laub etc. hintanzuhalten.

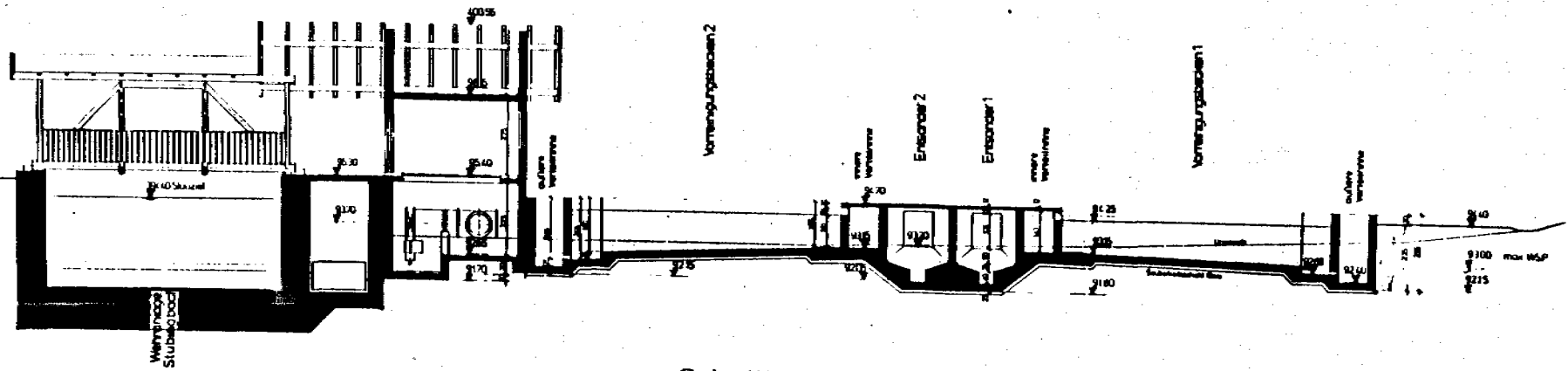
Im Betrieb der Anlagen zeigte sich auch, daß ein Wasseranschluß ( Hydrant ) im Bereich der Anlagen von Vorteil ist, um Becken, Kanäle und Verteilgerinne reinigen zu können. Entleerungs- und Spülleitungen sollten, wenn dies möglich ist, vorgesehen werden.

Abbildung 7



Vorreinigungsanlage Stübing  
WW Friesach

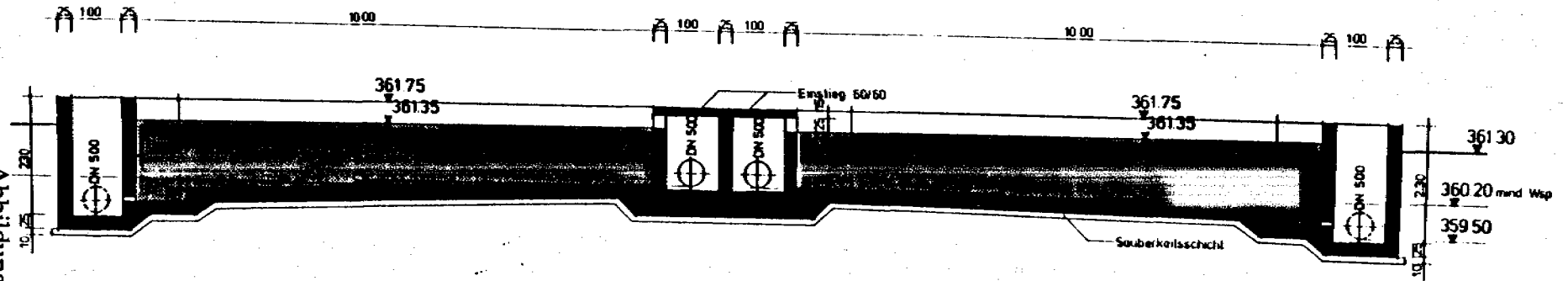
Abbildung 8



Schnitt

Vorreinigungsanlage Stübing  
WW Friesach

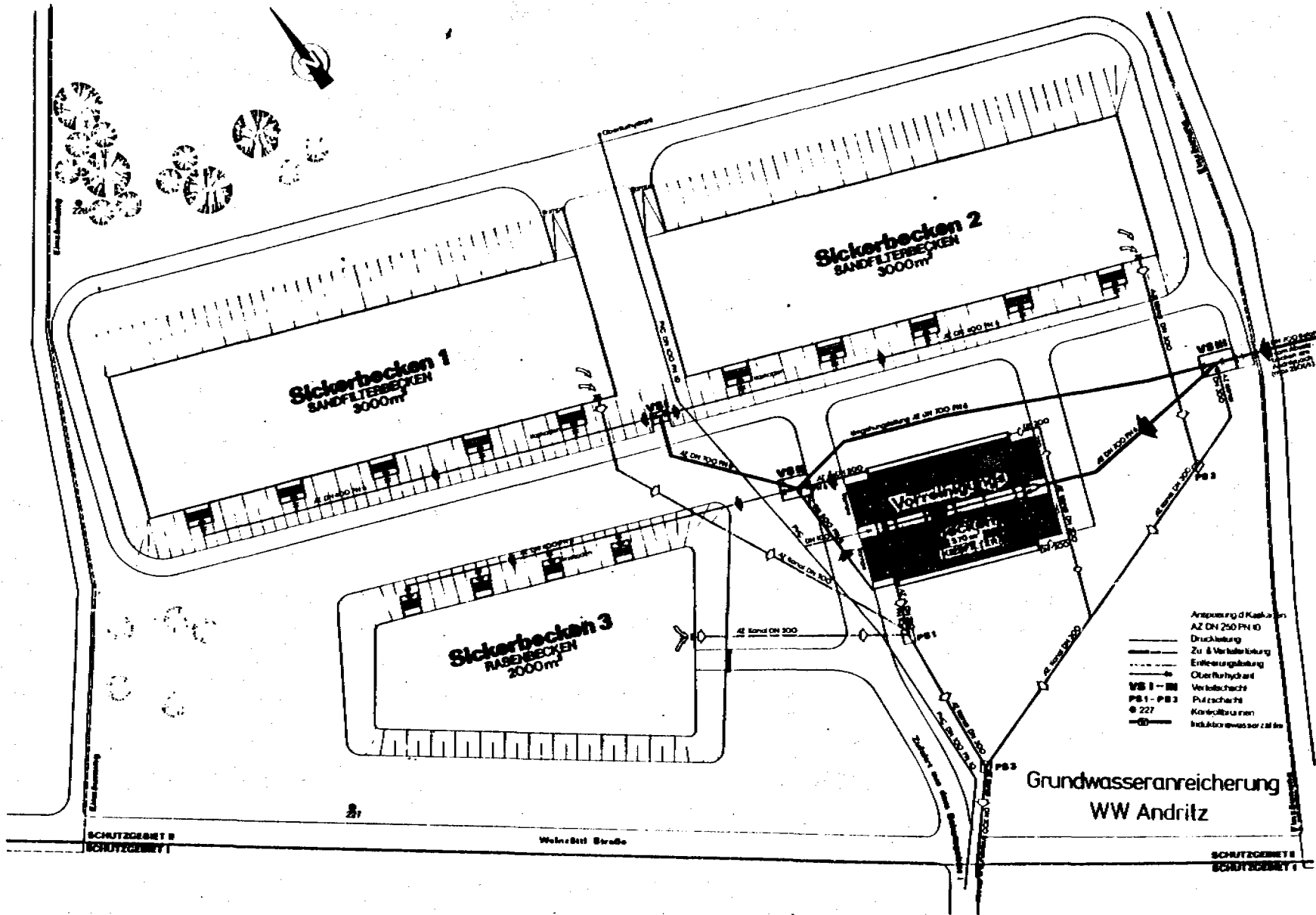
Abbildung 10



Schnitt

Vorreinigungsbecken  
WW Andritz

Abbildung 9



### 3.3 Betriebserfahrungen

Die Vorfilteranlage im WW Andritz ist für eine maximale Leistung von 250 l/s konzipiert, dies entspricht einer Beaufschlagung der Filter von 4 l/s je lfm Beschickungsfront oder 14,4 m<sup>3</sup>/h Filtergeschwindigkeit.

Die Anlage im Wasserwerk Friesach ist für eine maximale Leistung von 400 l/s konzipiert, dies entspricht einer Beaufschlagung der Filter von 5,1 l/s je lfm Beschickungsfront oder 18,3 m<sup>3</sup>/h.

Im laufenden Betrieb schwankt die Beaufschlagung ständig, wie dies aus *Abbildung 11* zu ersehen ist, in der für die Monate April und Juli 1991 die täglichen Anreicherungsmengen dargestellt sind. Die Schwankungen ergeben sich aus dem sich ändernden Dargebot des Oberflächengewässers, dessen gesamter Abfluß in diesem Fall genutzt werden kann, dem Bedarf an Anreicherungswasser und der Rohwasserqualität, d.h. der Trübung. Vor allem bei starken Niederschlägen und Gewittern wird im Oberflächengewässer eine Trübung erreicht, bei der es durch den zur Kontrolle des Rohwassers installierten Trübungsmesser zu einer automatischen Außerbetriebnahme der Rohwasserentnahme kommt. Dadurch kommt es naturgemäß in den Sommermonaten zu oftmaligen Unterbrechungen des Anreicherungsbetriebes, wie dies aus der *Abbildung 11* bei der Darstellung der Anreicherungsmengen für Juli 1991 zu sehen ist.

#### GRUNDWASSERANREICHERUNG WW ANDRITZ Anreicherungsmengen April/Juli 1991

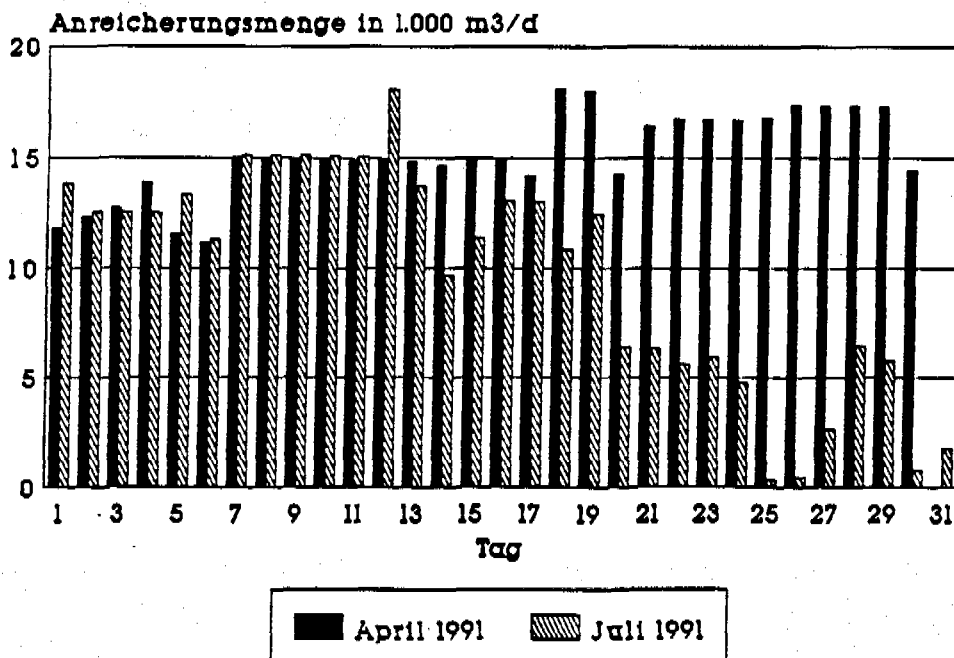


Abbildung 11



Die Vorfilteranlage im Wasserwerk Andritz wurde im Mai 1982 in Betrieb genommen, wobei ein Vorfilter mit Filtermaterial 8/16 mm und das zweite mit Filtermaterial 16/32 mm gefüllt wurde.

Das Vorfilter mit dem Filtermaterial 8/16 mm war bis Ende August 1984 in Betrieb, hatte somit eine Laufzeit von

28 Monaten, das Vorfilter mit dem Filtermaterial 16/32 mm war bis Ende November 1985 in Betrieb, daraus ergibt sich eine Laufzeit von 43 Monaten.

Aufgrund der doch wesentlich höheren Laufzeit des Beckens mit dem größeren Filtermaterial wurden die Vorfilter - unter Inkaufnahme einer geringeren Reinigungsleistung - nunmehr bis heute mit Filtermaterial 8/32 mm gefüllt.

Die nachfolgende Tabelle zeigt die Laufzeiten der verschiedenen Filtermaterialien seit Inbetriebnahme der Kiesvorfilter im Jahre 1982 bis heute.

| Filtermaterial | Laufzeit Vorfilter 1 | Laufzeit Vorfilter 2 |
|----------------|----------------------|----------------------|
| 8/16 mm        | 28 Monate            | --                   |
| 16/32 mm       | --                   | 43 Monate            |
| 8/32 mm        | 42 Monate            | 60 Monate            |
| 8/32 mm        | 40 Monate            |                      |

Die lange Laufzeit des Vorfilters 2 von 60 Monaten erklärt sich daraus, daß dieses Vorfilter schon längere Zeit außer Betrieb war, bis es zur Auswechslung des Filtermaterials kam.

Aus den bisherigen Erfahrungen mit Filtermaterial 8/32 mm kann daher eine mittlere Laufzeit von etwa 3,5 Jahren angegeben werden.

Bei diesen hohen Filterlaufzeiten erschien es wirtschaftlicher, das Filtermaterial nicht zu regenerieren, d.h. zu waschen, da Investitionskosten und laufende Instandhaltung und Wartung einer Kieswaschanlage in keinem Verhältnis zu den Kosten eines Filterwechsels stehen. Die Gesamtkosten - Abfuhr des Altfiltermaterials und Neubefüllung mit frischem Filtermaterial - beliefen sich beim letzten Wechsel im Jahr 1991 bei insgesamt 400 m<sup>3</sup> Filtermaterial eines Beckens auf ö.S. 123.000,- incl. Mehrwertsteuer oder ca. sFr. 15.000,-.

Eine kontinuierliche Überwachung des Reinigungseffekts der Kiesvorfilter erfolgte und erfolgt nicht und erscheint auch nicht notwendig. Es wurden vor allem nach Inbetriebnahme der Anlagen und im weiteren Betrieb in unregelmäßigen Abständen Schwebstoffmessungen durchgeführt. Einige dieser Meßergebnisse sind beispielhaft in den *Abbildungen 12, 13 und 14* dargestellt. Auch hier sei nochmals auf den guten Abbau von Spitzen des Schwebstoffgehaltes hingewiesen, wie dies z.B. in *Abbildung 12* im Zeitraum von 20.11. bis 8.12.1982 und in *Abbildung 14* im Zeitraum 5. - 9.8.1991 zu sehen ist.

Im Laufe des Betriebes der Kiesvorfilter stellte sich ein Mangel heraus, der in der Konzeption der Anlage begründet war.

Das Kiesvorfilter steuerte sich nach dem Wasserstand im Sammelkanal des Ablaufes, der sich entsprechend der Beaufschlagung einstellte. Aufgrund der baulichen Konzeption der Anlage entleerte sich das Filterbecken bei Unterbrechung des Zuflusses, bei Wiederinbetriebnahme füllte sich das Becken wieder entsprechend der Beaufschlagung. Durch diese starke Instionärströmung kam es zu Ausschwemmungen von im Filter angelagertem Schwebstoff und somit bei jeder Unterbechung bzw. jeder Wiederinbetriebnahme - die durch Steuerung über Trübungsmessung automatisch erfolgte - zu kurzfristigen hohen Schwebstoffbelastungen des in die Versickerungsanlagen gelangenden Wassers. Dies wurde solange nicht bemerkt bzw. nicht als störend empfunden, als nur Sandfilterbecken und Rasenbecken ( Polder ) als Versickerungsorgane im Einsatz waren, die diesen kurzfristigen Stoß hochschwebstoffbelasteten Wassers ohne Probleme verkrafteten. Mit Inbetriebnahme der in dieser Hinsicht hochsensiblen Sickerschlitzen wurde dieser Schwebstoffstoß zum Problem. Um diesen negativen Effekt zu eliminieren wurde ein fester Auslauf installiert, sodaß eine vollständige Entleerung des Filterbeckens nicht mehr möglich war, das Filter somit auch bei Außerbetriebnahme eingestaut blieb und dieser Entleerungseffekt weitgehend reduziert wurde.

Seit dieser konzeptionellen baulichen Änderung lassen sich auch die Sickerschlitzen problemlos betreiben.

Aus den in *Abbildung 13* dargestellten Ergebnissen der Schwebstoffmessungen vom 31.10.1983 bis 31.1.1984 läßt sich wieder beispielhaft der Reinigungseffekt errechnen, indem man die Schwebstofffracht als Produkt aus der jeweiligen Beaufschlagung und dem Schwebstoffgehalt vor und nach der Kiesfiltration errechnet. Für diesen Betrachtungszeitraum ergibt sich für das Filtermaterial 8/16 mm eine Reduktion der Schwebstofffracht von 64 % auf 36 % der Schwebstofffracht im Rohwasser, für das Filtermaterial 16/32 mm eine Reduktion von 50 % auf 50 %. Die beiden Kiesfilter waren zum Zeitpunkt der Messungen ca. 19 Monate in Betrieb. Untersuchungen auf weitere Parameter erfolgten nicht.

GRUNDWASSERANREICHERUNG WW ANDRITZ/GRAZ  
Kiesvorfilter  
Inbetriebnahme 12.5.1982

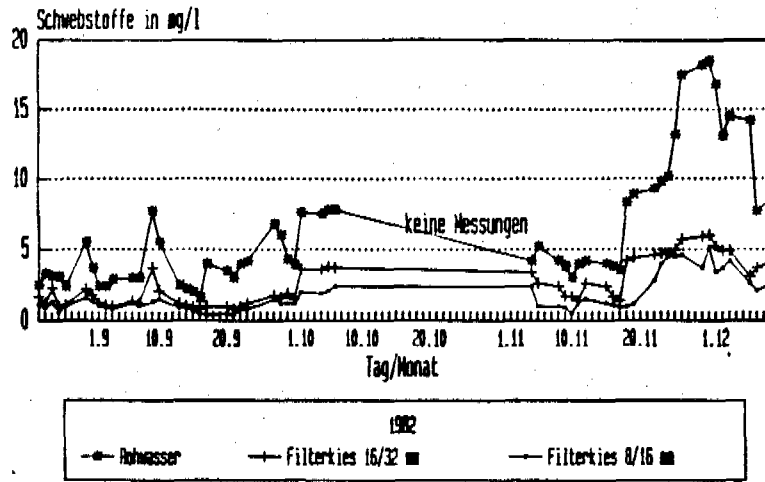


Abb.12

Inbetriebnahme 12.5.1982

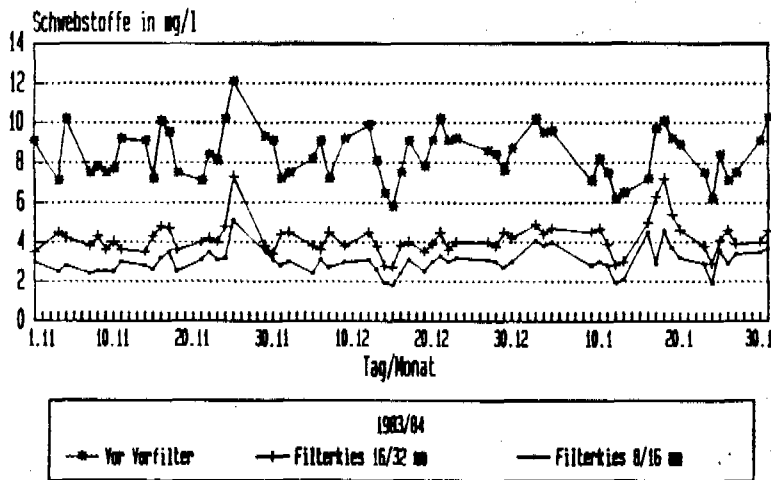


Abb.13

Inbetriebnahme 7.11.1990

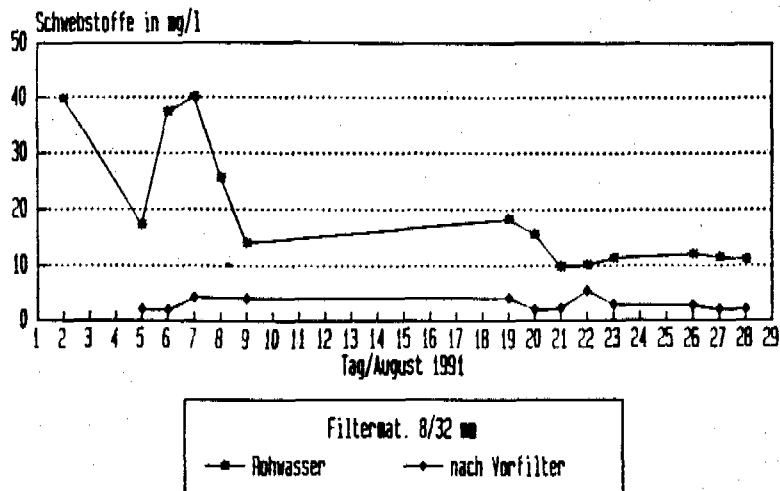


Abb.14

#### 4. SCHLUSSBEMERKUNG

Die Grazer Wasserversorgung hat mit der Grundwasseranreicherung als Mittel zur Grundwasserbewirtschaftung bisher beste Erfahrungen gemacht. Dies gilt im besonderen auch für die Kiesfiltration, die eine technisch und betrieblich äußerst einfache und wirtschaftliche Lösung der Vorreinigung von Rohwasser darstellt. Es bleibt noch viel Arbeit an theoretischer und wissenschaftlicher Begleitung unserer Grundwasseranreicherungsanlagen und auch Vorhaben zur Optimierung der einzelnen Anlagenteile. Konkret ist vorgesehen, folgende Fragen zu untersuchen und zu klären:

- » Optimierung der Versickerungsleistung der Rasenbecken durch Versuche mit verschiedenen Bepflanzungen mit dem Ziel die Regenerationszeit der Becken zu verkürzen.
- » Untersuchungen an den Kiesvorfiltern mit dem Ziel eine Höchstgrenze der Schwebstoffbelastung des Rohwassers festzulegen, die einerseits eine akzeptable Laufzeit der Filter gewährleistet, andererseits jedoch Betriebsunterbrechungen durch erhöhte Schwebstoffgehalte minimiert.  
Weiters Untersuchungen über das biologische Abbauverhalten der Kiesvorfilter
- » Untersuchungen über Hydraulik und Reinigungsleistung der Sickerschlitze
- » Tracerversuche zur Abklärung der Verweildauer zwischen Versickerungsorganen und Förderbrunnen

Hätte man mit der Inangriffnahme des Baues von Grundwasseranreicherungsanlagen oder Wasserwerken so lange gewartet, bis alle theoretischen Fragen erschöpfend beantwortet sind, viele Anlagen würden noch nicht in Betrieb sein. Die Natur läßt sich auch nicht zur Gänze modellieren und in die Karten sehen. Auch ich habe mir den Rat Professor Trübs zu Herzen genommen, den er vor vielen Jahren dem damaligen Direktor der Grazer Wasserversorgung, Kilian Pirkner, gegeben hatte, als dieser vor der Entscheidung gestanden war, Grundwasseranreicherungsanlagen in Friesach und Andritz zu bauen: " Probieren Sie's einmal !" .

Das Ergebnis hat gezeigt, daß es funktioniert. Warum und wie, das werden wir noch erforschen !

## **Grundwasseranreicherungsanlage Aesch (Teil 1) Anlage und Betriebserfahrungen**

Dr. B. Hurni

Amt für Umweltschutz und Energie des Kantons Basel-Landschaft, Umweltschutzzlabor  
Rheinstrasse 29, CH-4410 Liestal

### **Zusammenfassung**

Der Kanton Basel-Landschaft und das Wasserwerk Reinach betreiben seit 16 Jahren südlich von Basel am Birsunterlauf eine Anlage zur künstlichen Anreicherung des natürlichen Birstal-Schottergrundwassers - Resource zur Trinkwasserversorgung von etwa 80'000 Leuten. Die Anreicherungsanlage, bestehend aus Absetzbecken, Kiesvorfilter, Sandflächenfilter und Schluckbrunnen, erbrachte bisher eine beachtliche Leistung, liess aber inzwischen auch Mängel erkennen, die zwecks langfristiger Betriebssicherung behoben werden müssen: ungenügende Leistung der Kiesvorfiltration, hydraulische Kurzschlüsse im Sandflächenfilter, Kolmatierung der Schluckbrunnen sowie schwerfällige Regenerationsarbeiten. Die Anlage, die Betriebserfahrungen sowie eigens entwickelte Diagnoseverfahren werden beschrieben.

### **Summary**

South of the city of Basle, the canton of Basel-Landschaft and the company "Wasserwerk Reinach" maintain a station for artificial groundwater recharge to the gravel aquifer of the river Birs since 16 years - this means to the natural resource of drinking water for about 80'000 people. This station, consisting of a sedimentation pool, roughing filter, a sand filter and recharge wells had a respectable performance so far; nevertheless some problems have shown up that are due to be eliminated in order to guarantee a longterm service: insufficient capacity of the roughing filtration, hydraulic shortcuts within the sand filtration, colmatation of the recharge wells as well as time consuming regeneration work. The station itself, experience in maintenance and specially designed methods of diagnosis will be described.

### **1. Hydrogeologie und Wasserwirtschaft**

Auf ihrer untersten Teilstrecke, vor der Einmündung in den Rhein, durchfliesst die Birs ein weites, flaches Tal, das in östlicher Richtung in den Tafeljura, in südlicher Richtung in den

Faltenjura und in westlicher Richtung ins Sundgauer Hügelland übergeht. Die wasserundurchlässigen Sedimentgesteine in der Talsohle sind mit einer bis 40 m mächtigen und in der Regel gut durchlässigen Schotterschicht überdeckt. In einer zwischeneiszeitlich gebildeten - also etwa 100'000jährigen - Felsrinne, die mehr oder weniger parallel zum heutigen Birslauf liegt, findet sich Grundwasser von regionaler Bedeutung: etwa 80'000 Leute werden daraus in reichlichem Mass mit einem ausgezeichneten Trinkwasser versorgt.

Oberflächenversiegelung, Korrekturen am Birslauf (Begradigungen) sowie die zunehmende Grundwassernutzung führten vor rund 20 Jahren zum Entschluss, das Grundwasserangebot mittels einer künstlichen Anreicherung bei Aesch, am oberen Ende der vorerwähnten grundwasserführenden Felsrinne, zu erhöhen. Hydrogeologische Studien ergaben, dass mit einer solchen Anreicherung im Hauptnutzungsgebiet der minimale natürliche Grundwasserabfluss von gut 200 auf ca. 700 l/s verdreifacht werden könnte.

## **2. Anreicherungsanlage**

1976 wurde die Grundwasseranreicherungsanlage Aesch - bestehend aus Rohwasserpumpwerk, Absetzbecken, zweiter Pumpenstufe, horizontal durchflossnem Kiesfiltersystem, Sandflächenfilter und Schluckbrunnen - in Betrieb genommen. Die Anlage wurde mit einem Wasserqualitäts-Ueberwachungssystem ausgerüstet und für den Normalbetrieb weitgehend automatisiert.

## **3. Betriebserfahrungen**

Die mittlere Grundwasseranreicherungsleistung beträgt seit Inbetriebnahme ca. 200 l/s resp. 5 Mio. m<sup>3</sup> pro Jahr - eine weitgehend problemlose Angelegenheit. Im Rahmen der langjährigen Betriebsüberwachung gewannen wir jedoch wertvolle Erkenntnisse über verdeckte Schwachstellen dieser Anlage, die schliesslich zu einem Sanierungs- und Ausbauprojekt führten, das vermutlich in absehbarer Zeit zur Ausführung gelangen wird. Insbesondere stellten sich die folgenden Schwachstellen und Aspekte als wesentlich heraus:

1. Die Birs ist ein sehr dynamisches Fliessgewässer, dessen Gehalt an ungelösten Stoffen zwischen wenigen Milligramm und etwa 500 Milligramm pro Liter schwankt - je nach Abflussmenge. Neben einer zuverlässigen Rohwasser-Trübungsmessung waren Massnahmen zu ergreifen, um die Anlage bei stärkerer Birstrübung längere Zeit stilllegen zu können und dabei ein Trockenlaufen der Anlage zu verhindern.

2. Die horizontal durchflossenen Kiesfilter erwiesen sich als wenig leistungsfähig und unhandlich bei der Regeneration. Diese Vorfiltration genügt den Anforderungen des nicht rückspülbaren Sandflächenfilters nicht.
3. Der Sandflächenfilter erwies sich als sehr empfindlich auf ungenügend vorgereinigtes Rohwasser. Aufwendige Regenerationsarbeiten werden immer wieder von rasch abnehmender Filterleistung gefolgt.
4. Ungenügend abgedichtete Böschungen des Sandflächenfilters ermöglichen ein Umfließen des Sandfilters und führen dadurch im Infiltrat zu einem hohen mittleren Gehalt an Feinpartikeln.
5. Ungenügend filtriertes Reinwasser (Infiltrat) reduziert die Leistung der Schluckbrunnen und stellt dadurch die Leistungsfähigkeit der gesamten Anlage mittel- und/oder langfristig in Frage.

Zur präzisen Messung der Sandflächenfilter-Leistung sowie zur Messung der Leistung der einzelnen Schluckbrunnen (die Anlage verfügt über deren 10) haben wir eigens Instrumente konstruiert, die schliesslich über Erfolg bzw. Misserfolg von Regenerations- und Sanierungsmaßnahmen Aufschluss gaben und uns schliesslich veranlassten, vor allem das Problem der ungenügenden Vorfiltration gründlich zu studieren und wenn möglich zu eliminieren.

#### **4. Schlussfolgerungen und Ausblick**

Gestützt auf die vorerwähnten Erfahrungen reifte nach rund 15 Jahren Betrieb der Entschluss, die Anlage einer gründlichen Sanierung und eventuell Erweiterung zu unterziehen. Ziel: effizientere Vorfiltration des Birswassers, konsequentere Nachfiltration mittels Sandflächenfilter (ohne Leckage über Böschungen), Reduktion des Wartungsaufwandes - insbesondere des Aufwandes für die Filterregeneration - und evtl. Steigerung der Infiltrationsleistung auf die bereits ursprünglich vorgesehenen 400 bis 500 Liter pro Sekunde.

Die Herren Martin Wegelin und Dr. Markus Boller, Mitarbeiter der EAWAG/ETH Zürich, haben sich dieses Problems angenommen und eine unseres Erachtens kompetente Lösung erarbeitet, die schliesslich vom Ingenieurbüro Aegerter & Bosshardt (Herr Rudolf Schillinger) zu einem ausführungsfähigen Sanierungs- und Ausbauprojekt weiterentwickelt wurde.

\* \* \*

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Grundwasseranreicherungsanlage Aesch (Teil 2) Feldversuche und Sanierungsvorschläge**

Martin Wegelin, Dipl. Ing. ETH  
International Reference Centre for Waste Disposal (IRCWD)  
c/o EAWAG, CH-8600 Dübendorf

### **Zusammenfassung**

Die ungenügende Feststoffabtrennung in der Grundwasseranreicherungsanlage Aesch, welche 1976 in Betrieb genommen wurde, gefährdet deren langfristige Benutzung. Die in den letzten 4 Jahren durchgeführten Feldversuche haben gezeigt, dass der hydraulische Kurzschluss durch die Beckenböschung des Anreicherungsbeckens mit einem Vlies wirksam unterbunden werden kann. Ebenso kann durch den Umbau der alten, horizontal betriebenen Kiesfilter in neue, aufwärts durchströmte Kiesfilter die Feststoffabtrennung stark verbessert und der Einbau eines Vlieses auf das Sandflächenfilter dessen Laufzeit wesentlich verlängert werden. Die grosszügige Planung und Durchführung der Feldversuche ermöglichte die Bereitstellung solider Projektierungsgrundlagen, welche für die einwandfreie Sanierung der Grundwasseranreicherungsanlage notwendig sind.

### **Summary**

An insufficient separation of the solid matter endangers the long-term use of Aesch's groundwater recharge plant which started operation in 1976. The field tests carried out over the last 4 years proved that the hydraulic short-circuit through the embankment of the recharge basin could successfully be stopped by the installation of a geotextile. The conversion of the old horizontal-flow roughing filters into new upflow roughing filters improved significantly the solid matter removal efficiency, and the running time of the sand filter could considerably be prolonged with the use of a filter fabric. The generous planning and implementation of the field tests enabled the development of sound design guidelines required for a masterful rehabilitation of the groundwater recharge plant.



## 1. Zielsetzung der Feldversuche

Der langfristige Betrieb der Grundwasseranreicherungsanlage Aesch wird durch die ungenügende Feststoffabtrennung der Kies- und Sandfilter gefährdet. Deshalb muss durch eine Sanierung der Anlagen die wirtschaftlich und betriebstechnisch tragbare Produktion eines praktisch schwebstofffreien Anreicherungswassers erreicht werden, welche die Kolmatierung des Grundwasserleiters ausschliesst. Die Hauptkomponenten der Anlage, nämlich Kiesvorfilter, Sandfilter und Schluckbrunnen, stehen betrieblich in einer gegenseitigen Abhängigkeit, in einem Ursache-Wirkungsfeld, in das durch korrektive Massnahmen eingegriffen werden kann, wie dies in Fig. 1 dargestellt ist.

Allgemeine Zielsetzung der 1990 abgeschlossenen Feldversuche war die Evaluation der verschiedenen Umbauvarianten, welche 1987 aufgrund von Voruntersuchungen (1) durch die EAWAG vorgeschlagen wurden. Bei diesen Voruntersuchungen wurde aufgrund von Simulationsrechnungen das Potential einer verbesserten Feststoffabtrennung verschiedener Kiesfiltervarianten abgeschätzt und mögliche Umbauvarianten untersucht sowie für das Anreicherungsbecken verschiedene Sanierungsmassnahmen vorgeschlagen. Durch die hier beschriebenen Feldversuche sind Effizienz und betriebliche Aspekte der vorgeschlagenen Sanierungsvarianten im technischen Massstab überprüft worden. Namentlich wurde

- die Wirksamkeit der Böschungsabdichtung des Anreicherungsbeckens durch eine Filtermatte überprüft
- die Filterleistung bezüglich Feststoffabtrennung verschiedener Kiesfilter untersucht
- die Effizienz von Filterspülungen zur Reinigung der Kiesfilter überprüft
- Möglichkeiten zur Verlängerung der Filterlaufzeiten des Sandfilters untersucht.

Durch die Feldversuche wurden verschiedene Umbauvarianten evaluiert und daraus konkrete Sanierungsmassnahmen vorgeschlagen und deren Bemessungsgrundlagen bereitgestellt. Dieser Artikel fasst die Resultate der Untersuchungen (2) zusammen.

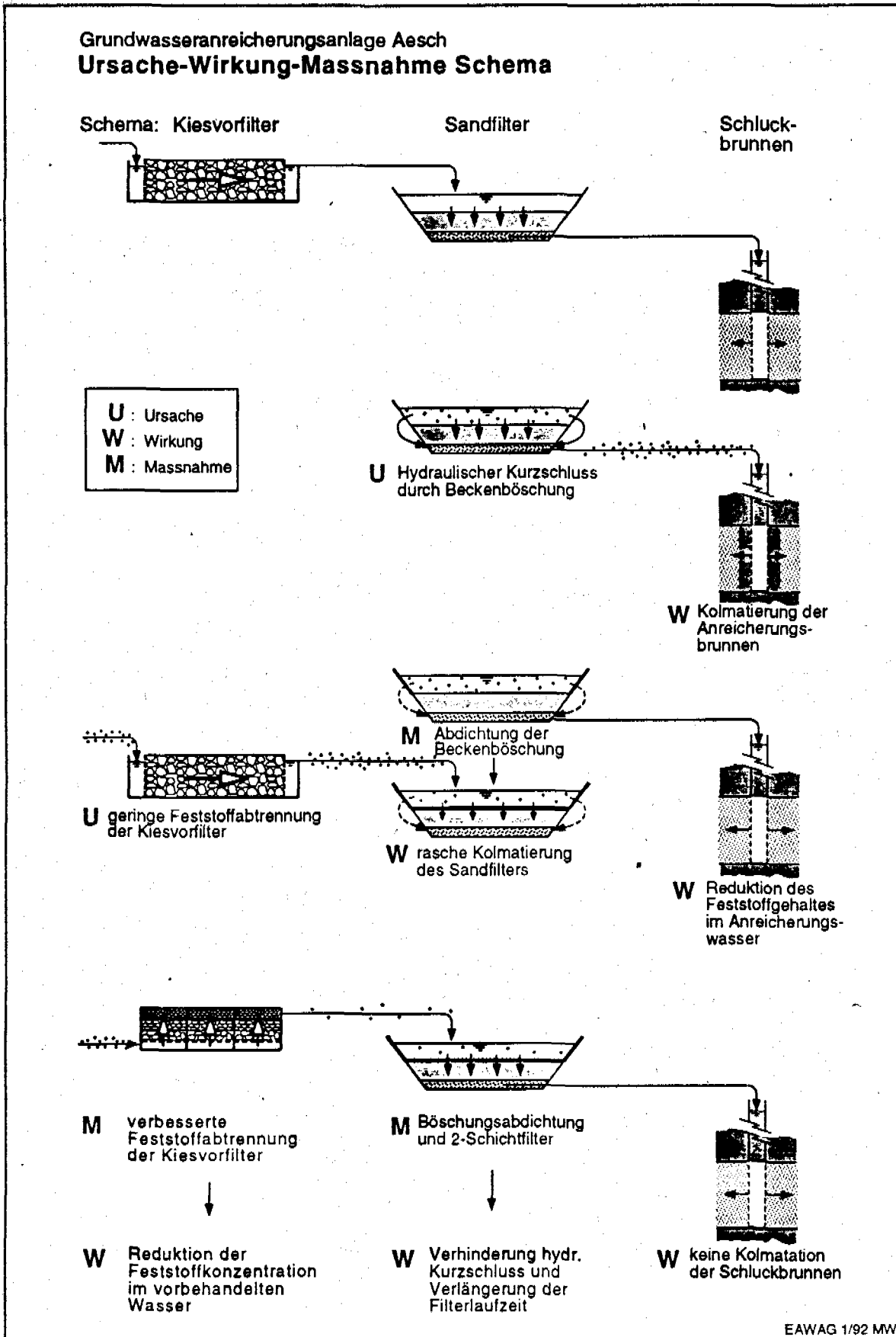


Fig. 1 Schematische Darstellung der Problemstellung und der Sanierungsmassnahmen

## 2. Zeitlicher Verlauf der Untersuchungen

Die Felduntersuchungen und die damit verbundenen Arbeiten erstreckten sich über einen Zeitraum von rund 2 Jahren und wurden vom Frühjahr 1988 bis in den Sommer 1990 wie folgt ausgeführt.

- Anlässlich der Sandflächenfilterreinigung vom Frühjahr 1988 wurde an der Nordböschung des Sickerbeckens eine Filtermatte eingebaut. Im Sommer 1988 sind mehrmals die Schwebstoffkonzentration im Anreicherungswasser verschiedener Brunnen bestimmt worden, um dadurch den Einfluss der Böschungsabdichtung durch die Filtermatte zu überprüfen.
- Nach der Detailprojektierung der Versuchsanlagen konnten die Arbeiten im Juli 1988 vergeben werden. Nach 4-monatiger Bauzeit wurde die Anlage Ende November 1988 in Betrieb genommen. Ab Ende Februar 1989 war der kontrollierte, für die Versuchsauswertung notwendige Betrieb der Kiesfilter möglich. Diese VersuchsfILTER standen seither unter kontinuierlichem Betrieb, welcher nur für die Durchführung von 4 Spülversuchen unterbrochen wurde. Die geringe Wasserführung der Birs im Sommer 1989 und die damit verbundene kleine Schwebstoffkonzentration machten die Installation einer Schlammdosieranlage notwendig. Diese wurde ab Mitte September 1989 für 2 Monate betrieben, um die Schwebstofffracht auf die Kiesfilter zu erhöhen.
- Die Sandfilterkolonnen zur Pilotierung des Anreicherungsbeckens wurden anfangs Mai 1989 in Betrieb gesetzt und bis Mitte November 1989 gefahren. Nach der winterlichen Betriebspause (Frostgefahr) wurden die Sandfilterkolonnen im April 1990 erneut angefahren. Die Reinigung der 3 VersuchsfILTER erfolgte individuell nach Bedarf, d.h. nach Erreichen des maximal zulässigen Ueberstaues in den Sandfilterkolonnen.

### 3. Beschrieb und Resultate der Feldversuche

#### 3.1 Böschungsabdichtung

Aufgrund von Untersuchungen dürften etwa 50% des Anreicherungswassers über die Uferböschung direkt in das Leitungsnetz der Schluckbrunnen gelangen, wodurch die mittlere Feststoffkonzentration von 2 mg/l im Anreicherungswasser erklärbar ist. Naheliegendste Vorkehrung zur Unterbrechung dieses hydraulischen Kurzschlusses ist die Abdichtung der Infiltrationsfläche. Als undurchlässige Abdichtung können als Extreme der Einbau eines Asphaltbelages oder die Verlegung einer Plastikfolie in Betracht gezogen werden. Aus wirtschaftlichen und betrieblichen Gründen ist aber der Einbau einer durchlässigen, langsam abdichtenden Filtermatte zweckmässiger, wie sie im Tiefbau als Geotextilie verwendet wird. Zu Versuchszwecken wurde zwischen dem Entleerungs-bauwerk und 2 Kaskaden, wie in Fig. 2 dargestellt, ein Filtervlies (FLN-Profelt 500gr/m<sup>2</sup> der Firma Landolt, 8752 Näfels/Schweiz) verlegt. Das Netz der Drainageleitungen um Schluckbrunnen No. 5 wurde abgeschottet, um die Wirksamkeit des Filtervlieses zu überprüfen.

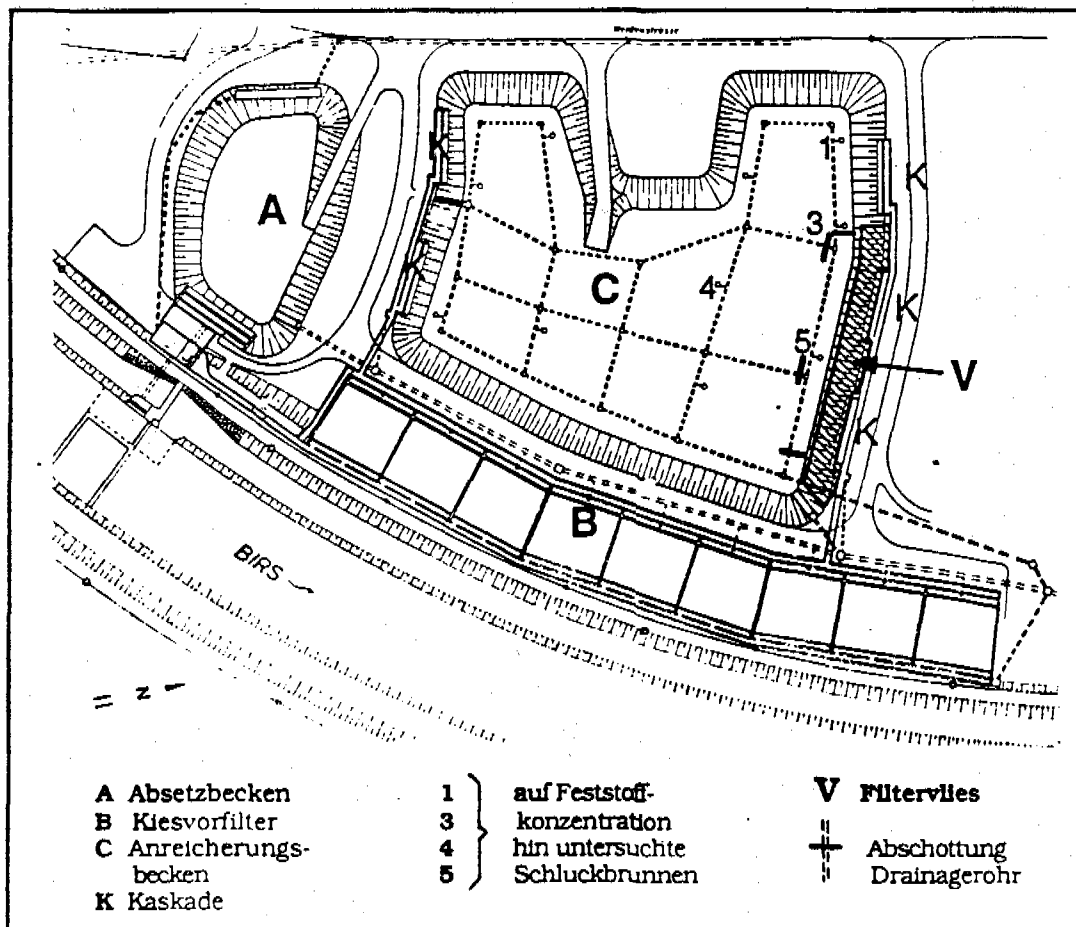


Fig. 2 Lage von Filtervlies und Beobachtungsbrunnen

In der Periode Mai '88 - März '89 wurden zur Bestimmung der Feststoffkonzentrationen Proben aus dem Ueberstau des Versickerungsbeckens und aus den Brunnen 1, 3, 4, und 5 gezogen. Bezüglich Lage und Wasserzufluss können die untersuchten Schluckbrunnen wie folgt charakterisiert werden (siehe auch Fig. 3):

- Brunnen 1 + 3: am Beckenrand, Zufluss über nicht abgedeckte Böschung  
 Brunnen 4: im Innern des Beckens, Zufluss über Sandfilter  
 Brunnen 5: am Beckenrand, Zufluss über mit Filtervlies abgedeckte Böschung

Ein Vergleich der Messwerte von Brunnen 5, dessen Sammelleitungen vom übrigen Leitungsnetz abgeschottet wurden, mit jenem der andern Brunnen sollte Aufschluss über die Effizienz des Filtervlieses bezüglich Feststoffabtrennung geben. Tabelle 1 enthält eine Zusammenstellung von Feststoffkonzentrations-Mittelwerten für die gesamte sowie für die erste und zweite Hälfte der Untersuchungsperiode (1. Periode Mai - Nov. '88, 2. Periode Dez. '88 - März '89). Die Tabelle 1 zeigt, dass der Kontrollbrunnen No. 5 anfänglich den höchsten Mittelwert aufweist, dieser aber in der zweiten Periode stark abnimmt. Dies hängt mit der zunehmenden Kolmatierung des Filtervlieses zusammen. Durch einen Laborversuch wurde die Filterleistung des sauberen Vlieses mit  $300 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ , jene des mit Schlamm beladenen Vlieses (Probenahme Okt. '88) mit  $0.1 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$  bestimmt. Das Filtervlies bewirkte in den ersten 5 Monaten eine markante Abdichtung der Uferböschung, welche längerfristig noch zunehmen dürfte. Weil die Abschottung der Zulaufleitungen den Brunnen 5 wegen Umströmung der Sperrstelle durch die Kiesschicht nicht vollständig zu isolieren vermochte, ist die Effizienz des Filtervlieses möglicherweise höher als dies die Untersuchungsergebnisse darstellen.

Tabelle 1 Mittelwerte der Feststoffkonzentrationen (mg/l) im Ueberstau des Anreicherungsbeckens und der Schluckbrunnen

|  | Anreicherungsbekken | Brunnen 1 | Brunnen 3 | Brunnen 4 | Brunnen 5 |
|--|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Mittelwerte                            |                     |           |           |           |           |
| - aller 16 Proben                      | 3.45                | 1.04      | 0.77      | 2.40      | 2.41      |
| - der Proben 1-8                       | 3.88                | 1.44      | 1.01      | 3.19      | 4.26      |
| - der Proben 9-16                      | 3.08                | 0.63      | 0.52      | 1.30      | 0.56      |
| % Abnahme zwischen Proben 1-8 und 9-16 | 21 %                | 56 %      | 49 %      | 59 %      | 87 %      |

Ferner sind die relativ hohen Feststoffkonzentrationen im Anreicherungswasser des Brunnens 4 erstaunlich, der trotz beträchtlicher Entfernung zum Beckenrand immer noch Filtrat aus der Uferböschung erhält. Ganz allgemein ist aber eine Zunahme der Feststoffkonzentration im Anreicherungswasser in Funktion der Betriebszeit des Anreicherungsbeckens nach der Reinigung des Sandfilters aufgrund der Quartalsmessungen festzustellen, wie dies in Fig. 3 und in Tabelle 2 dargestellt ist. Mit zunehmender Filterlaufzeit steigen Filterwiderstand und Wasserspiegel im Sandfilterbecken und damit der Anteil des Anreicherungswassers, der über die Uferböschung direkt in die Schluckbrunnen gelangt. Die dargestellten Beobachtungen zeigen eindeutig die Notwendigkeit einer Böschungsabdichtung, damit der Feststoffeintrag in den Grundwasserleiter entscheidend reduziert werden kann. Die mittlere vorhandene Feststoffkonzentration im Anreicherungswasser von 2 mg/l dürfte sich bei entsprechender Sanierung auf mindestens 0.3 - 0.4 mg/l verringern.

Tabelle 2      Mittlere Feststoffkonzentration (mg/l) im Reinwasser und Reinigungseffizienz (%) des Sandfilters in Funktion zur Filterlaufzeit

|                           | Feststoffkonz.<br>(mg/l)<br>im Reinwasser | Reinigungseffizienz<br>(%)<br>des Sandfilters |
|---------------------------|---|---|
| 1. Quartal nach Reinigung | 0.36                                      | 85.6  |
| 2. Quartal nach Reinigung | 1.53                                      | 61.0  |
| 3. Quartal nach Reinigung | 3.18                                      | 40.0  |
| 4. Quartal nach Reinigung | 3.08                                      | 16.5  |

(Basis: Quartalsmessungen 3/84 - 1/90)

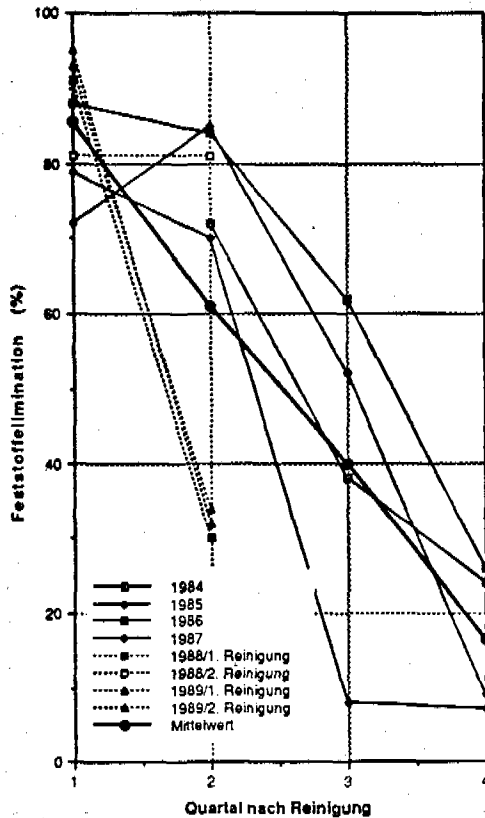


Fig. 3  
Effizienz bezüglich Feststoffelimination  
des Sandfilters in Funktion zur Filter-  
laufzeit

## 3.2. Kiesvorfilter

### 3.2.1 Versuchsanlage

Das Filtermaterial eines bestehenden Kiesfilters wurde ausgebaut und das dadurch gewonnene Filterbecken für die Installation der Versuchsanlage benutzt. Diese besteht im wesentlichen aus 3 aufwärts durchströmten und 2 horizontal durchströmten Kiesfiltern, Zu- und Ableitungen sowie einem Drainagesystem. Details über die Kiesfilter sind in Tabelle 3 zusammengefasst und sind aus Fig. 4 und 5 ersichtlich.

Eine wesentliche Randbedingung für die Sanierung der Kiesfilter war die Erhaltung der minimalen Anlageleistung von 200 l/s bei möglichst weitgehender Nutzung der vorhandenen Bausubstanz. Dieses Kriterium bestimmte die hydraulische Leistung der Versuchsfiler. Bei der Annahme, dass 8/9 der umgebauten Kiesfilterfläche in Betrieb stehen werden (Reinigungs- und Unterhaltsarbeiten an den in einem bestehenden Filterbecken neu eingebauten Kiesfiltern), lassen sich Filtergeschwindigkeiten von 0.38 m/h für die Vertikalfilter, resp. von 2.3 m/h für horizontal durchflossene Kiesfilter errechnen. Folglich wurden Filter 1, 2 und 4 mit den entsprechenden Filtergeschwindigkeiten gefahren, während Filter 3 und 5 mit der doppelten hydraulischen

Belastung betrieben wurden, um Betriebserfahrungen bei einer Anlageleistung von 400 l/s zu sammeln.

Tabelle 3 Filteraufbau und Betriebsbedingungen der Kiesvorfilter

|                       | Filter 1   | Filter 2   | Filter 3  | Filter 4  | Filter 5  | alte Filter                               |
|-----------------------|--|--|---|---|---|---|
| Betriebsart           | aufwärts durchströmt (Vertikalfilter)                    | aufwärts durchströmt (Vertikalfilter)                    | aufwärts durchströmt (Vertikalfilter)   | horizontal durchströmt (Horizontalfilter)                   | horizontal durchströmt (Horizontalfilter)                   | horizontal durchströmt (Horizontalfilter) |
| Filterfläche          | 4 x 5 m  | 4 x 5 m  | 4 x 5 m   | 4 x 1.20 m  | 4 x 1.20 m  | 16 x 1.20 m                               |
| Filterschichten       | 40 cm, ø 16-24 mm<br>30 cm, ø 8-16 mm<br>30 cm, ø 4-8 mm | 40 cm, ø 12-16 mm<br>30 cm, ø 8-12 mm<br>30 cm, ø 4-8 mm | 40 cm, ø 12-16 mm<br>30 cm, ø 8-12 mm<br>30 cm, ø 4-8 mm                                  | 280 cm, ø 16-24 mm<br>190 cm, ø 8-16 mm<br>190 cm, ø 4-8 mm | 280 cm, ø 16-24 mm<br>190 cm, ø 8-16 mm<br>190 cm, ø 4-8 mm | 1500 cm, ø 50-80 mm                       |
| Drainagesystem        | Filterhohlboden aus Zementplatten 25 x 50 cm             | Filterhohlboden aus Zementplatten 25 x 50 cm             | Brunnenfilterrohre ø 200 mm in 30 cm Grobkies ø 50 mm<br>1 " Spüleleitung für Druckwasser | Brunnenfilterrohre ø 200 mm                                 | Brunnenfilterrohre ø 200 mm                                 | nicht vorhanden                           |
| Filtergeschwindigkeit | 0.38 m/h   | 0.38 m/l   | 0.76 m/h  | 2.3 m/h   | 4.6 m/h   | 5-10 m/h                                  |

Die Filter 2 und 3 unterscheiden sich vom Filter 1 in der feineren Körnung des Filtermaterials. In den Filtern 1 und 2 ist ein Filterhohlboden, bestehend aus lose versetzten Zementplatten (25 x 50 cm), installiert, während in den restlichen 3 Filtern für das Drainagesystem Brunnenfilterrohre (ø 200 mm) versetzt wurden.

Eine im Zulaufkanal installierte Tauchpumpe hob das von den 5 Kiesvorfiltern benötigte Rohwasser um ca. 35 cm auf eine neue Stauhöhe von 4.80 m an, damit die Versuchsanlage auch bei erhöhten Druckverlusten in den Kiesfiltern betrieben werden konnte. Zudem sicherte eine in der Birs installierte Rohwasserpumpe mit separater Leitung den kontinuierlichen Betrieb der Versuchsanlage auch in Perioden hoher Trübung des Birswassers, bei denen der reguläre Betrieb der Grundwasseranreicherungsanlage Aesch eingestellt wurde.

Dank einer Schlammdosieranlage, bestehend aus einem Behälter von 2000 l für die Vorrathaltung der Schlammsuspension, einer Umlauf- und einer Dosierpumpe, konnte die Schwebstoffkonzentration im Rohwasser erhöht und damit die Dauer der Felduntersuchungen verkürzt werden.



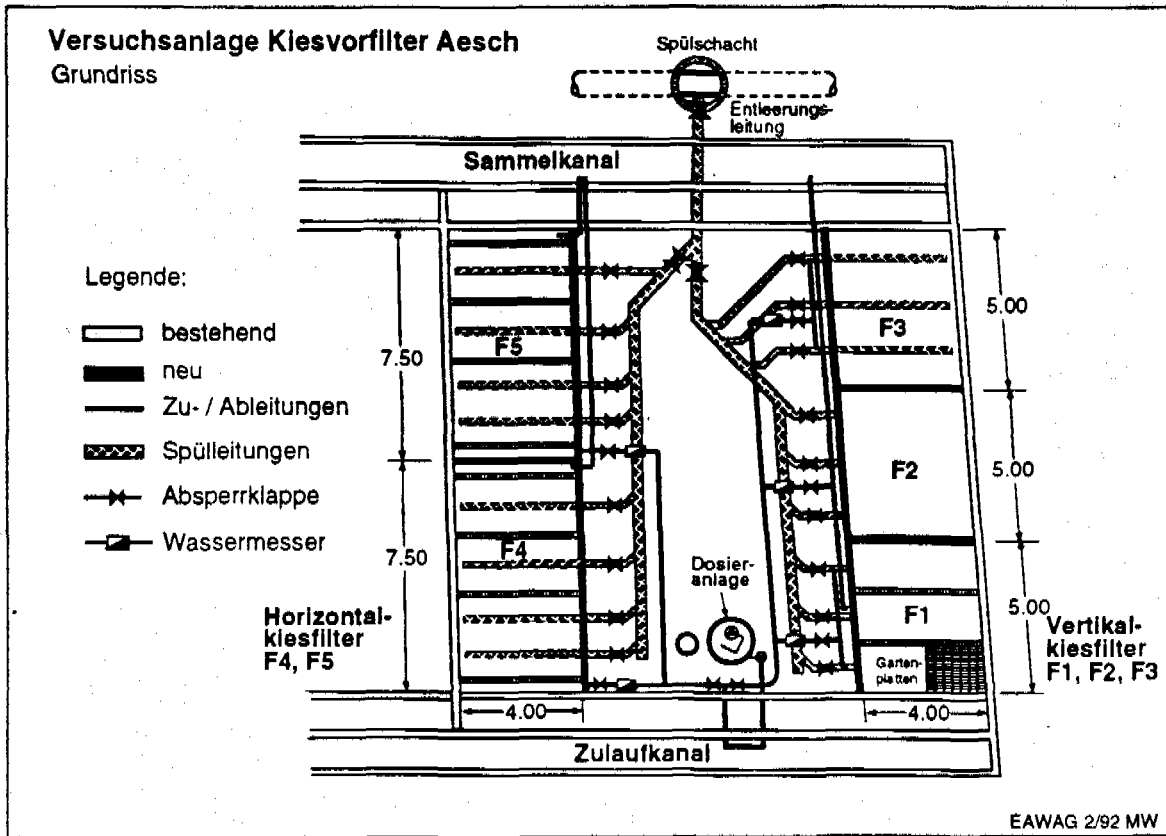


Fig. 4 Grundriss der Kiesvorfilter in der Versuchsanlage Aesch

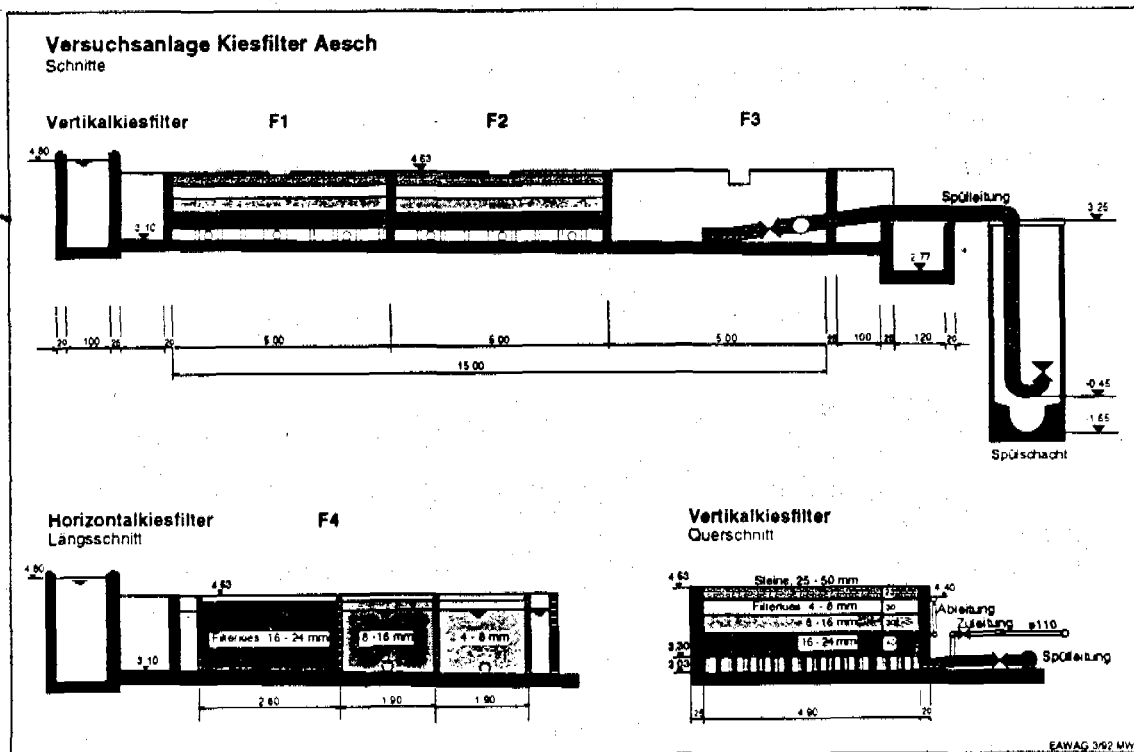


Fig. 5 Schnitte durch die Kiesvorfilter der Versuchsanlage Aesch

### 3.2.2 Filtereffizienz

#### 3.2.2.1 Feststoffabtrennung

Die Trübung im Ein- und Auslauf der Kiesvorfilter wurde wöchentlich 3 Mal gemessen. Die entsprechenden Mittelwerte und Standardabweichungen von 151 Messungen, durchgeführt in der Zeitperiode vom 27. Februar 1989 bis 30. März 1990, sind in Tabelle 4 zusammengestellt. Bei dieser Auswertung wurden nur Trübungsmesswerte berücksichtigt, bei denen die Filtergeschwindigkeit nicht mehr als 10% vom vorgegebenen Wert abwich.

Vor allem bei Hochwasser traten diesbezügliche Störungen auf (Verstopfung der Siebeinsätze in den Wassermessern), so dass diese Daten nicht ausgewertet werden konnten. Tabelle 4 enthält ferner die bei maximaler und minimaler Rohwassertrübung bei regulärem Betrieb gemessenen Werte.

Tabelle 4 Trübung (FTU) im Ein- und Auslauf der Kiesvorfilter

|                         | Rohwasser | Filter 1 | Filter 2 | Filter 3 | Filter 4 | Filter 5 |
|-------------------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Mittelwert              | 5.89      | 1.58     | 1.17     | 1.19     | 1.16     | 1.32     |
| Standard-<br>Abweichung | 5.89      | 1.61     | 1.10     | 1.45     | 1.19     | 1.45     |
| Datum:                  |           |          |          |          |          |          |
| 12.7.89                 | 35.00     | 10.50    | 8.00     | 9.10     | 8.20     | 7.70     |
|                         | (max)     |          |          |          |          |          |
| 15.1.90                 | 1.01      | 0.56     | 0.42     | 0.36     | 0.49     | 0.52     |
|                         | (min)     |          |          |          |          |          |

Die Konzentration der suspendierten Stoffe im Rohwasser und in den Filterausläufen wurde im Rahmen der 14-täglichen Messungen durch das Labor des AUE/BL bestimmt. Tabelle 5 enthält analog zu Tabelle 4 eine Zusammenstellung der ausgewerteten 41 Messungen. In Fig. 7 sind alle Messwerte dargestellt, während in Tabelle 6 die entsprechenden Werte mit den Resultaten der Simulationsrechnung, welche in der Vorstudie (1) mit dem entwickelten Filtrationsmodell (3) durchgeführt wurde, verglichen werden.

Tabelle 5

Feststoffkonzentration (mg/l) im Ein- und Auslauf der Kiesvorfilter

|                         | Roh-<br>wasser | Filter<br>1 | Filter<br>2 | Filter<br>3 | Filter<br>4 | Filter<br>5 | alte<br>Filter |
|-------------------------|----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------|
| Mittelwert              | 11.96          | 2.68        | 2.03        | 1.93        | 1.88        | 2.08        | 5.11           |
| Standard-<br>Abweichung | 10.50          | 2.58        | 2.13        | 1.99        | 2.04        | 2.41        | 6.19           |
| Datum:<br>24.2.89       | 40             | 8.0         | 9.0         | 3.0*)       | 8.3         | 9.7         | 20             |
| 15.1.90                 | 1.4<br>(min.)  | 0.8         | 0.5         | 0.6         | 0.5         | 0.5         | 1.3            |

\*) Filter 3 mit Filtrationsgeschwindigkeit von 0.31 anstatt 0.76 m/h

Tabelle 6

Vergleich der Messwerte mit den Resultaten der Simulationsrechnung für die Feststoffkonzentration (mg/l)

|                          | Roh-<br>wasser | Filter<br>1 | Filter<br>2 | Filter<br>3 | Filter<br>4 | Filter<br>5 | alte<br>Filter |
|--------------------------|----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------|
| Messwert                 | 8.0*)          | 1.8         | 1.3         | 1.3         | 1.2         | 1.3         | 4.2            |
| Simulations-<br>rechnung |                | 1.9         | 1.2         | 2.0         | 0.9         | 1.7         | -              |
| Messwert                 | 30*)           | 6.6         | 5.0         | 4.7         | 5.0         | 5.8         | 14.3           |
| Simulations-<br>rechnung |                | 7.1         | 4.2         | 7.6         | 3.1         | 6.2         | -              |

\*) Vorgaben

Die Versuchsfilter reduzieren sowohl Trübung als auch die Feststoffkonzentration um ca. 75-85%, während die alten Kiesfilter eine respektive Effizienz von etwa 45-55 % aufweisen. Für beide Qualitätsparameter weisen Filter 1 und 5 die grössten Streuungen auf, möglicherweise verursacht durch das gröbere Filtermaterial (Filter 1) oder durch die höhere Filtergeschwindigkeit (Filter 5). Die beste Filtereffizienz weist Filter 3 auf, obwohl dieser Filter, verglichen mit den andern Vertikalfiltern, mit doppelter hydraulischer Last gefahren wurde. Erklärbar ist diese Beobachtung durch die längere Filterstrecke, welche durch die im Einlaufbereich installierte Grobkieschicht von ca. 50 mm Korndurchmesser um 30 cm auf 130 cm vergrössert wird, und durch eine mögliche grössere Schlammfilterwirkung des höher beladenen Filters. Die Messwerte stimmen mit den Resultaten der Simulationsrechnung relativ gut überein.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die VersuchsfILTER eine mittlere Feststoffkonzentration von 8 mg/l auf ca. 1.3 mg/l reduzieren und eine höhere Konzentration von 30 mg/l auf ca. 5-6 mg/l verringern. Im Vergleich zu den alten Kiesfiltern weisen die VersuchsfILTER eine etwa 3-fach bessere Feststoffeliminierungsrate auf.

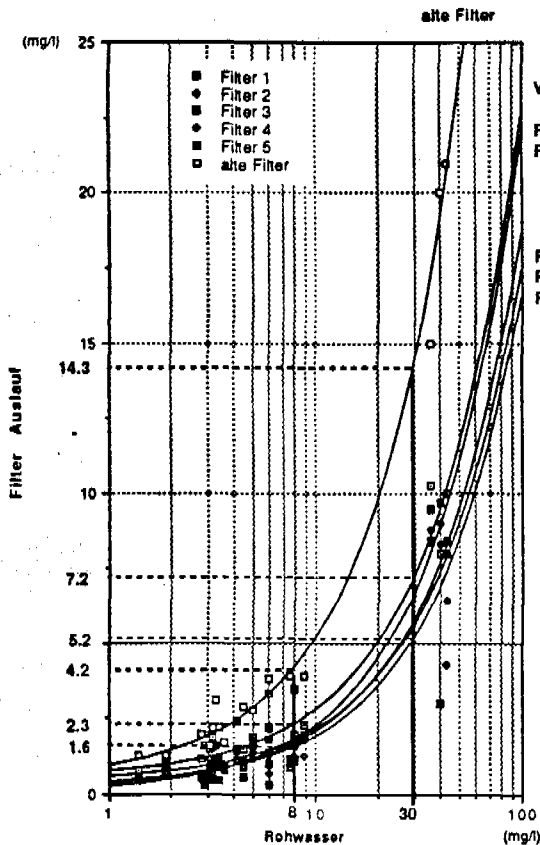


Fig. 6 Reduktion der Feststoffe (mg/l) durch die Kiesfilter

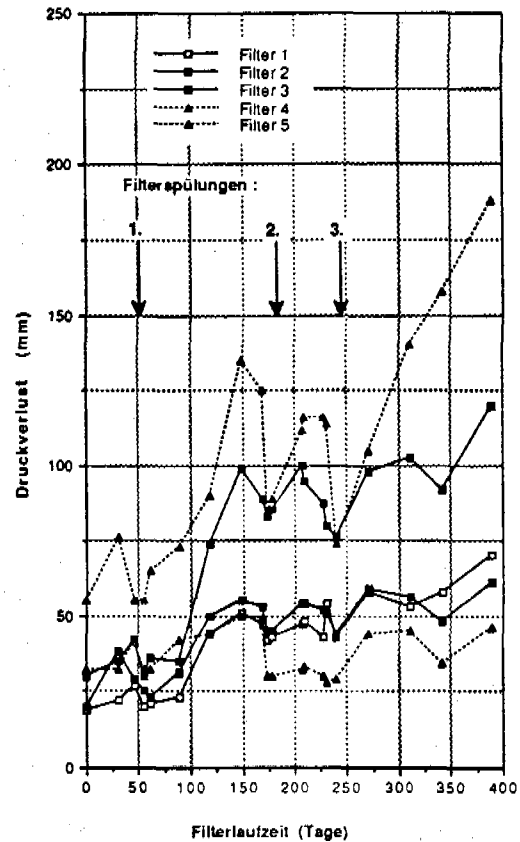


Fig. 7 Zeitliche Entwicklung des Druckverlustes in den Kiesfiltern

### 3.2.2.2 Chemische Parameter

Im Rahmen der 14-täglichen Messungen wurden für das Rohwasser und die Filterausläufe auch die  $O_2$ -,  $NH_4^+$ -N-,  $PO_4^{3-}$ -P-, TOC- und DOC-Konzentration bestimmt. Eine Zusammenstellung von Mittelwert und Streuung der Analysenergebnisse ist in Tabelle 7 enthalten. Die Kiesvorfilter wirken vorwiegend als mehrstöckige Sedimentationsbecken. Daher ist ihr Einfluss auf die Veränderung von gelösten Wasserinhaltsstoffen relativ bescheiden. Dies ist auch aus der Zusammenstellung in Tabelle 7 ersichtlich. Das Birswasser weist eine kleine organische Belastung aus, weshalb sich in den Kiesfiltern auch eine kleine biologische Aktivität einstellt und daher die Reduktion von DOC und TOC relativ gering ist. Zudem bestehen die Feststoffe zu 85-90 Gewichts-% aus anorganischem Material, wodurch eine mögliche Schlammfäulung und die damit verbundene  $O_2$ -Zehrung gering ist. Einzig die Konzentration von Ammonium wird stärker reduziert, dies vor allem während den Sommermonaten.

Tabelle 7

Chemische Stoffkonzentrationen (mg/l) im Ein- und Auslauf der Kiesfilter

|                                  |            | Rob-<br>wasser | Filter<br>1 | Filter<br>2 | Filter<br>3 | Filter<br>4 | Filter<br>5 |
|----------------------------------|------------|----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| O <sub>2</sub>                   | Mittelwert | 11.1           | 10.4        | 10.1        | 9.5         | 9.4         | 9.4         |
|                                  | Stand.Abw. | 1.44           | 2.74        | 2.91        | 1.80        | 1.41        | 1.47        |
| NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> -N  | Mittelwert | 0.18           | 0.06        | 0.06        | 0.07        | 0.07        | 0.09        |
|                                  | Stand.Abw. | 0.20           | 0.14        | 0.14        | 0.13        | 0.16        | 0.14        |
| PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> -P | Mittelwert | 0.07           | 0.07        | 0.07        | 0.07        | 0.07        | 0.07        |
|                                  | Stand.Abw. | 0.02           | 0.03        | 0.02        | 0.02        | 0.02        | 0.02        |
| TOC                              | Mittelwert | 3.35           | 2.49        | 2.56        | 2.43        | 2.16        | 2.15        |
|                                  | Stand.Abw. | 1.60           | 0.97        | 1.07        | 0.56        | 0.60        | 0.62        |
| DOC                              | Mittelwert | 2.48           | 2.03        | 2.15        | 2.11        | 1.91        | 1.99        |
|                                  | Stand.Abw. | 0.87           | 0.42        | 0.58        | 0.48        | 0.43        | 0.53        |

### 3.2.3 Filterreinigung

#### 3.2.3.1 Spülversuche

Mit zunehmender Filterlaufzeit steigt infolge Filterbeladung auch der Druckverlust in den Kiesfiltern an, und gleichzeitig nimmt bei starker Filterbeladung die Filtereffizienz ab. Aus diesem Grunde müssen die Filter periodisch gereinigt werden. Das Filtermaterial der bestehenden Kiesfilter wird ungefähr alle 6 Jahre mit grossem maschinellen Aufwand und entsprechenden Kosten ersetzt. Eine andere Möglichkeit der Filterreinigung ist die Filterspülung, welche in der Versuchsanlage durch Spülversuche auf ihre Wirksamkeit hin untersucht wurde. Gesamthaft wurden 4 Spülversuche durchgeführt.

Fig. 7 zeigt den Anstieg der Druckverluste für die 5 VersuchsfILTER während der Periode Februar '89 - März '90. Die hydraulisch stärker beladenen Filter 3 und 5 weisen einen höheren Druckanstieg auf als die übrigen VersuchsfILTER. In der genannten Periode wurden 3 Spülversuche durchgeführt (April, August, Oktober '89), um vor allem den Feststoffaustrag aus den Filtern zu studieren. Trotz versuchsbedingtem unvollständigem

Feststoffaustrag hat sich der Druckverlust namentlich bei den Filtern 3 und 5 durch die Spülungen spürbar regeneriert.

Beim letzten Spülversuch 24. April 1990 wurden die Versuchsfilter mehrfach gespült. Die Druckverluste in den einzelnen Kiesschichten wurden vor sowie nach dem 1. und 2. Spülumgang gemessen. Die entsprechenden Messresultate sind in Fig. 8 graphisch dargestellt. Der grösste Druckgradient der ungespülten Filter stellte sich in der ersten, groben Kiesfraktion ein, wo auch die meisten Feststoffe abgetrennt wurden. Bei den Vertikalfiltern hatten sich die Druckverluste schon nach der 1. Spülung weitgehend regeneriert. Bei den Horizontalfiltern konnte sich der Druckverlust bei Drainageschwindigkeiten (Sinkgeschwindigkeit des Wasserspiegels beim Spülvorgang) von 24 m/h (Filter 4), resp. 42 m/h (Filter 5) auch nach der 2. Spülung nur teilweise erholen. Diese unterschiedlichen Beobachtungen hängen mit dem Grad der Feststoffausspülung zusammen, welche gemäss Tabelle 8 bei den Vertikal- im Vergleich zu den Horizontalfiltern ein Mehrfaches ist.

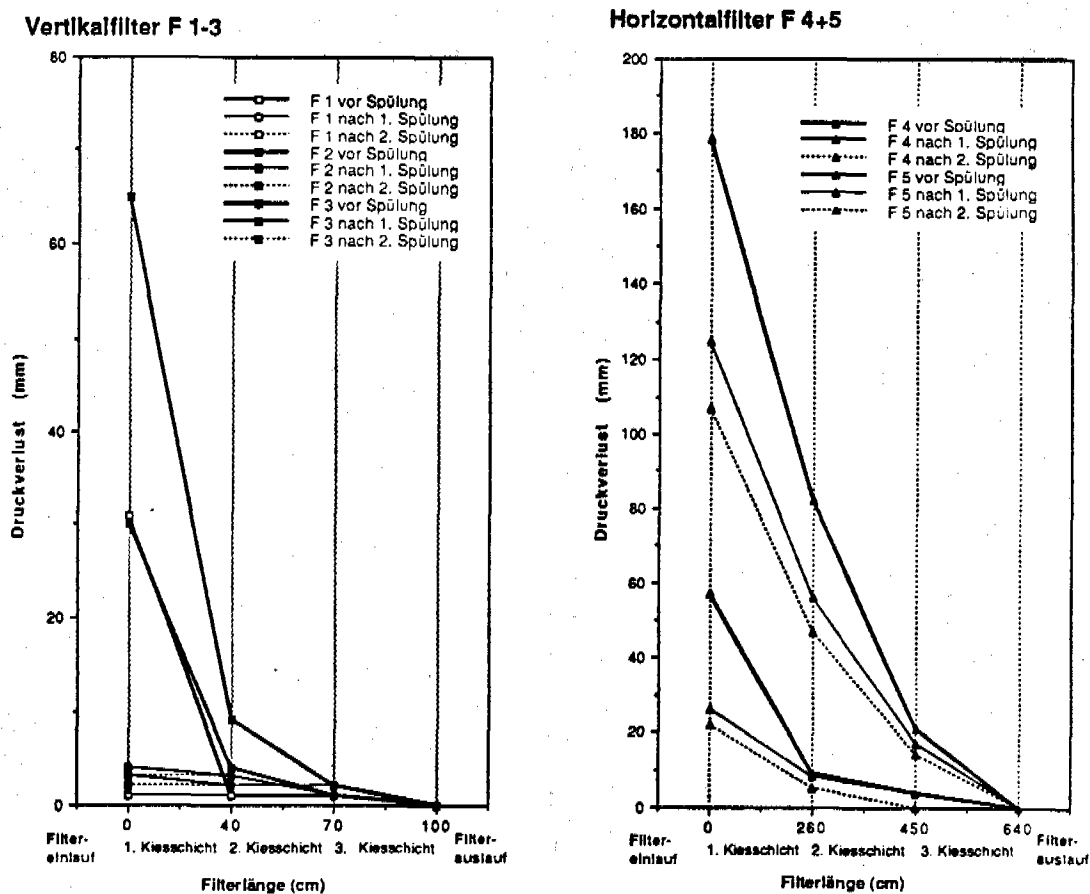


Fig. 8 Verlauf des Druckverlustes in den Kiesfiltern vor/nach einer Filterspülung

Table 8

Filterbelastung vor und nach dem 4. Spülversuch  
(24. April 1990)

| Filter No. | mittlere*) Filterbelastung (g/l) |              | % Reduktion |
|------------|----------------------------------|--------------|-------------|
|            | vor Spülung                      | nach Spülung |             |
| 1          | 22.0                             | 16.4         | 26          |
| 2          | 22.4                             | 14.8         | 34          |
| 3          | 49.4                             | 19.5         | 60          |
| 4          | 40.2                             | 34.4         | 14          |
| 5          | 70.5                             | 60.8         | 14          |

\*) für Filter 4 + 5 nur Grobkies  $\phi$  16-24 mm

Allgemein hängt die Feststoffkonzentration im Spülwasser von der Drainagegeschwindigkeit, Spülart und Spülzeit ab. Konzentrationsspitzen treten am Spülanfang auf und nehmen mit zunehmender Drainagegeschwindigkeit zu. Mit fortschreitender Spülzeit nehmen die Feststoffkonzentrationen ab. Aus der Fülle von Spülversuchen - gesamthaft wurden 108 Filterspülungen durchgeführt - zeigen die Graphiken der Fig. 9 beispielhaft den Verlauf der Feststoffkonzentration im Spülwasser. In der 3. Spülung vom 3./4.10.89 wurde Filter 2 gesamthaft 8 Mal gespült, wobei jeweils 1 Klappe mehr oder weniger geöffnet war. Begonnen wurde der Versuch mit 2 Spülungen der mittleren, gedrosselten Klappe 2. Die Feststoffkonzentrationen dieser 2 Spülungen waren relativ klein und lagen meistens unter 1'000 mg/l. Darauf wurden 2 Spülungen mit der gedrosselten Klappe 3 durchgeführt, wobei der Spülvorgang alle 30 Sekunden unterbrochen wurde. Diese Filterschockung bewirkte bei Spülbeginn etwas höhere Konzentrationen mit einem Spitzenwert von 1'900 mg/l. Bei den beschriebenen ersten 4 Spülungen trat gegen Ende des Spülvorgangs nochmals eine Konzentrationsspitze auf, welche als Ausspülung des Bodensatzes interpretiert werden kann. Diese Beobachtung wurde auch in Spülversuchen mit den Horizontalfiltern gemacht. Im Anschluss an die ersten 4 Spüldurchgänge wurden 2 Spülungen mit der ungedrosselten Klappe 1 vorgenommen. Bei entsprechend kurzer Spülzeit wurde bei der 1. Spülung eine max. Feststoffkonzentration von 9'600 mg/l im Spülwasser gemessen, wobei ca. 53 kg Feststoffe aus dem Filter gespült wurden. Die 2. ungedrosselte Spülung mit Klappe 1 wies noch Feststoffkonzentrationen von 2'000-3'000 mg/l auf, und der Feststoffaustrag betrug ca. 16 kg. Zu Kontrollzwecken wurden daraufhin 2 ungedrosselte Spülungen (als 3. Spülung in Fig 9 bezeichnet) mit den Klappen 2 und 3 vorgenommen, wobei sich ebenfalls grössere Konzentrationsspitzen einstellten.

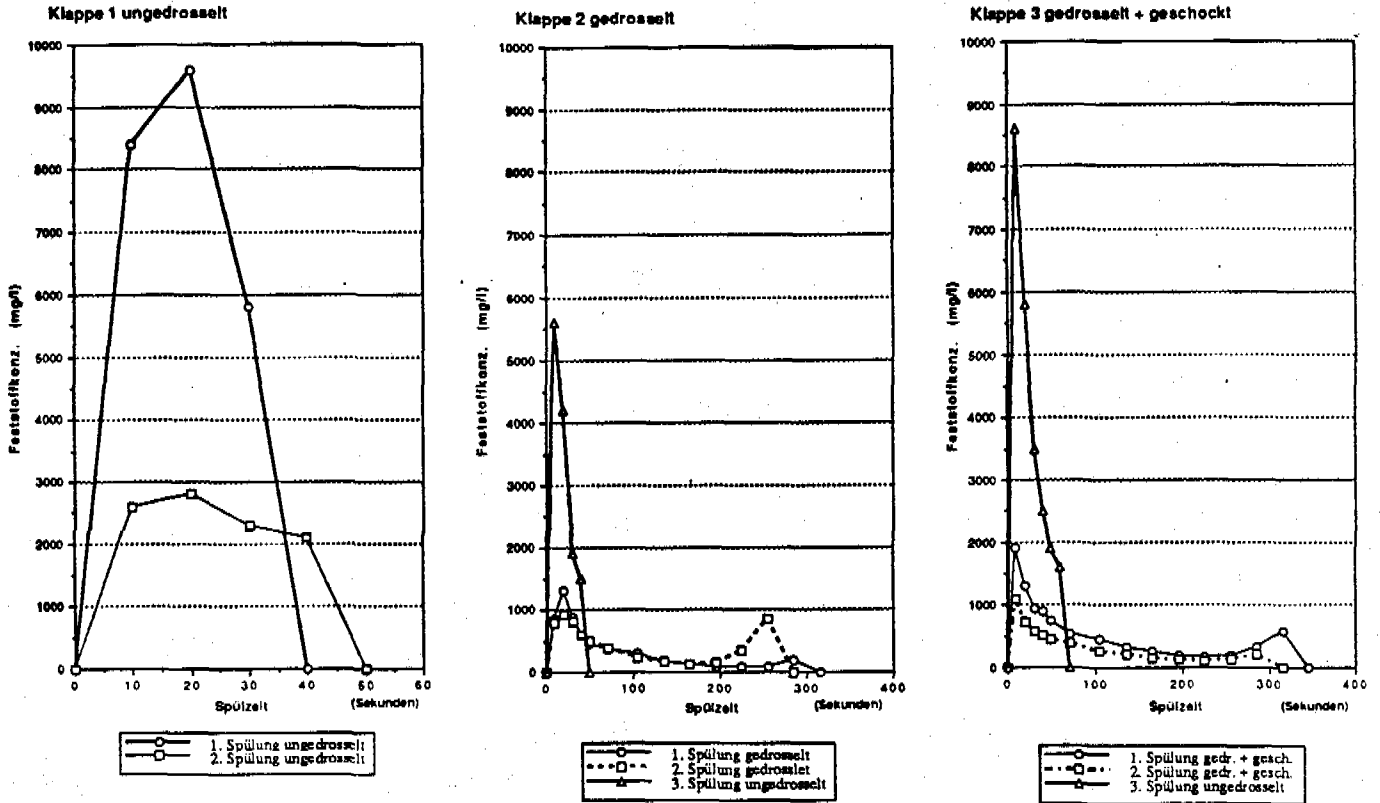


Fig. 9 Variation der Feststoffkonzentration im Spülwasser

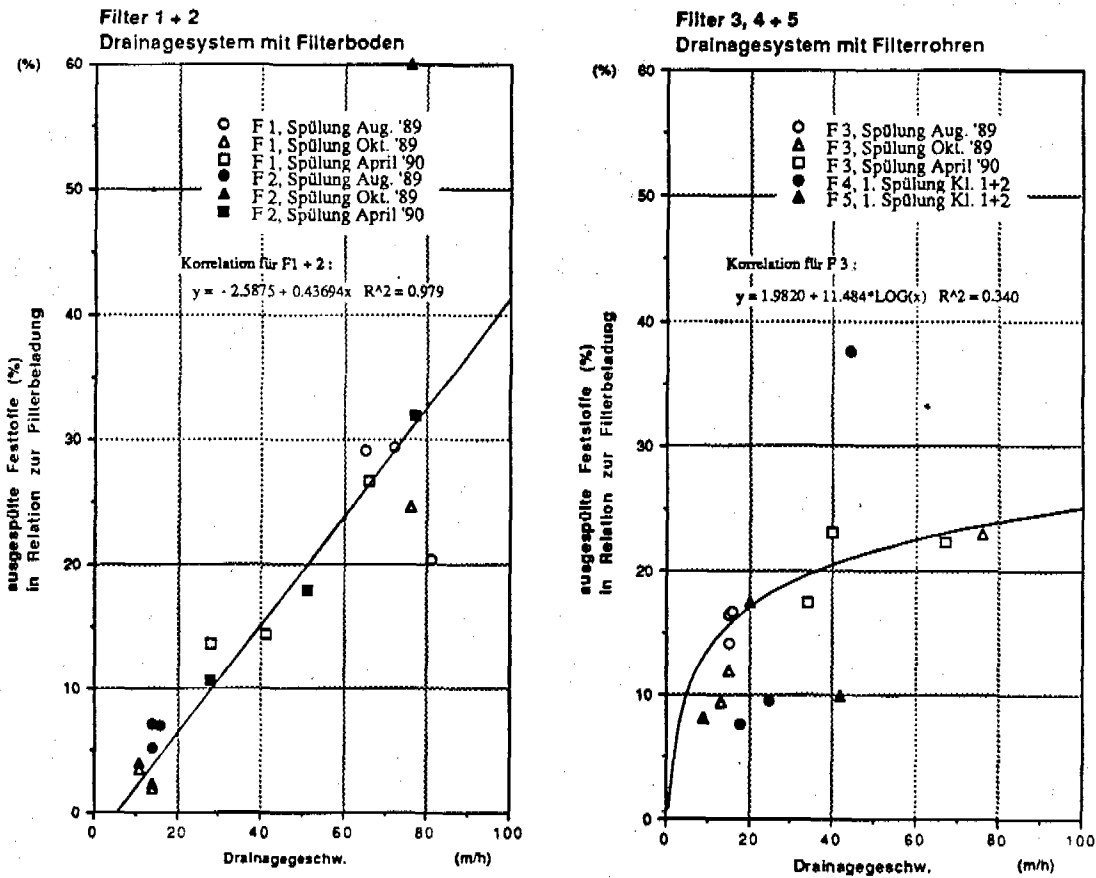


Fig. 10 Effizienz der ersten Filterspülung bezüglich Feststoffaustrag in Funktion zur Drainagegeschwindigkeit



Um den Einfluss der Drainagegeschwindigkeit auf die Feststoffausspülung generell zu beurteilen, wurden alle ersten bei den verschiedenen Klappen vorgenommenen Spülungen ausgewertet. Fig.10 zeigt das Resultat dieser Untersuchung, in welcher zwischen den Filtern 1 + 2 (Drainagesystem mit Filterboden) und den Filtern 3, 4 + 5 (Drainagesystem mit Filterrohren) unterschieden wurde. Die Spülwirkung korreliert mit der Drainagegeschwindigkeit bei den Filtern 1 + 2 relativ gut, bei den andern Filtern ist eine geringe bis keine Korrelation festzustellen. Mit einem Filterboden ausgestattete Vertikalfilter vermögen bei der ersten, mit einer Drainagegeschwindigkeit von 70 m/h durchgeführten Spülung etwa 30% der im Filter gestapelten Feststoffmasse auszuwaschen. Für den mit Filterrohren ausgerüsteten Filter 3 liegt der entsprechende Wert bei etwas über 20%, wobei bei kleineren Spülgeschwindigkeiten die Spülwirkung weniger stark abnimmt. Dies hängt wahrscheinlich mit dem Ort der Feststoffablagerungen im Filter zusammen, welche bei den Filtern 1 + 2 über dem Filterboden, bei Filter 3 aber schon unmittelbar neben dem Filterrohr stattfindet. Kleine Drainagegeschwindigkeiten vermögen die Feststoffe eher ins Filterrohr als durch den (ungelochten) Filterboden zu spülen, der bei dieser Geschwindigkeit noch als Sperre wirkt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Spülung von Vertikal- im Vergleich zu Horizontalfiltern wirksamer ist. Ferner wird eine gleichmässige Filterreinigung durch ein Drainagesystem mit Filterboden erreicht.

#### 3.2.4 Betriebliche Aspekte

Aufgrund der Erfahrung, dass die mittlere Feststoffkonzentration im Rohwasser durch die Kiesfilter von 8 mg/l auf 1.2 mg/l reduziert wird und der Annahme, dass die mittlere Filterbeladung bei der Filterspülung um 20 g/l reduziert wird, beträgt die Filterlaufzeit für einen mit einer Filtergeschwindigkeit von 0.4 m/h gefahrenen Vertikalfilter knapp 1 Jahr, bei doppelter Filtergeschwindigkeit von 0.8 m/h entsprechend etwa 6 Monate. Die Filterlaufzeit für einen Horizontalfilter würde etwa 3 Monate betragen, falls dieser mit einer Filtergeschwindigkeit von 2.3 m/h betrieben würde und pro Filterspülung die Filterbeladung um 10 g/l verringert werden könnte. Bei doppelter Filtergeschwindigkeit von 4.6 m/h reduziert sich die Filterlaufzeit des Horizontalfilters entsprechend auf etwa 6 Wochen. Mit kürzeren Filterlaufzeiten nimmt auch der Spülwasserbedarf zu. Wird pro Filterspülung der Filter 6 Mal drainiert, so schwankt dieser Bedarf zwischen den Extremen von 0.7 ‰ (Vertikalfilter mit 1 Spülung/Jahr) und 3.4 ‰ (Horizontalfilter mit 1 Spülung/6 Wochen) der filtrierten Wassermenge.

Bei einer Feststoffreduktion von 6.8 mg/l (mittlere Konzentration Rohwasser 8 mg/l, Filter-Auslauf 1.2 mg/l), einer Filtergeschwindigkeit von 0.4 m/h und einer Zunahme der Filterbeladung um 20 g/l bis zur Spülung müssen die Vertikalfilter etwa 1 Mal pro Jahr gereinigt werden. Bei 6 Spülzyklen pro Filterreinigung fallen pro Filter jährlich 90 m<sup>3</sup> Waschwasser an.

Das feststoffbeladene Spülwasser sollte nicht direkt in die Birs eingeleitet, sondern durch ein Absetzbecken grobgeklärt werden. Dank den hohen Feststoffkonzentrationen ist das Absetzverhalten des Spülwassers sehr gut. Deshalb ist das Volumen des Absetzbeckens nicht bezüglich Reinigungseffizienz, sondern aufgrund von betrieblichen Ueberlegungen festzulegen und sollte mindestens das Waschwasser (90 m<sup>3</sup>) einer Filterreinigung aufnehmen können. Aufgrund betrieblicher Erfahrungen wird die Reinigung (Vorgehen, jahreszeitliche Verteilung) der 54 Vertikalfilter zu optimieren sein. Betriebswirtschaftliche Ueberlegungen werden in der Detailprojektierung zeigen, ob die Filterreinigung manuell oder automatisch durchgeführt werden soll.

### 3.3 Sandfilter

#### 3.3.1 Versuchsanlagen

Auch ohne spezielle Böschungsabdichtung stieg der Filterwiderstand im Sickerbecken in den letzten 5 Jahren stets stärker an, was immer häufigere Reinigungen des Sandflächenfilters notwendig machte. In den Jahren 1988 und 1989 musste das Anreicherungsbecken jeweils zweimal im Frühling und Herbst gereinigt werden, 1990 wurde schon im August eine zweite Reinigung notwendig. Parallel zu dieser Entwicklung verringerte auch die versickerte Wassermenge und die mittlere Anreicherungsleistung. Aufgrund von Untersuchungen bewirken vorallem die Feststoffablagerungen auf den Sandfilter die starken Druckanstiege, wobei auch von Kalkausscheidungen herrührende Verkrustungen zum Anstieg des Filterwiderstandes beitragen. Vorallem eine verminderte Feststoffelimination der bestehenden Kiesfilter, der unsachgemässe Betrieb der Versickerungsanlage und möglicherweise eine fortschreitende natürliche Abdichtung der Beckenböschung sind Gründe für die beobachtete, Besorgnis erregende Entwicklung der letzten 5 Jahre.

Nach einer Abdichtung der Uferböschung wird die hydraulische Belastung des Sandfilters entsprechend zunehmen und kürzere Filterlaufzeiten des im Anreicherungsbecken

eingebauten Sandfilters verursachen. Häufigere Sandfilterreinigungen, verbunden mit einer Abnahme der jährlichen Versickerungsmenge und einer Zunahme der Betriebskosten, werden die Folge sein. Die Möglichkeit einer Verlängerung der Filterlaufzeit wurde in einer Versuchsanlage, bestehend aus 3 Sandfilterkolonnen, studiert. Aufbau und Betriebsbedingungen dieser Installation sind in Tabelle 9 zusammengefasst und in Fig. 11 dargestellt.

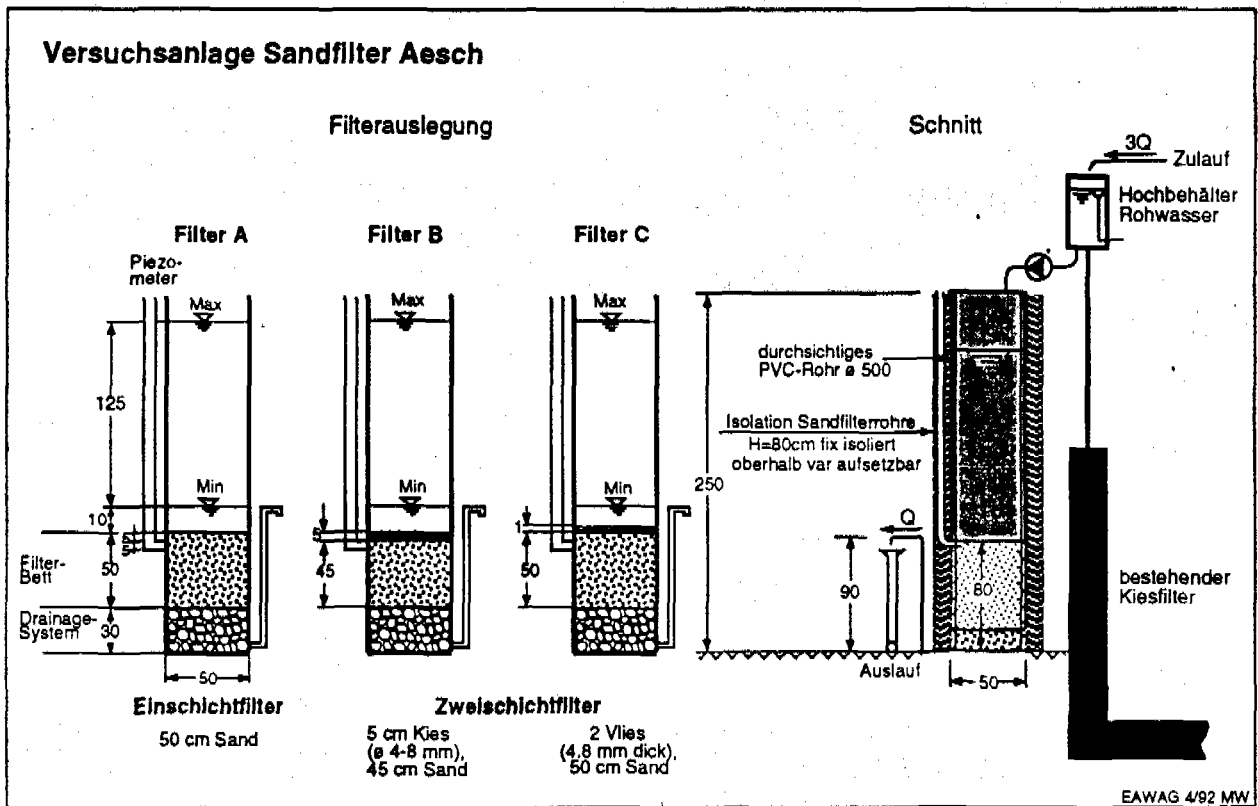


Fig. 11

Anordnung der Sandfilter-Kolonnen auf der Versuchsanlage Aesch

Tabelle 9

## Filteraufbau und Betriebsbedingungen der Sandfilterkolonnen

|                       | Filter A                 | Filter B             | Filter C                              |
|-----------------------|--------------------------|----------------------|---------------------------------------|
| Filterdurchmesser     | 500 mm                   | 500 mm               | 500 mm                                |
| und -fläche           | 0.196 m <sup>2</sup>     | 0.196 m <sup>2</sup> | 0.196 m <sup>2</sup>                  |
| Filterschichten       | nur Sand                 | Sand und 5 cm Kies   | Sand und 2 Filtermatten <sup>1)</sup> |
| Filteraufbau          |                          | 5 cm Kies, ø 4-8 mm  | 2 Filtermatten <sup>2)</sup>          |
|                       | 50 cm Sand <sup>1)</sup> | 45 cm Sand           | 50 cm Sand                            |
|                       | 30 cm Kies               | 30 cm Kies           | 30 cm Kies                            |
| Filtergeschwindigkeit |                          |                      |                                       |
| Juni-Nov. '89         | 0.2 m/h                  | 0.2 m/h              | 0.2 m/h                               |
| April-Juni '90        | 0.1 m/h                  | 0.1 m/h              | 0.1 m/h                               |

1) Sand aus Anreicherungsbecken,  $d_{10} = 0.14$  mm,  $d_{60} = 0.5$  mm

2) Filtermatte aus Polypropylen, Stärke 4,8 mm, Porosität 89% (importiert aus England von Versuchen durchgeführt von [4], Bezeichnung Fabric Lab No. 28)

### 3.3.2 Resultate der Sandfilter-Versuche

Als dritte und letzte Sanierungsmassnahme wurde der Einfluss modifizierter Sandfilter auf die Filterlaufzeit untersucht. Die 3 in Tabelle 9 beschriebenen Sandfilterkolonnen wurden im 1. Versuch (Juni - Nov. '89) mit einer Filtrationsgeschwindigkeit von 0.2 m/h gefahren, was einer Anreicherungsleistung der Versickerungsanlage von ungefähr 360 l/s entspricht. Mit dieser erhöhten hydraulischen Leistung wurden die Unterschiede bezüglich Druckverlustentwicklung in den untersuchten Sandfiltern stärker und rascher sichtbar. Während der ersten Phase (102 Tage) des Versuches wurden die Sandfilter mit dem Filtrat der bestehenden Kiesfilter gefahren, in der zweiten Phase (63 Tage) wurde Wasser aus dem Ueberstau des Anreicherungsbeckens auf die Sandfilter gepumpt. In Fig. 12 ist die zeitliche Entwicklung des Druckverlustes in den 3 Sandfilterkolonnen graphisch dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass folgende Anzahl Reinigungen vorgenommen werden mussten:

- Filter A (nur Sand) 7 x gereinigt, davon 1 x versuchsbedingt
- Filter B (Sand und 5 cm Kies) 4 x gereinigt, davon 2 x "
- Filter C (Sand und 2 Filtermatten) 3 x gereinigt, davon 2 x " (Ausfall der Pumpe am 76. Tag, Umstellung auf Anreicherungsbecken am 102. Tag)

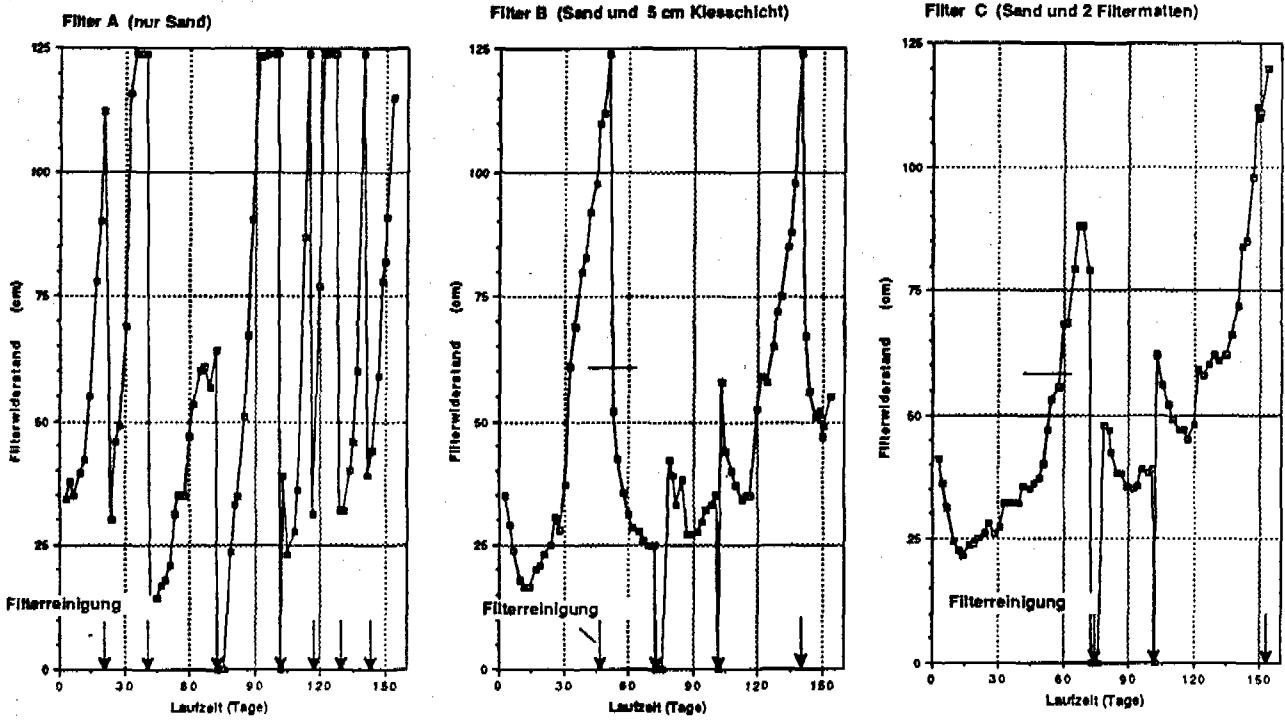


Fig. 12 Zeitlicher Verlauf des Druckverlustes in den Sandfilterkolonnen ( $v_F = 0.2 \text{ m/h}$ )

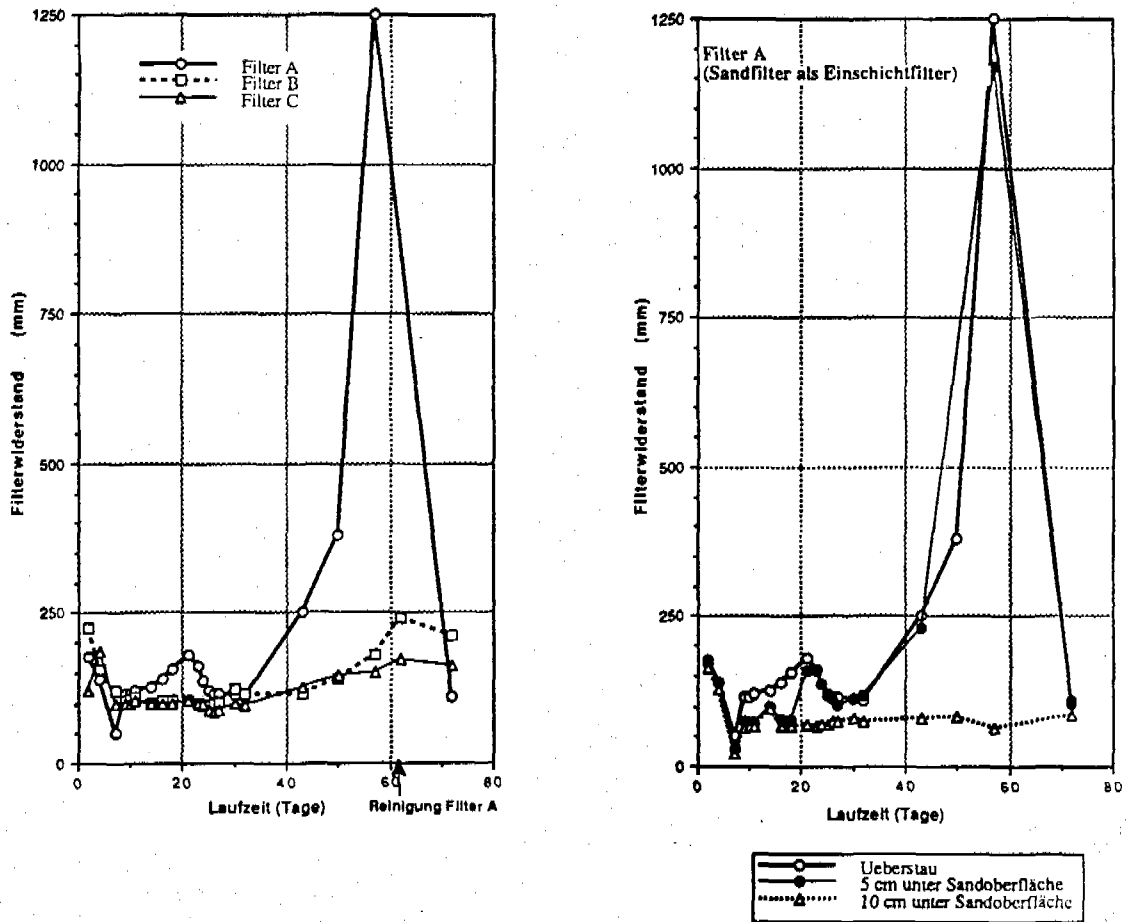


Fig. 13 Zeitlicher Verlauf des Druckverlustes in den Sandfilterkolonnen ( $v_F = 0.1 \text{ m/h}$ ) und Aufbau des Druckverlustes im Einschicht-Sandfilter

Der wirksame Schutz des Sandfilters durch die übergelagerte Kiesschicht oder Filtermatte, die eine poröse Matrix für die Aufnahme von Feststoffen bilden, ist offensichtlich. Im Vergleich zwischen der ersten und zweiten Untersuchungsphase verkürzten sich die Filterlaufzeiten im Filter A von durchschnittlich ungefähr 1 Monat (für Betriebsphase mit Filtrat der bestehenden Kiesfilter) auf ca. 2 Wochen (für Betriebsphase mit Wasser aus dem Anreicherungsbecken), während für Filter B und C diesbezüglich kein Unterschied festgestellt werden konnte.

In einem 2. Filtrationsversuch (April-Juni '90) wurden die Sandfilterkolonnen mit einer Filtergeschwindigkeit von 0.1 m/h betrieben, was ungefähr der hydraulischen Belastung des Anreicherungsbeckens bei einer Leistung von ungefähr 180 l/s bei abgedichteter Beckenböschung entspricht. Die linke Graphik von Fig. 13 zeigt den Druckanstieg in den 3 Versuchsfiltern. Der Einschicht-Sandfilter A verzeichnete nach 57 Tagen einen Druckverlust von 125 cm und musste gereinigt werden, während die Zweischichtfilter B und C zu diesem Zeitpunkt einen Filterwiderstand von weniger als 25 cm aufwiesen. Aus der rechten Graphik von Fig. 13 ist deutlich ersichtlich, dass sich der Druckverlust in den obersten 5 cm des Sandfilters aufbaut. Dieser Versuch wurde zu Vergleichszwecken parallel zum Anreicherungsbecken gefahren. Nach einem anfänglichen Druckverlust von 21 cm wurde im Anreicherungsbecken nach etwa 60 Tagen ein Filterwiderstand von nur 54 cm (Messung vom 7.6.90) gemessen, was wiederum ein Indiz für den hydraulischen Kurzschluss in der Uferböschung ist.

Nebst den hydraulischen Aspekten wurde auch die qualitative Verbesserung des Wassers durch die Sandfilterkolonnen untersucht. Tabelle 10 fasst die diesbezüglichen Wasseranalysen zusammen.

Tabelle 10

Feststoff- und gelöste Stoffkonzentrationen (mg/l) im Ein- und Auslauf der Sandfilterkolonnen (1. Filtrationsversuch, Filtergeschwindigkeit 0.2 m/h)

|                             |                             | Filter-<br>einlauf | Filterauslauf |       |       |
|-----------------------------|-----------------------------|--------------------|---------------|-------|-------|
|                             |                             |                    | A             | B     | C     |
| Feststoffe                  | Mittelwert                  | 2.99               | 0.40          | 0.38  | 0.40  |
|                             | Stand. Abw.<br>(8 Proben)   | 0.71               | 0.17          | 0.23  | 0.18  |
|                             | $\text{NH}_4^+\text{-N}$    |                    |               |       |       |
| $\text{NH}_4^+\text{-N}$    | Mittelwert                  | 0.065              | 0.010         | 0.017 | 0.090 |
|                             | Stand. Abw.<br>(7 Proben)   | 0.090              | 0.007         | 0.025 | 0.005 |
|                             | $\text{PO}_4^{3-}\text{-P}$ |                    |               |       |       |
| $\text{PO}_4^{3-}\text{-P}$ | Mittelwert                  | 0.077              | 0.074         | 0.073 | 0.072 |
|                             | Stand. Abw.<br>(7 Proben)   | 0.022              | 0.021         | 0.020 | 0.021 |
|                             | TOC                         |                    |               |       |       |
| TOC                         | Mittelwert                  | 2.26               | 1.53          | 1.62  | 1.74  |
|                             | Stand. Abw.<br>(6 Proben)   | 0.39               | 0.33          | 0.35  | 0.34  |
|                             | DOC                         |                    |               |       |       |
| DOC                         | Mittelwert                  | 2.10               | 1.43          | 1.55  | 1.62  |
|                             | Stand. Abw.<br>(6 Proben)   | 0.32               | 0.31          | 0.37  | 0.37  |

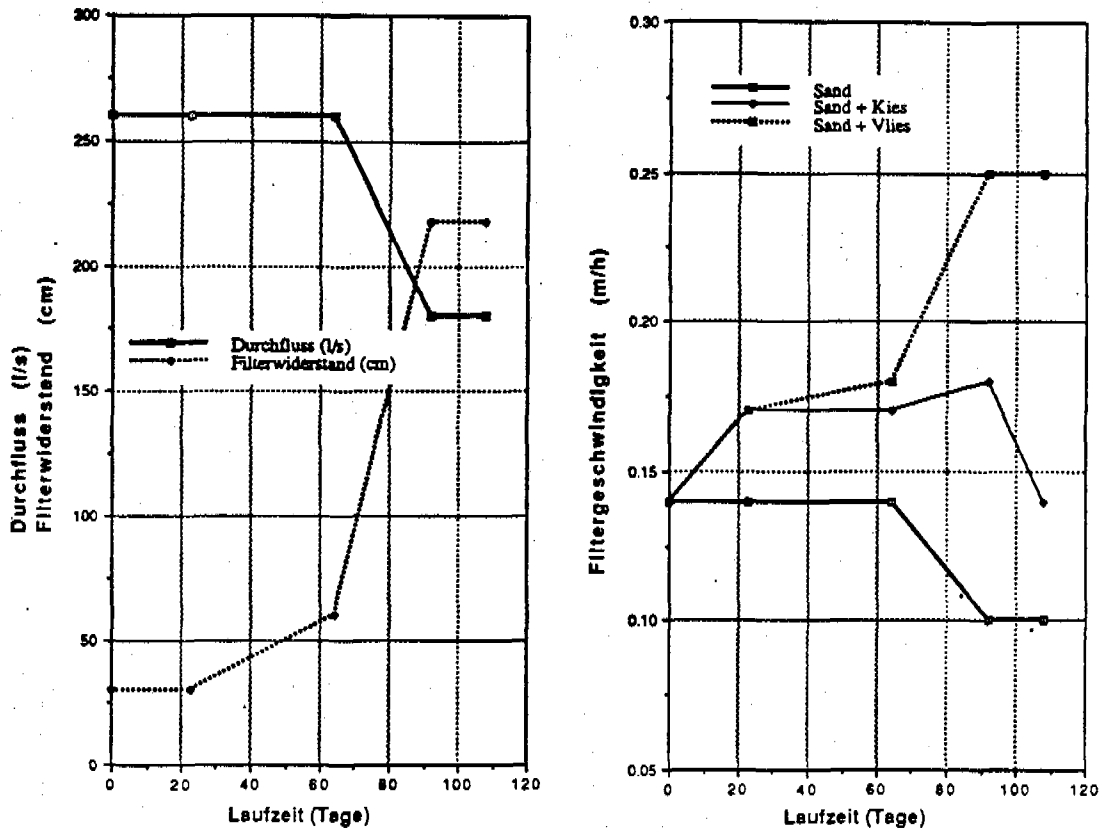


Fig. 14 Entwicklung von Durchflussleistung, Filterwiderstand und Filtergeschwindigkeiten von Ein- und Zweischichtfiltern im Anreicherungsbecken

Im Durchschnitt reduzierten die VersuchsfILTER die Feststoffkonzentration von 3 auf 0.4 mg/l und erfüllten damit die früher formulierte Zielsetzung, dass die Feststoffkonzentration im Anreicherungswasser weniger als 0.5 mg/l betragen soll. Die untersuchten gelösten Wasserinhaltsstoffe werden ihrer geringen Konzentration wegen wenig verändert, sieht man vom Ammonium ab, das bei höheren Wassertemperaturen stärker oxidiert wird. Gesamthaft ist kein Leistungsunterschied in der Filtereffizienz zwischen den 3 VersuchsfILTERn festzustellen.

Um die betrieblichen Aspekte der Reinigung von Zweischichtfiltern zu untersuchen, wurden bei der Reinigung des Sandflächenfilters im Juli 1991 auf einer Fläche von je 100 m<sup>2</sup> eine 5 cm starke Kiesschicht (Körnung 4-8 mm) und ein doppelagiges Vlies (FLN-Superdrain SE, 600 gr/m<sup>2</sup> der Firma Landolt, 8752 Näfels/Schweiz) verlegt. Zur Bestimmung der Filtergeschwindigkeit in situ wurden in der Kies- und Vliesschicht sowie im Sand gesamthaft 8 Messringe installiert. Während der Filterlaufzeit des Sandflächenfilters (Betriebszeit Juli -November 1991) wurden in 4 Tauchgängen die momentane Filtergeschwindigkeit aufgrund Durchflussmessungen mit Hilfe von Rotametern bestimmt. Die respektiven Messwerte sowie der Verlauf des Filterwiderstandes sind in Fig. 14 dargestellt. Aufgrund der geringeren Filterwiderstände war die

Durchsatzmenge durch den Kies/Sand-Schichtfilter etwa anderthalb, durch den Vlies/Sand-Schichtfilter etwa doppelt so gross als im gewöhnlichen Sandfilter.

Schliesslich wurde die Feststoffbeladung auf Vlies und Sandfilter bestimmt, welche sich während der letzten Filterlaufzeit (November 1991 - März 1992) akkumuliert hatte. Dazu wurden auf den Sandflächenfilter ein- und doppelagige, ca. 4 m<sup>2</sup> grosse Vliese verlegt. Die Labor Resultate sind in Tabelle 11 zusammengefasst. Daraus ist ersichtlich, dass etwa zwei Drittel der Feststoffe durch das erste Vlies ausfiltriert werden, während das zweite Vlies kaum zur Feststoffreduktion beiträgt, sodass die restlichen, vorwiegend feineren Feststoffe erst durch das Sandfilter abgetrennt werden. Demgegenüber scheint die Biomasse das zweite Vlies, welches geschützt durch das erste Vlies einer kleineren Feststofffracht ausgesetzt ist, als Aufenthaltsort vorzuziehen. Ähnliche Beobachtungen wurden mit der Verwendung von doppelagigen Vliesen auf Sandfiltern schon früher gemacht (5). Dabei wurde festgestellt, dass die Reifezeit (Periode, bis der Sandfilter seine biologische Aktivität wieder erreicht hat) wesentlich verkürzt werden kann, wenn das zweite Vlies ungereinigt auf das erste, gereinigte Vlies gelegt wird. Durch ein solches Vorgehen bleibt die biologisch nützliche Mikrofauna für den nächsten Filterlauf grösstenteils erhalten.

Tabelle 11 Resultate von Sedimentuntersuchungen auf Ein- und Zweischichtsandfiltern

| Probe aus                                 | Feststoffbeladung<br>(g/dm <sup>2</sup> )<br>(gemessen als<br>Trockensubstanz) | organischer Anteil<br>(org. Kohlenstoff (TOC)<br>in % der<br>Trockensubstanz) | Anorganischer Kohlenstoff<br>(in % der Trockensubstanz) |   |
|---|--|---|---|---|
|   |  |   | Titration mit<br>HCL                                    | Therm. Oxidation<br>und IR-Messung<br>des CO <sub>2</sub> |
| Zulaufkanal                               |  |   | 53  | 4.7   |
| oberstes Vlies                            | 10.6 ± 0.9   | 6.3 ± 0.25  | 72  | 6.0   |
| unteres Vlies                             | 1.0 ± 0.1  | 9.1 ± 0.7   | 4.7   | 3.7   |
| Sand unter dem Vlies                      | 4.2 ± 0.4  | 4.3 ± 0.25  | 65  | 6.4   |
| total Zweischichtsandfilter               | 15.8 ± 0.7   |   |   |   |
| Sand ohne Vlies<br>(Einschichtsandfilter) | 13.0 ± 1.0   | 4.1 ± 0.26  | 77  | 6.4   |

Nebst der Feststofffracht tragen auch Algen zur Kolmatierung von Sandfiltern bei. Einerseits verstopft abgestorbene Biomasse den Sandfilter, andererseits beeinflusst das Algenwachstum das Kalk-Kohlensäure Gleichgewicht. Durch Reduktion der Karbonathärte fällt unlöslicher Kalk aus, welcher zur Verstopfung des Sandfilters beiträgt. Die in der letzten Kolonne in Tabelle 11 zusammengefassten Labor-Resultate zeigen, dass trotz den



winterlichen Verhältnissen bei geringem Algenwachstum der anorganische Kohlenstoffanteil in den Feststoffablagerungen im Anreicherungsbecken grösser war als der respektive Anteil, welcher in Sedimentproben des Zulaufkanales gemessen wurde. Die Kontrolle über das Algenwachstum wäre zwecks Erzielung von längeren Filterlaufzeiten wünschenswert, ist aber schwer realisierbar. Trotzdem sollte diesem Aspekt künftig in der Forschung wie im Betrieb von Sandfilteranlagen vermehrt Beachtung geschenkt werden.

## **5. Zusammenfassung und Empfehlungen für den Ausbau**

### **5.1 Schlussfolgerungen**

1. Die betriebliche Situation der Versickerungsanlage hat sich in den letzten Jahren zunehmend verschlechtert. In früheren Jahren verringerte sich die Kapazität der Schluckbrunnen infolge Kolmatierung des Grundwasserleiters wegen der unzulässig hohen Feststoffkonzentrationen im Anreicherungswasser. In den letzten Jahren stieg bei immer kürzer werdenden Filterlaufzeiten der Druckverlust im Anreicherungsbecken stark an. Für eine langfristig gesicherte, effiziente und wirtschaftliche Grundwasseranreicherung bedarf es einer dringenden Sanierung der bestehenden Anlagen.
2. Die Feldversuche haben gezeigt, dass Kiesfilter, bestehend aus 3 Kiesfraktionen und kürzeren Filterlängen, im Vergleich zu den bestehenden Kiesfiltern eine 2-3 fach bessere Feststoffelimination aufweisen.
3. Durch eine rasche Drainage können die Kiesfilter gereinigt werden. Filterspülungen sind bei vertikal betriebenen Kiesfiltern effizienter als bei horizontalen Kiesfiltern. Regelmässige Spülungen verlängern die Filterlaufzeit und erübrigen unter Umständen den periodischen Ausbau des Filtermaterials.
4. Ein Filtervlies drosselt den Durchfluss durch die Uferböschung des Anreicherungsbeckens stark und reduziert dadurch die unerwünscht hohe Feststoffkonzentration im Anreicherungswasser.
5. Eine über dem Sandfilter installierte Kiesschicht oder auf den Sand gelegte Filtermatten verlängern die Laufzeit des Sandfilters wesentlich.

6. Sandfilter vermögen auch bei einer erhöhten Filtergeschwindigkeit von 0.2 m/h ein Filtrat mit einer Feststoffkonzentration von weniger als 0.5 mg/l zu produzieren. Bei kleineren Filtergeschwindigkeiten dürfte die entsprechende Feststoffkonzentration noch kleiner sein.

## 5.2 Sanierungsvorschläge

Der notwendige Umbau der Grundwasseranreicherungsanlage soll schrittweise realisiert werden. Folgendes zeitliches Vorgehen erachten wir als zweckmässig:

1. Verlegung der Filtermatte in die Uferböschung des Anreicherungsbeckens bei der nächsten Reinigung des Sandfilters, sofern bautechnische und wirtschaftliche Abklärungen die Zweckmässigkeit dieser Massnahme bestätigen (Abdeckung realisiert im Frühjahr 1991).
2. Umbau der bestehenden Kiesfilter in vertikal betriebene Kiesfilter, ausgerüstet mit einem gelochten Filterboden und mit Kiesschichten folgender Kornabstufung:
 

|                        |                          |
|------------------------|--------------------------|
| Deckschicht            | 20 cm, $\phi$ ca. 50 mm  |
| oberste Filterschicht  | 30 cm, $\phi$ 4 - 8 mm   |
| mittlere Filterschicht | 30 cm, $\phi$ 8 - 12 mm  |
| untere Filterschicht   | 40 cm, $\phi$ 12 - 16 mm |
| Stützschiicht          | 10 cm, $\phi$ 24 - 36 mm |

Ev. schrittweises Vorgehen mit Umbau von 5 bestehenden Kiesfiltern in 1. Etappe und restliche 4 Kiesfilter in 2. Etappe.
3. Bau eines Absetzbeckens mit einem Speicherraum von mindestens 90 m<sup>3</sup> zur Grobklärung des von den Kiesfiltern anfallenden Spülwassers.
4. Abdeckung des Sandfilters im Anreicherungsbecken durch ein Vlies, welches die Filterlaufzeit wesentlich erhöht und den zeitlichen Aufwand für die Filterreinigung verringert, speziell bei alternierender Verwendung von zwei Vlies-Garnituren. Die Reinigung einer Garnitur könnte während dem Filterbetrieb vorgenommen werden, um so die Filterstillstandzeit zu minimieren. Zusätzlich wird die Betriebserfahrung zeigen, ob die Sandfilterschicht bei jeder Reinigung abgeschält werden soll, oder ob durch eine teilweise Reinigung (nur Auswechslung und/oder Reinigung des Vlieses) Betriebskosten gespart werden können.

**Referenzen**

- (1) Studie zur Optimierung der Kies- und Sandfilter auf der Grundwasseranreicherungsanlage Aesch/BL, EAWAG Bericht, 20.11.1987
- (2) Feldversuche zur Optimierung der Kies- und Sandfilter auf der Grundwasseranreicherungsanlage Aesch/BL, EAWAG Bericht, 31.8.1990
- (3) Wegelin M., Boller M., Schertenleib R. Particle Removal by Horizontal-flow Roughing Filtration, Aqua No. 2, 1987.
- (4) Mbwette T.S.A., Graham N.J.D. Pilot Plant Evaluation of Fabric-Protected Slow Sand Filters, Proceedings in Slow Sand Filtration, p. 305-329, editor N.J.D. Graham, London, 1988.
- (5) Pardon M., Wheeler D., Lloyd B. Process aids for slow sand filtration, Waterlines, Vol 2, October 1983

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Grundwasseranreicherungsanlage Aesch (Teil 3) Sanierungs- und Ausbauprojekt**

R. Schillinger, Dipl. Bauing. ETH  
Ingenieurbureau A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel

### **Zusammenfassung**

Aufgrund der Ergebnisse der 1989/1990 durchgeführten Feldversuche kann festgestellt werden, dass die momentan ungenügende Vorreinigung des Rohwassers in der Anlage Aesch durch Umbau der Kiesfilter wesentlich verbessert werden kann. Damit ist es möglich, die Feststoffkonzentration im gereinigten Wasser unter 0,5 mg/l zu senken. Die bestehenden grossen, horizontal durchflossenen Kiesfilter werden in kleinere, spülbare Einheiten unterteilt, welche vertikal durchflossen werden. Damit kann die nutzbare Filterquerschnittsfläche um das Zehnfache vergrössert werden. Die bestehenden Kiesfilterbecken können fast vollständig übernommen werden. Die Investitionskosten für die Sanierung ohne Erhöhung der Infiltrationsrate belaufen sich auf SFr. 2,75 Mio, die Betriebskosten per m<sup>3</sup> infiltrierten Wassers erhöhen sich um etwa 25%, von 0.10 auf 0.125 SFr.

### **Summary**

Based on the findings of field tests carried out in 1989/1990, it can be concluded that the presently insufficient first-stage purification of raw water to the groundwater recharge plant of Aesch can be substantially increased by rebuilding the gravel filters and by covering the sand bed filter with geotextile material. The suspended solids concentration in the treated water can be lowered to 0.5 mgr/l. The existing large gravel filters through which the water flows horizontally, will be reconstructed and divided into smaller upflow roughing filters in order to achieve a tenfold increase of the filter cross-section area. The concrete superstructure of the existing roughing filter can be taken over almost completely. Investment costs for the alternative without an increase in the infiltration rate amount to SFr. 2.75 million, the operation costs per m<sup>3</sup> infiltrated water will increase by about 25 percent, from SFr.0.10 to 0.125.

## 1. AUFTRAG UND ZIELSETZUNGEN

Das Ingenieurbureau A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG Basel erhielt nach Abschluss der Feldversuche der Eidgenössischen Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (EAWAG) 1990 vom Kanton Basel-Landschaft, dem Eigentümer der bestehenden Versickerungsanlage Aesch, den Auftrag, zu überprüfen, ob und wie die Erkenntnisse aus dem Feldversuch der EAWAG auf der Versickerungsanlage Aesch umgesetzt werden können.

Die Vorgaben und Zielsetzungen des Auftrages lauteten:

1. Beibehaltung des Konzeptes der bestehenden Anlage
2. Bessere Vorreinigung des Rohwassers, so dass das zur Versickerung gelangende Wasser nicht mehr als max. 0,5 mgr/l Feststoffgehalt aufweist.
3. Möglichst weitgehende Wiederverwendung der bereits bestehenden Infrastruktur.
4. Gliederung der Sanierungsmassnahmen in eine Minimalvariante, bei der die heute vorhandene Versickerungsleistung von 250 l/s beibehalten wird, und in eine Maximalvariante, bei der die Versickerungsleistung auf 400 l/s erhöht wird. Die Minimalvariante soll eine 1. Etappe des Ausbaus gemäss Maximalvariante darstellen.

## 2. DIE BESTEHENDE VERSICKERUNGSANLAGE UND IHRE VERSICKERUNGSLEISTUNG

Die Versickerungsanlage Aesch liegt ca. 10 km südlich von Basel und reichert den Grundwasserstrom des Birstales mit Flusswasser aus der Birs an. Die Anlage ist seit 1976 in Betrieb. Sie war ursprünglich auf eine Versickerungsleistung von max. 500 l/s ausgelegt. Diese Leistung hat sie jedoch nie erreicht.

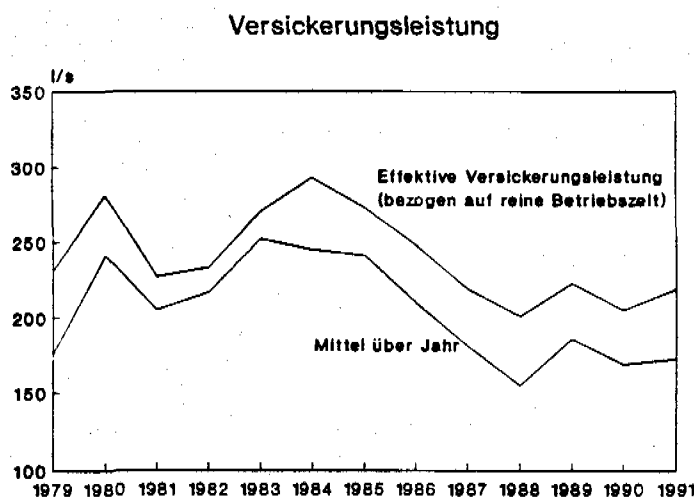


Abb. 1: Entwicklung der Versickerungsleistung

Die Reinigung des Flusswassers erfolgt in 3 Stufen:

1. Stufe : Absetzbecken (Grobsedimentation)
2. Stufe : Horizontal durchflossene Kiesfilter
3. Stufe : Sandflächenfilter im Versickerungsbecken

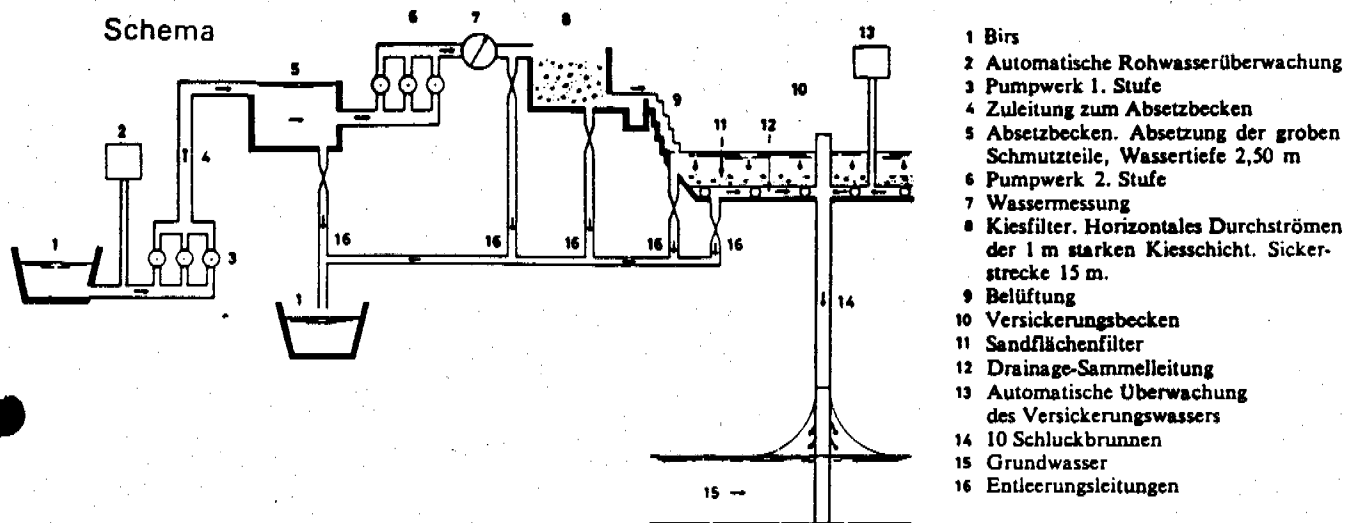


Abb. 2: Funktionsweise der Anlage (Schematischer Längsschnitt)

Das Flusswasser wird mit der ersten Pumpenstufe aus der Birse in das Absetzbecken gepumpt, wo sich die groben Schmutzteile absetzen. Die 2. Pumpenstufe bringt das Wasser auf die Höhe der Kiesfilter, die horizontal durchflossen werden. Nach den Kiesfiltern wird das Wasser in einem Kanal gesammelt und zu den Kaskaden des Versickerungsbeckens geführt, über die es in das ca. 6000 m<sup>2</sup> grosse Versickerungsbecken gelangt.

Durch den ca. 50 cm starken Sandfilter gelangt das Wasser in das darunterliegende Drainagesystem, das das Wasser zu den 10 Schluckbrunnen bringt. Die Schluckbrunnen sind erforderlich, da zwischen dem Versickerungsbecken und dem Grundwasserstrom eine undurchlässige Schicht liegt.

Die bisherige Vorreinigung des Wassers ist ungenügend. Das Reinwasser enthält bis zu 5 mg/l Feststoffe, durch die die Schluckbrunnen je länger desto mehr verstopft werden.

### 3. SANIERUNGSMASSNAHMEN

Die im folgenden dargestellten Sanierungsmassnahmen basieren auf den Resultaten des Feldversuches der EAWAG, über den Herr M. Wegelin zuvor bereits orientiert hat.

#### 3.1 Absetzbecken

Im Absetzbecken (Grobsedimentation) wird nichts verändert, da das Becken die Anforderung erfüllt.

#### 3.2 Neue Kiesfilter

Bei den von der EAWAG durchgeführten Feldversuchen zeigte sich, dass sowohl mit 3-schichtigen Vertikalfiltern als auch mit 3-schichtigen Horizontalfiltern die geforderte Feststoffelimination erreicht werden kann. Die Vertikalfilter lassen sich effizienter spülen. Deshalb werden im Sanierungsprojekt Vertikalfilter berücksichtigt.

##### .1 Anordnung

Bei der Maximalvariante werden die 9 bestehenden Horizontalfilter mit einem gesamten Durchflussquerschnitt von ca. 170 m<sup>2</sup> in 54 Vertikalfilter à je 26,6 m<sup>2</sup> und 18 Vertikalfilter à je 30,2 m<sup>2</sup> sowie 3 Spülkorridore aufgeteilt. Der gesamte Durchflussquerschnitt der neuen Vertikalfilter beträgt 1975 m<sup>2</sup>.

Bei der Minimalvariante werden nur 5 der 9 bestehenden Horizontalfilterbecken in total 39 Vertikalfilter und 2 Spülkorridore umgebaut.

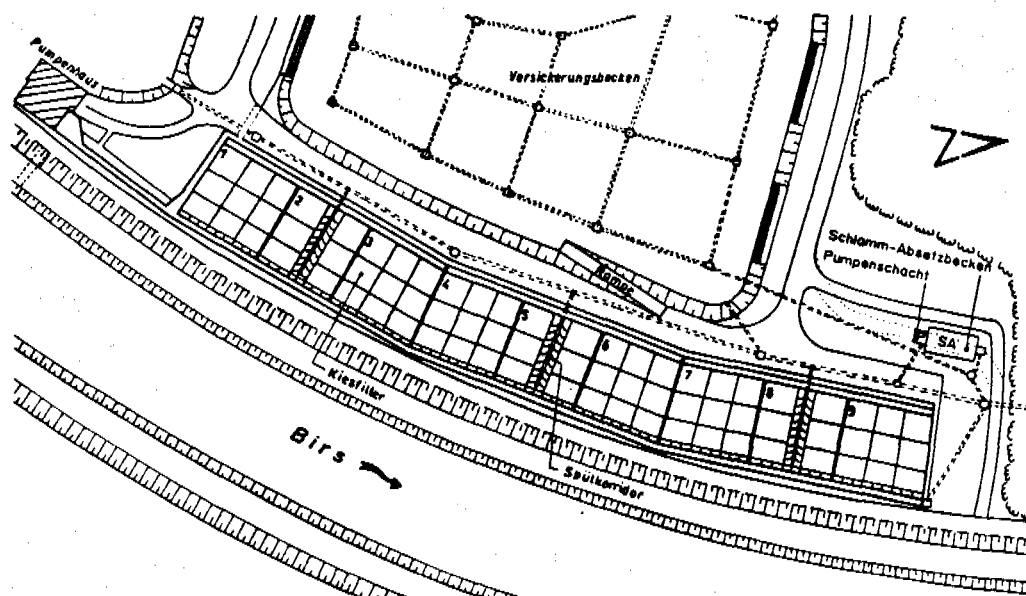


Abb. 3: Vertikalfilteranordnung für die Maximalvariante

## .2 Aufbau

Das Wasser wird im Filterboden eingespiesen und durchfließt den Filter von unten nach oben. Der Filterboden besteht aus gelochten Betonplatten, die an ihren Ecken auf Zementsteinen aufgelagert sind. Als Filterfüllung wird gebrochenes Material verwendet, das in 5 Schichten wie folgt eingebaut wird:

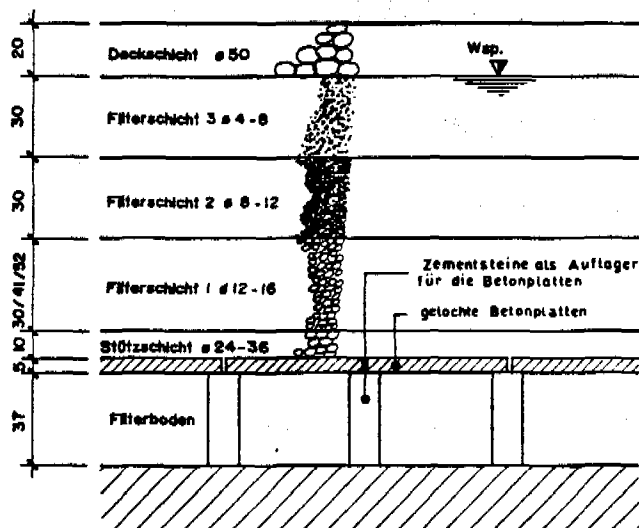


Abb. 4: Aufbau der Vertikalfilter

Die Stützschiicht über dem Filterboden verhindert, dass während der Filterspülung bei starken Spülstößen der Filterkies ausgewaschen wird. Die Deckschicht aus grobkörnigem Material verunmöglicht die Algenbildung an der Filteroberfläche.

## .3 Zulauf Rohwasser

Die Zuführung des Rohwassers vom Pumpenhaus zu den Kiesfiltern erfolgt durch den bestehenden Kanal. Um die vorhandene Bauhöhe der bestehenden Kiesfilterbecken von 1,60 bis 1,80 m besser ausnützen zu können, wird der Wasserspiegel im Zulaufkanal um 0,35 m höher aufgestaut. Dafür sind, ausser der Anpassung der bestehenden Venturimessung, keine weiteren baulichen Massnahmen am Zulaufkanal erforderlich. Aus dem Zulaufkanal gelangt das Rohwasser via regulierbare Rechteckwehre in die Einlaufkammern. Durch die Unterteilung der Einlaufkammern der bestehenden Horizontalfilter wird für jeden neuen Vertikalfilter eine eigene Einlaufkammer geschaffen, so dass der Betrieb jedes Filters unabhängig von den anderen erfolgen kann. Aus den Zulaufkammern wird das Rohwasser mit je einer Kunststoffleitung  $\phi$  125 in den Filterboden des entsprechenden Filters geführt.



#### .4 Reinigungswirkung

Der folgende schematische Schnitt zeigt den Fließvorgang durch einen Filter.

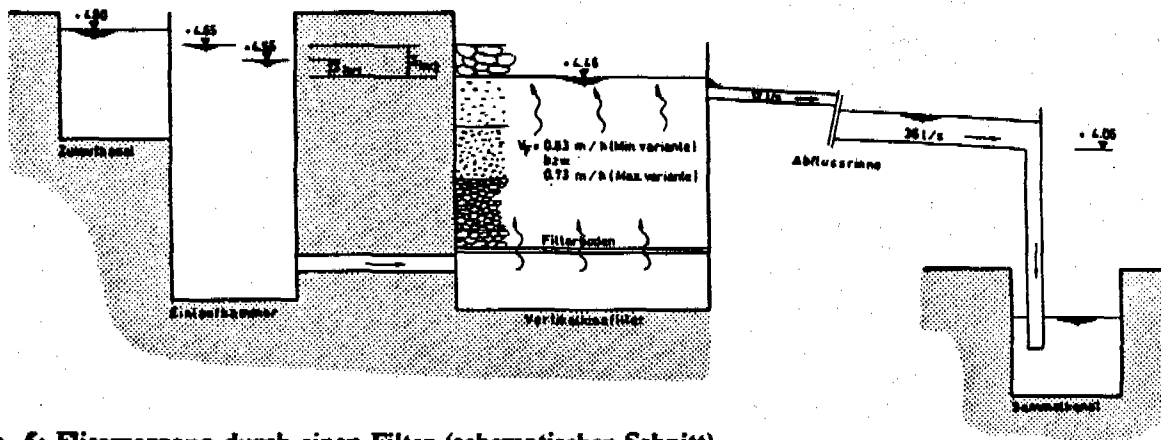


Abb. 5: Fließvorgang durch einen Filter (schematischer Schnitt)

Im frisch gespülten Kiesfilter beträgt der Filterwiderstand ca. 5 cm Wassersäule. Mit zunehmender Verschmutzung des Filters wird der Filterwiderstand grösser und bei Erreichen von 15 cm Wassersäule muss der Filter gespült werden.

Die Durchflussgeschwindigkeit im Kiesfilter beträgt bei Normalbetrieb ca. 0,8 m/h. Gemäss den Resultaten aus den Feldversuchen der EAWAG vermag ein Vertikalkiesfilter mit dem zuvor beschriebenen Aufbau im Mittel ca. 6 mgr/l Feststoffe aus dem Rohwasser zu eliminieren, was eine 2- bis 3-fache Verbesserung gegenüber den bestehenden Horizontalkiesfiltern bedeutet.

#### .5 Ablauf des Reinwassers

Nachdem das Wasser die Kiesfilter vertikal durchströmt hat, fliesst es seitlich in eine auf der Kiesfiltertrennwand montierte Rinne ab. In dieser Rinne gelangt das Wasser in den bestehenden Sammelkanal.

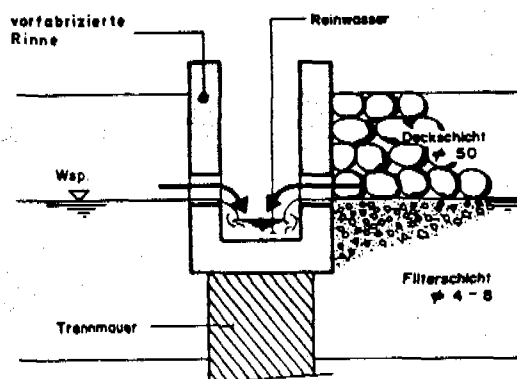


Abb. 6: Schnitt durch Sammelrinne der Kiesfilter

## .6 Spülsystem

Das Spülsystem besteht aus den folgenden Elementen:

|                                      | Maximal-Variante | Minimal-Variante |
|--------------------------------------|------------------|------------------|
| - Spüleleitungen der Kiesfilter (SL) | 54 Stk           | 36 Stk           |
| - Spülkorridor mit Sammelleitung (K) | 3 Stk            | 2 Stk            |
| - Spülschacht (S)                    | 3 Stk            | 2 Stk            |
| - Schieberschacht (Sch)              | 1 Stk            | 1 Stk            |
| - Pumpenschacht (P)                  | 1 Stk            | 1 Stk            |
| - Schlammabsetzbecken (SA)           | 1 Stk            | 1 Stk            |

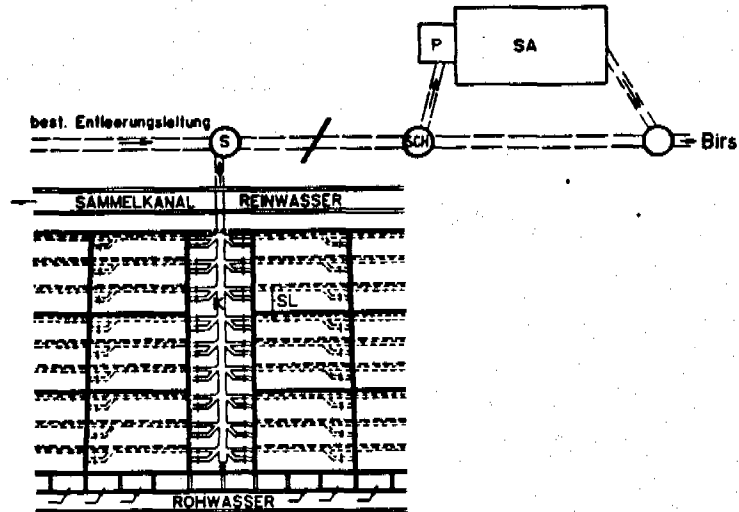


Abb: 7: Disposition Spülsystem

Der Filterboden jedes Beckens ist mit 2 Zwischenwänden in 3 Kammern unterteilt, die an je eine Spüleleitung  $\phi$  300 angeschlossen sind. Der Einlauf in die Spüleleitung kann mit Klappen verschlossen werden. 4 hintereinanderliegende Filter haben die gleichen 3 Spüleleitungen.

In den Spülkorridoren vereinigen sich die 18 Spüleleitungen von 24 Kiesfiltern zur Sammelleitung  $\phi$  500. Im Spülschacht, der neu auf der bestehenden Entleerungsleitung erstellt wird, kann die Sammelleitung mit einer Klappe verschlossen werden.

Die für die Spülungen zur Verfügung stehenden Druckhöhen sind aus folgender Schemaskizze ersichtlich:

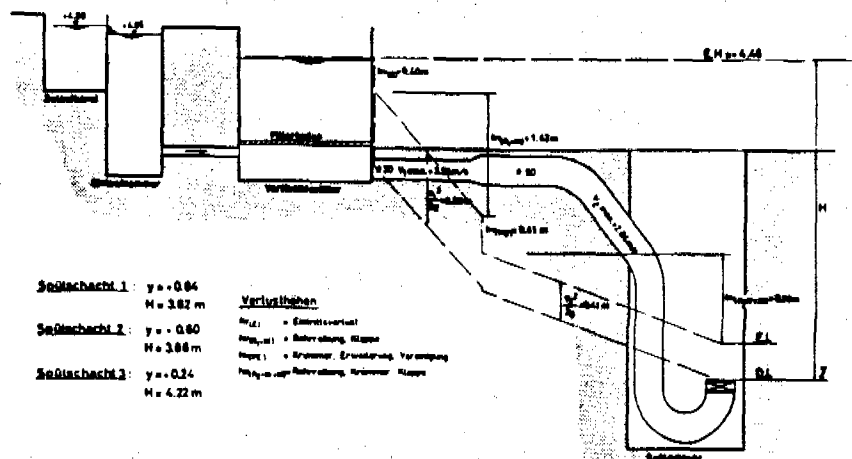


Abb. 8: Druckhöhen bei Spülbeginn

Das Spülrohrnetz ist hydraulisch so bemessen, dass die bei Spülbeginn geforderte Drainagegeschwindigkeit von 70 m/h (aus Feldversuch EAWAG) erreicht wird: Die Drainagegeschwindigkeiten variieren von Filter zu Filter, da die Längen der Spülleitungen und die zur Verfügung stehenden Druckhöhen variabel sind.

Gemäss der hydraulischen Berechnung können bei Spülbeginn Drainagegeschwindigkeiten von 75-95 m/h erreicht werden. Die Feldversuche der EAWAG haben gezeigt, dass bei der ersten Spülung mit einem Feststoffaustrag von über 30 % gerechnet werden kann.

Das Spülwasser gelangt durch die bestehende Entleerungsleitung zum Pumpenschacht, von wo das Wasser in das Schlammabsetzbecken gepumpt wird. Das Schlammabsetzbecken ist oben offen und hat ein Auffangvolumen von ca. 140 m<sup>3</sup>. Davon sind ca. 10 m<sup>3</sup> als Schlamm-Wasser-Volumen gerechnet. Das Becken ist so dimensioniert, dass hintereinander 3 Filter gespült werden können, ohne das Becken entleeren zu müssen. Die ausgewaschenen Feststoffe setzen sich relativ rasch ab und das "saubere" Wasser kann durch Öffnen der Klappe in die Birs abgelassen werden. Der auf dem Boden abgelagerte Schlamm muss periodisch abgesaugt und entsorgt werden.

#### **.7 Spülvorgang**

1. Die Hauptklappe im Spülschacht und alle Klappen der Spülleitungen derjenigen Filter, die nicht gespült werden, werden geschlossen.
2. Das Spülrohrleitungsnetz wird durch Öffnen der Klappe in der Verbindungsleitung vom Zulaufkanal her mit Wasser gefüllt. Die im Leitungsnetz eingeschlossene Luft entweicht via die an den Hochpunkten angeordneten Entlüftungsöffnungen.
3. Eine der 3 Spülleitungen des Filters wird geschlossen, z.B. Leitung 3.
4. Durch ruckartiges Öffnen der Hauptklappe im Spülschacht strömt das Wasser via die Spülleitung 1 und 2 aus dem Filter ab und reisst die eingelagerten feinen Feststoffe mit. Rückschlagklappen an den Entlüftungen verhindern, dass Luft angesaugt wird.
5. Schliessen der Hauptklappe im Spülschacht bevor der Wasserspiegel im Filterbecken den Filterboden erreicht. Dieser Vorgang wird automatisiert: mit einem mobilen Niveaumessgerät, das in die Zulaufkammer des Filters eingetaucht wird, wird das Absinken des Wasserspiegels während dem Spülvorgang gemessen. Sobald der Wasserspiegel das kritische Niveau erreicht, wird die Hauptklappe im Spülschacht über einen elektrischen Kontakt geschlossen.
6. Wiederauffüllen des Filterbeckens mit Rohwasser.

7. Öffnen der Spülleitung 3 und Schliessen, z.B. der Spülleitung 2.
8. Wiederholung der Spülung entsprechend Schritt 4 und 5. Der Filter wird durch die Spülleitungen 1 und 3 gespült.
9. Wiederauffüllen des Filterbeckens mit Rohwasser.
10. Öffnen der Spülleitung 2 und Schliessen der Spülleitung 1.
11. Wiederholen der Spülung entsprechend Schritt 4 und 5. Der Filter wird durch die Spülleitungen 2 und 3 gespült.
12. Schliessen aller 3 Spülleitungen und Wiederinbetriebnahme des Filters.

### 3.3 Abdecken der Oberfläche des Sandflächenfilters

Der Sandflächenfilter musste bisher ein- bis dreimal jährlich gereinigt werden, da sich relativ rasch eine Schlickschicht von ein paar Millimetern bis Zentimetern auf dem Sandfilter absetzte und dessen Durchlässigkeit stark abminderte. Die Versuche der EAWAG haben gezeigt, dass sich die Laufzeit des Sandflächenfilters durch Abdecken mit einem Geotextil oder mit einer 5 cm starken Kies- oder Splittschicht wesentlich verlängern lässt.

Für die Anlage in Aesch wird die Abdeckung mit einem Geotextil, Typ FLN-Superdrain (600 gr/m<sup>2</sup> Polyester) vorgesehen. Mit Versuchen auf der Anlage wurde festgestellt, dass Geotextilmatten leichter gereinigt werden können als eine Kies- oder Splittschicht.

Das Schlammwasser, das von der Reinigung der Geotextilmatten auf dem Areal der Anlage anfällt, wird gleich behandelt, wie das Spülwasser von den Kiesfiltern. Im Schlammabsetzbecken wird der Schlamm aufgefangen und das saubere Wasser wieder der Birs zugeführt.

Für die ganze Filteroberfläche werden mit Einrechnen der erforderlichen Überlappungen von ca. 30 cm ca. 2000 Geotextilmatten von der Grösse 2 x 2 m benötigt.

Für die Abdeckschicht mit Kies oder Splitt wären ca. 300 m<sup>3</sup> Abdeckmaterial erforderlich, das für die Reinigung abgeschält aus dem Versickerungsbecken herausgenommen und in einer Kieswaschanlage gereinigt oder durch neues Material ersetzt werden müsste.

Beide Varianten sind im Unterhalt aufwendig.

### 3.4 Neue Schluckbrunnen

Für die maximale Sanierungsvariante wird eine Erhöhung der Versickerungsleistung von heute 250 auf 400 l/s verlangt. Die bestehenden 10 Schluckbrunnen bewältigen heute nur noch ca. 180 l/s. Weitere ca. 70 l/s versickern direkt in den Untergrund. Die fehlenden ca. 150 l/s müssen via neue Schluckbrunnen in den Grundwasserstrom infiltriert werden. Der Geologe schätzt, dass mindestens ca. 5 weitere Brunnen erforderlich sind, um die Versickerungsleistung von 400 l/s zu erreichen. Er schlägt vor, die neuen Brunnen ausserhalb des Versickerungsbeckens auf der von der Birs abgewandten Seite anzuordnen.

Die Wasserzufuhr erfolgt mit einer Leitung ab dem Drainagesystem unter dem Sandflächenfilter des Versickerungsbeckens.

Da das Hauptthema dieser Tagung "Kiesfilter" heisst, wird an dieser Stelle nicht näher auf die neuen Schluckbrunnen eingegangen.

### 4. INVESTITIONSKOSTEN

Die Investitionskosten für die Sanierungsmassnahmen betragen mit Preisbasis Januar 1992 in SFr:

|  | Maximalvariante     | Minimalvariante     |
|--|---------------------|---------------------|
| - Baustelleninstallationen                     | 140'000.--          | 80'000.--           |
| - Ausräumen der Kiesfilter                     | 115'000.--          | 75'000.--           |
| - Umbau der Kiesfilterbecken                   | 960'000.--          | 510'000.--          |
| - Spülrohrinstallationen                       | 1'580'000.--        | 860'000.--          |
| - Schlosser-, Metallbauarbeiten                | 210'000.--          | 120'000.--          |
| - Kiesfilterfüllungen                          | 220'000.--          | 120'000.--          |
| - Schlammabsetzbecken                          | 140'000.--          | 140'000.--          |
| - Pumpenschacht                                | 75'000.--           | 75'000.--           |
| - Spülschächte                                 | 90'000.--           | 60'000.--           |
| - Abdeckung Sandflächenfilter                  | 120'000.--          | 120'000.--          |
| - Neue Schluckbrunnen                          | 400'000.--          | ---                 |
| <b>Zwischentotal</b>                           | <b>4'050'000.--</b> | <b>2'160'000.--</b> |
| - Diverses und Unvorhergesehenes ca. 10 %      | 410'000.--          | 220'000.--          |
| - Projekt und Bauleitung                       | 500'000.--          | 230'000.--          |
| - Anpassung Steuerungs- und Messinstallationen | 140'000.--          | 140'000.--          |
| <b>Total Investitionskosten SFr.</b>           | <b>5'100'000.--</b> | <b>2'750'000.--</b> |

## 5. UNTERHALT UND BETRIEBSKOSTEN

### 5.1 Arbeitsaufwand

Der Aufwand für den Unterhalt der Anlage nach der Sanierung wird wie folgt abgeschätzt:

#### .1 Kiesfilterspülung

Gemäss dem Bericht der EAWAG ist damit zu rechnen, dass die Vertikalkiesfilter zweimal pro Jahr gespült werden müssen. Pro Spülvorgang wird jeder Kiesfilter dreimal gespült. Werden jeweils 3 Filter am gleichen Tag gereinigt, so ergibt sich die folgende Anzahl Spüleinsätze:

- Minimalvariante:  $\frac{39}{3} \times 2 = 26$  Spüleinsätze pro Jahr

- Maximalvariante:  $\frac{72}{3} \times 2 = 48$  Spüleinsätze pro Jahr

Der Spülvorgang kann mit 2 Mann in ca. 3 Stunden durchgeführt werden (ca. 1/4 Std pro Spülung).

#### .2 Reinigung der Vliesmatten des Sandflächenfilters

Die Vliesmatten müssen voraussichtlich einmal pro Jahr gereinigt werden. Die ca. 2000 Stück 2 x 2 m grossen Vliesmatten werden im Versickerungsbecken aufgerollt, aus dem Versickerungsbecken herausgeholt, auf dem Gelände der Anlage ab gespült und wieder auf den Sandfilter verlegt.

Für das Aufrollen der Matten, den Transport zur und von der Reinigungsinstallation und das Wiederverlegen der Matten werden 2 Mann benötigt. 2 weitere Mann sind für die Reinigung erforderlich. Geht man davon aus, dass in 5 Minuten 1 Vliesmatte gereinigt werden kann, so dauert eine Reinigung der gesamten Fläche:  $2000 \text{ Stk} \times 5 \text{ Min} = 10'000 \text{ Min} = 167 \text{ Std} = 20$  Arbeitstage.

#### .3 Schlammwässerung und -entsorgung

Bei 3 nacheinander ausgeführten Spülzyklen fallen pro Kiesfilter ca.  $3 \times 12 \text{ m}^3 = 36 \text{ m}^3$  Spülwasser an. Bei zweimaliger Spülung aller Kiesfilter ergibt sich pro Jahr ein Spülwasservolumen von:

- Minimalvariante:  $2 \times 39 \times 36 \text{ m}^3 = 2800 \text{ m}^3$

- Maximalvariante:  $2 \times 72 \times 36 \text{ m}^3 = 5200 \text{ m}^3$

Die Feldversuche der EAWAG haben gezeigt, dass nach dem Schlammabsetzvorgang noch ca. 5 % als Schlammwasser zurück bleiben. Damit ergibt sich pro Jahr ein Schlamm-Wasservolumen aus den Kiesfilterspülungen von

- Minimalvariante: 140 m<sup>3</sup>
- Maximalvariante: 260 m<sup>2</sup>

Aus der Reinigung der Vliesmatten vom Sandflächenfilter ist noch mit zusätzlichen 10-20 m<sup>3</sup> zu rechnen.

## 5.2 Jährliche Betriebskosten

### .1 Belastungen aus der bestehenden Anlage:

Aus der bestehenden Anlage fallen für Amortisation und Verzinsung jährlich noch Kosten von Fr. 330'000.-- an.

### .2 Amortisation der Neuinvestitionen:

Die Neuinvestitionen werden wie folgt pro Jahr amortisiert:

|  |      |
|--|------|
| - Feste bauliche Anlageteile                     | 2 %  |
| - Schluckbrunnen                                 | 4 %  |
| - Kiesfilterfüllungen (Erneuerung alle 10 Jahre) | 10 % |
| - Rohrleitungen                                  | 2 %  |
| - Armaturen                                      | 10 % |
| - Vliesmatten (Erneuerung alle 4 Jahre)          | 25 % |
| - Steuerungs- und Überwachungsinstallationen     | 10 % |

Daraus ergeben sich jährliche Amortisationskosten von Fr. 146'000.-- für die Minimalvariante und von Fr. 237'000.-- für die Maximalvariante.

### .3 Verzinsung der Neuinvestitionen:

Die Verzinsung der noch nicht amortisierten Investitionen ist mit 7 % angenommen.

### .4 Betrieb und Unterhalt:

- Personalaufwand für Normalbetrieb und Kontrollen gemäss Abrechnungen der letzten 5 Jahre für die bestehende Anlage: durchschnittlich ca. 95'000.-- Fr./Jahr.

- Betriebsaufwand:

Geschätzter Aufwand gemäss Abrechnungen der letzten 5 Jahre für die bestehende Anlage:

. Minimalvariante 65'000.-- Fr./Jahr

. Maximalvariante 70'000.-- Fr./Jahr

- Absetzbecken:

Das Absetzbecken muss ca. alle 3 Jahre ausgeräumt und der Schlamm entsorgt werden. Die Kosten dafür betragen ca. Fr. 45'000.-- (Erfahrungswert aus den letzten Reinigungen).

- Kiesfilterspülungen:

Mit einem Stundenansatz von ca. Fr. 50.--/Mann ergeben sich folgende jährlichen Kosten:

. Minimalvariante: 26 x (2x3) Std x 50.-- = ca. Fr. 8'000.--

. Maximalvariante: 48 x (2x3) Std x 50.-- = ca. Fr. 15'000.--

- Schlammentsorgung:

Für das Absaugen, den Abtransport, das Entwässern und die Endlagerung des Schlammes muss mit ca. 230.-- Fr/m<sup>3</sup> gerechnet werden. Damit fallen jährlich die folgenden Kosten an:

. Minimalvariante: 150 m<sup>3</sup> x 230.-- Fr./m<sup>3</sup> = Fr. 35'000.--

. Maximalvariante: 280 m<sup>3</sup> x 230.-- Fr./m<sup>3</sup> = Fr. 64'000.--

- Reinigung der Vliesmatten:

Mit einem Stundenansatz von Fr. 50.--/Mann ergeben sich folgende jährlichen Kosten:

4 Mann x 170 Std x Fr. 50.--/Std. = Fr. 34'000.--

- Abschälen Sandflächenfilter:

Alle ca. 2 Jahre muss die oberste Schicht des Sandflächenfilters, trotz der Vliesmatten, abgeschält werden. Die Kosten dafür betragen gemäss Erfahrung von früheren Reinigungen ca. Fr. 30'000.-- pro Abschälaktion.

Die gesamten, mittleren Unterhaltskosten beziffern sich demnach auf:

- Minimalvariante: ca. Fr. 265'000.--/Jahr

- Maximalvariante: ca. Fr. 305'000.--/Jahr



**.5 Zusammenstellung der jährlichen mittleren Betriebskosten:**

|   | Minimalvariante<br>Fr./Jahr | Maximalvariante<br>Fr./Jahr |
|---|-----------------------------|-----------------------------|
| 1. Restkosten bestehende Anlage           | 330'000.--                  | 330'000.--                  |
| 2. Amortisation Neuinvestitionen          | 140'000.--                  | 231'000.--                  |
| 3. Verzinsung Neuinvestitionen            | 100'000.--                  | 180'000.--                  |
| 4. Betrieb und Unterhalt                  | 265'000.--                  | 305'000.--                  |
| <b>Total jährliche Betriebskosten ca.</b> | <b>835'000.--</b>           | <b>1'045'000.--</b>         |

**5.3 Kosten pro m3 versickertes Wasser:**

|   | Bestehende<br>Anlage   | Sanierte Anlage        |                         |
|---|------------------------|------------------------|-------------------------|
|   |                        | Minimalvariante        | Maximalvariante         |
| - Versickerungsleistung                         | 250 l/s                | 250 l/s                | 400 l/s                 |
| - Betriebsstunden                               |                        |                        |                         |
| . bisher  | 6700 Std               | --                     | --                      |
| . geschätzt neu                                 | --                     | 7400 Std               | 7400 Std                |
| - Jährliche Versickerungsmenge                  | 6 Mio m <sup>3</sup>   | 6,7 Mio m <sup>3</sup> | 10,7 Mio m <sup>3</sup> |
| - Jährliche Betriebskosten                      | 600'000 Fr             | 835'000 Fr             | 1'045'000 Fr            |
| - Kosten pro m <sup>3</sup> versickertes Wasser | 10,0 Rp/m <sup>3</sup> | 12,5 Rp/m <sup>3</sup> | 9,8 Rp/m <sup>3</sup>   |

**6. REALISIERUNGSTERMINE**

Das Bauprojekt ist dem Auftraggeber im April 1992 abgegeben worden. Der Baukredit muss durch das kantonale Parlament bewilligt werden. Dieses Verfahren beansprucht ca. 5 Monate. Erst danach können das Ausführungsprojekt ausgearbeitet und die Bauarbeiten ausgeschrieben werden.

Für Ausschreibung und Offertvergleich bis zur Vergabe müssen weitere ca. 3 Monate gerechnet werden. Für die Bauarbeiten der Minimalvariante resp. der 1. Etappe der Maximalvariante wird ca. ein halbes Jahr benötigt.

Der Bauablauf könnte deshalb wie folgt aussehen:

|   | 1992 |      |      |      |       |      |      |      | 1993 |      |      |      |     |      |
|---|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|
|   | Mai  | Juni | Juli | Aug. | Sept. | Okt. | Nov. | Dez. | Jan. | Feb. | März | Apr. | Mai | Juni |
| Landratsvorlage<br>(Kreditgenehmigung)                                  |      |      |      |      |       |      |      |      |      |      |      |      |     |      |
| Ausführungsprojekt  |      |      |      |      |       |      |      |      |      |      |      |      |     |      |
| Submission und<br>Vergabe   |      |      |      |      |       |      |      |      |      |      |      |      |     |      |
| Ausführung<br>Minimalvariante<br>resp. 1. Etappe der<br>Maximalvariante |      |      |      |      |       |      |      |      |      |      |      |      |     |      |

Die 2. Etappe der Maximalvariante wird erst nach einer Beprobungsphase der Installationen der 1. Etappe ausgeführt, z.B. wie folgt:

|                      | 1993 |      |      |       |      |      |      | 1994 |      |      |       |
|----------------------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|-------|
|                      | Juni | Juli | Aug. | Sept. | Okt. | Nov. | Dez. | Jan. | Feb. | März | April |
| Beprobungsphase      |      |      |      |       |      |      |      |      |      |      |       |
| Ausführung 2. Etappe |      |      |      |       |      |      |      |      |      |      |       |

Während den Bauarbeiten für die Minimalvariante resp. für die 1. Ausbautetappe der Maximalvariante bleiben die bestehenden Horizontalkiesfilter Nr. 8 sowie die Versuchsanlage in Betrieb. Die bestehenden Horizontalkiesfilter Nr. 6 und 7 werden für diese Zeit wieder aktiviert.

Während der 2. Ausbautetappe der Maximalvariante kann die 1. Ausbautetappe bis auf kleine Unterbrüche in Betrieb bleiben.

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Langsamfilter bei der Grundwasseranreicherung. Zehnmal längere Laufzeit als bisher**

Dr. sc. techn. h.c. Maarten Schalekamp  
Direktor der Wasserversorgung Zürich

### **Zusammenfassung**

Im Jahre 1971 wurde festgestellt, dass die Langsamfilter im Seewasserwerk Lengg, Zürich, welche mit einer 10 cm Aktivkohle PKST 0,5 - 2,5 beschickt wurden, eine 6 mal längere Laufzeit aufwiesen, als diejenigen ohne Aktivkohlenfilterschicht. Diese Erfahrung wurde dann beim Bau der Grundwasseranreicherungsbecken Hardhof benützt. Sämtliche Becken mit je einer Fläche von ca. 4000 m<sup>2</sup> wurden mit einer ca. 10 cm Aktivkohleschicht PKST 0,5 - 2,5 mm beschickt und mit einem 1,2 mm dicken Bauvlies abgedeckt. Nach 10 Jahren wurde das Filterbecken 3 gereinigt. Das Bauvlies sowie die Aktivkohleschicht und 7,5 cm Sand wurden entfernt. Statt teurer Aktivkohle wurde nun ein gut gewaschener Splitt 3 - 6 mm aufgebracht und wiederum mit einem Bauvlies abgedeckt. Die Druckverluste sind nach dieser Reinigung gleich niedrig wie vor 10 Jahren.

### **Summary**

In 1971 it was discovered that the slow sand filters of the Lakewater Plant Lengg, Zurich, which were charged with a 10 cm thick layer of activated carbon PKST 0.5 - 2.5 mm showed a 6-times longer filter run than those without an activated carbon filtering layer. This discovery was then used for the construction of the groundwater recharge basins Hardhof. All recharge basins, each with an area of about 4000 m<sup>2</sup>, were charged with a 10 cm activated carbon filtering layer PKST 0.5 - 2.5 mm and covered by a 1.2 mm thick fleece. After 10 years filter basin # 3 was cleaned. The fleece as well as the activated carbon layer and 7.5 cm sand were removed. Instead of the expensive activated carbon an easily-washable gravel of 3 - 6 mm grain was charged and the whole covered again by a fleece. The pressure losses after this cleaning process are as low as they were ten years ago.

## 1. Allgemeines

Die Wasserversorgung Zürich deckt den Wasserverbrauch der Stadt und der Region durch 5% Quellwasser, 75% Seewasser und 20% Grundwasser. Das Seewasserwerk Moos auf der linken Seeseite bereitet nebst dem Seewasser auch das Quellwasser auf und hat eine Leistung von 150'000 m<sup>3</sup> pro Tag. Das Seewasserwerk Lengg, auf der rechten Seeseite, bereitet nur Seewasser auf und fördert im Maximum 250'000 m<sup>3</sup> pro Tag. Das Grundwasserwerk Hardhof kann an vereinzelten Tagen im Maximum 150'000 m<sup>3</sup>/T liefern (Fig.1).

Die Seewasserwerke Moos und Lengg weisen eine 8-stufige Aufbereitung auf. Davon ist eine der Stufen der gedeckte Langsamfilter. Das Grundwasserwerk Hardhof reinigt das Uferfiltrat zur Anreicherung des Grundwassers mit 4 Stufen. Eine der Stufen sind 3 offene Langsamfilter in den Versickerungsbecken.

## 2. Das Grundwasserwerk Hardhof

Um genügend Wasser für die Bevölkerung bereitstellen zu können, und um den Immissionen im alten Grundwasserwerk zu begegnen, wurde das Grundwasserwerk in den Jahren 1973 bis 1980 total erneuert. Die Leistungssteigerung betrug 80'000 m<sup>3</sup>/T, sodass an vereinzelten Tagen bis zu max. 150'000 mü Wasser gefördert werden kann. Diese Spitzenleistung ist jedoch bei einem tiefen Grundwasserstand nur während weniger Tage möglich. Die mittlere Leistung beträgt 60'000 bis höchstens 80'000 m<sup>3</sup>/T. Um in Trockenzeiten trotzdem die ganze Förderleistung des Werkes nutzen zu können, wurde das Projekt für die Erstellung eines Flusswasserwerkes mit einer Leistung von max 80'000 m<sup>3</sup>/T, zur zusätzlichen Anreicherung, vom Souverän kreditiert.

Die vier Grossfassungsstellen bestehen je aus einem 25 m tiefen Vertikalschacht, welcher einen Durchmesser von 4 m aufweist. über sternförmig angeordnete und horizontal vorgetriebene Filterstränge, in zwei Horizonten, mit einem Innendurchmesser von 300 mm und einer Gesamtlänge von 300 m wird das Grundwasser gefasst und dem Schacht zugeführt. Die Fassungen sind mit je drei Unterwassermotorpumpen zu 200 l/s Leistung ausgerüstet. Die Brunnenköpfe sind mit Erde überdeckt und mit Sträuchern und Gebüsch bepflanzt. Für die künstliche Grundwasseranreicherung erstellte man drei Anreicherungsbecken mit je einer Fläche von ca. 4000 m<sup>2</sup> oder total 11'730 m<sup>2</sup>. Das für die Anreicherung benötigte Limmatinfiltrat wird entlang der Limmat vom Zonenpumpwerk Hardhof bis Werdhölzli in 19 Vertikalfilterbrunnen gefasst und mittels Pumpen zu den Anreicherungsbecken geleitet. Die Leistung der Anreicherungsanlagen beträgt im Min. 40'000 und im Max. 80'000 m<sup>3</sup>/T. Mit dem Flusswasserwerk zusammen kann in Zukunft, bei Niedrigwasser im Fluss, bis max. 120'000 m<sup>3</sup>/T, angereichert werden. Damit kein Wasser von der Grünau-Siedlung, westlich der Europabrücke, in den Grundwasserträger des Werkes eindringen kann, wurden entlang

der Europabrücke sechs Schluckbrunnen mit einer max. Leistung von 200 l/s und ein Wasserverteilstützpunkt - sprich "Wasserschloss Hardhof" - erstellt (Fig. 2).

Die drei Versickerungsbecken wurden entlang der Nationalstrasse N1 so plaziert, dass einerseits eine möglichst hohe Infiltrations-Wassermenge in den Horizontalfilterbrunnen wieder gefasst werden kann, und dass andererseits das versickernde Wasser den verschmutzten Grundwasserzufluss aus dem Stadtgebiet von der Trinkwassergewinnungszone abzulenken vermag.

Jedes Anreicherungsbecken besteht aus einer Umfassungsmauer mit Kaskadenüberfall, dem Filterkörper sowie Umgebungsanlagen für die Becken-Bewirtschaftung. Der Filterkörper besteht aus 100 cm Kiesfilter, einer 100 cm hohe Seesandschicht mit der Körnung 0,2 - 2 mm und einer 10 cm dicken Aktivkohleschicht PKST 0,5 - 2,5 mm. Der ganze Filter ist mit einem 1,2 mm Bauvlies (Typ R 70/30 150 B), bestehend aus Polypropylen und Acryl abgedeckt (Fig. 3).

### 3. Erfahrungen mit der Zweischichtschnellfiltration

In den Jahren 1965 bis 1967 wurden vom Verfasser viele Versuche durchgeführt über die Filtration mit Ein- und Zweischichtfiltern, sowohl hinsichtlich der Wirksamkeit als auch hinsichtlich der Laufzeit. Es wurde damals festgestellt, dass ein Zweischichtfilter bei gleicher Wirksamkeit eine mindestens 5 mal längere Laufzeit aufweist als derjenige eines Einschichtfilters. Anfangs der 70-iger Jahre wurden bei der Wasserversorgung Zürich (WVZ) ähnliche Versuche durchgeführt. Der Einschichtfilter wies ein Filterbett von 90 cm auf, bestehend aus Quarzsand 0,4 - 1,0 mm (Fig. 4) und den Zweischichtfilter 70 cm sowie 20 cm Aktivkohle PKST 0,5 - 2,5 mm, Norit 07 oder Lurgi LW Extra Hydriffin 0,25 - 1,4 mm. Die Resultate waren gleich gut wie bei den St. Galler Versuchen. Ferner wurden Versuche durchgeführt mit Anthrazit 0,5 - 2,5 mm und Bims 1 - 2,5 mm. Auch diese Versuche verliefen sehr positiv. In den Wasserwerken Moos und Lengg wurden in der Folge die Aktivkohlenfilter als Zweischichtfilter ausgebildet. Als 1. Schicht nahm man 50 cm Quarzsand 0,4 - 1,0 mm und je nach Filtergeschwindigkeit eine Aktivkohleschicht von 100 - 150 cm. Bei den Zweischichtschnellfiltern nahm man eine Bimsschicht und nicht eine solche aus Anthrazit. Der Grund war, dass Anthrazit zur Schichttrennung eine Rückspülgeschwindigkeit braucht von mindestens 75 m<sup>3</sup>/Std.m<sup>2</sup> und Bims nur eine solche von 45. Aus den Fig. 5, 6 und 7 sind die Korngrössen ersichtlich. Beim Versuch an den Grossanlagen erhielt man bei der Zweischichtfiltration eine 21 mal längere Laufzeit als bei der Einschichtfiltration, allerdings wurden bei diesem Grossversuch keine Flockungsmittel verwendet. Der Druckverlust betrug total 125 cm, und die Filtergeschwindigkeit war bei beiden Filtern immer gleich gross, d.h. im Minimum 2,8 und im Maximum 5,6 m/Std/m<sup>2</sup> (Fig. 8). Die Seewasserwerke werden jedoch mit einer Microflockungsstufe betrieben, dann beträgt die Laufzeit der Zweischichtfilter 5 mal

länger als bei den Einschichtfiltern. Die Geschwindigkeiten und der Druckverlust waren gleich wie bei dem Versuch ohne Microflockung (Fig. 9).

#### 4. Erfahrungen mit der Zweischichtlangsamfiltration

Langsamfilter gelangten in der Schweiz ab Mitte des letzten Jahrhunderts für die Reinigung von Oberflächenwasser zur Anwendung. Heute haben sie vor allem eine sehr grosse Bedeutung bei der Grundwasseranreicherung. Versuche, vom Verfasser durchgeführt, in den 70-iger Jahren in St. Gallen und in den 80-iger Jahren in Zürich, haben eindeutig gezeigt, dass der Langsamfilter sowohl hinsichtlich der Abfiltrierung von Phytoplankter als auch der bakteriologischen Reinigung kein Oberflächen-, sondern ein Raumfilter ist. Die Reinigungswirkung ist gleich gut ob er nun mit einer Geschwindigkeit von 7,5 m oder mit einer solchen von 15 m pro Tag betrieben wird. Höhere Geschwindigkeiten ergeben ein etwas weniger gutes Resultat. Die Versuche wurden mit gedeckten Langsamfiltern durchgeführt. Sie bestehen aus einem Betonboden mit Hohlziegeln und Sammelkanälen, einer 20 - 30 cm starken Kiesschicht der Körnung 5 - 25 mm sowie einer ca. 90 cm starken Seesandschicht der Körnung 0,2 - 2 mm (Fig. 10, 11 und 12). Bei den Versuchen betrug der Druckverlust im Mittel, bei einer Geschwindigkeit von 15 m pro Tag, nach 9 Monaten ca. 2 m. Aus Fig. 13 sind die Druckverlustkurven des Langsamfilters in den verschiedenen Schichten ersichtlich. Es geht daraus nun sehr deutlich hervor, dass die Kolmatierung, auch bei diesen unüblich hohen Geschwindigkeiten, in den obersten 5 cm stattfindet. Nach der Reinigung, wobei eine Schicht von 5 cm Sand entfernt wurde, betrug der Druckverlust nur noch 40 cm. Dieser Wert ist ca. 10 cm weniger als vor den Versuchen.

Durch das plötzliche Auftreten der Dreissena Polymorpha Pallas (DPP) wurde im Jahre 1971 eine Voroxidation mit Chlor (CL<sub>2</sub>) in den Zürcher Seewasserwerken eingeführt. Um das überschüssige Chlor zu entfernen, wurden die Langsamfilter mit einer 10 cm Aktivkohleschicht PKST 0,5 - 2,5 mm beschickt (Fig. 14). Was bei den Zweischichtfiltern bereits festgestellt wurde, nämlich mindestens eine Verfünffachung der Laufzeit, trat auch bei den Zweischichtlangsamfiltern auf, obwohl die Geschwindigkeiten hier 5 - 8 mal kleiner waren, als bei den Zweischichtschnellfiltern (Fig. 15). Nach einem Jahr betrug der Druckverlust des Zweischichtlangsamfilters ca 60 cm bei einer Geschwindigkeit von 15 m pro Tag. Dies bedeutet, dass bei einem totalen Druckverlust von 2 m dieser Filter eine Laufzeit von bis zu 3 Jahre aufweisen würde. Dies trat in der Folge auch wirklich ein. Bei Filtern mit einer Geschwindigkeit von nur 5 m statt 15 m würde so ein Filter eine 9-jährige Laufzeit aufweisen können. Diese Erkenntnis war für die Projektierung der Langsamfilter der Grundwasseranreicherung richtungsweisend.

## 5. Erfahrungen mit der Zweischichtlangsamfiltration bei der Grundwasseranreicherung

Die Zweischichtlangsamfilter der Grundwasseranreicherungsbecken sind aufgebaut wie in Abschnitt 3 beschrieben. Aus Fig. 16 geht die Siebkurve des Spezialsandes 0,2 - 2 mm hervor. Diese Sandschicht ist 1 m hoch und ist auf einer 1 m hohen Kiesschicht aufgebracht. Der Spezialsand (Seesand) ist mit einer 10 cm Aktivkohle Norit PKST 0,5 - 2,5 mm überdeckt. Diese billige "Wegwerfkohle" wurde aus zwei Gründen gewählt: einerseits um durch diese zweite Schicht aus grober Körnung eine längere Laufzeit zu erreichen und andererseits um die Produkte der Voroxidation, nämlich die Mischung von Chlor und Chlordioxyd, zu eliminieren, damit diese nicht in den Untergrund treten können. Es war ein Oxidationsgemisch bis zu 1,5 mg/l vorgesehen. Mit der Zeit konnte und musste diese Menge auf 0,5 mg/l reduziert werden. Die Erfahrung zeigte, dass wenn gleich viel Chlor als Chlordioxyd im Oxidationsgemisch beigegeben wurde, es zu keiner Bildung von gechlorten Kohlenwasserstoffen kam. Nach den neuen Vorschriften in der Schweiz darf im Trinkwasser nicht mehr als 0,3 mg/l Chlorit vorhanden sein. Die Dosierung in dem Wasser zur Grundwasseranreicherung beträgt daher 0,5 mg/l Oxidationsmittel oder 0,25 mg/l Chlor und 0,25 mg/l Chlordioxyd. Damit sind die Qualitätsziele, sowohl hinsichtlich Chloroform als auch hinsichtlich des Gehalts an Chlorit garantiert. Diese Menge an Oxydationsmittel genügt auch für den vorgesehenen Zweck, der übermässigen Algenbildung entgegen zu treten. Aus Fig. 17 und 18 gehen das Filtermaterial, der Spezialsand und die PKST Aktivkohle hervor. Versuche haben gezeigt, dass wenn die Filter nicht mit Wasser eingestaut sind, das Oxydationsgemisch durch die Kaskadebelüftung vollständig abgebaut wird. Wenn die Filterbecken eingestaut sind, wird das Oxydationsmittelgemisch durch die Biomasse auf dem Bauvlies total abgebaut, (Fig 21). Aus dieser Erkenntnis geht hervor, dass zur Entfernung des Oxydationsgemisches keine Aktivkohle mehr erforderlich ist. Für die Zweischichtlangsamfilter kann man, um längere Laufzeiten zu erhalten, auch zum Beispiel eine Schicht Splitt der Körnung 1 - 3 mm anstelle von Aktivkohle verwenden. Bei der Inbetriebnahme der Anreicherungsbecken im Jahre 1981 konnten die Langsamfilter nicht aufgestaut werden, da sie naturgemäss noch nicht verschmutzt waren. Die oberste Schicht Aktivkohle PKST trocknete aus und konnte durch den Wind weggeblasen werden. Um dies zu verhindern, brachte die WVZ ein Bauvlies an (Fig. 19). Dieses Vlies (Fig. 22) besteht aus gröberen Fasern und fühlt sich härter an als das heute verwendete 1,2 mm Bauvlies (Typ R 70/30 150 B) (Fig. 23). Auf diesem Bauvlies bildete sich mit der Zeit bei der Anstauung mit Wasser eine Biomasse, welche sich sonst auf den Aktivkohlen gebildet hätte. Nach fünfjähriger Laufzeit wies allein das Vlies einen Druckverlust von 1,2 m auf. Man entfernte es. Vor der Entfernung muss es zuerst ein paar Tage antrocknen, sonst bricht es durch das Gewicht der nassen Biomasse und würde das Filterbett unnötig verschmutzen. In der Folge wurde ein neues Vlies auf die Aktivkohle gelegt, wodurch der Druckverlust um 1,2 m

zurückfiel (Fig. 24). Dieses Vlies kostet pro  $m^2$  Fr. 2.60. Die Erneuerung dieses Vlies kostet nur ca. 10'000 Fr. an Materialkosten. Die Betriebskosten zur Anbringung desselben belaufen sich zusätzlich noch auf ca. 5'000 Fr. Die totalen Erneuerungskosten betragen demnach ca. 15'000 Fr. Nur durch einen Zufall kam man zu einer so günstigen überdeckung. Ohne dieses Bauvlies würde die Laufzeit höchstens drei Jahre betragen, anstatt 10 Jahre wie heute. Aus den Fig. 24, 25 und 26 geht die Laufzeit sowie der Druckverlust der einzelnen Becken und die beschickte Menge hervor. Nach den Zweischichtlangsamfilterversuchen in der Lengg hätte, sofern man die Leistung der Filter betrachtet, die Laufzeit sogar 18 Jahre betragen können. Dies war nicht möglich, da man einerseits nicht überdeckte Langsamfilter betrieb, andererseits das Bauvlies, was praktisch mit der Zeit wie eine überdeckung wirkt, am Anfang noch zuviel Licht durchlässt. Ausserdem musste festgestellt werden, dass die Aktivkohle sich im Laufe der Jahre sehr verfeinert hatte. Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass sie lange dem Wind und des Wetters ausgesetzt war (Nässe, Wärme, Kälte und Frost). Aus den Fig. 27 und 28 ist sehr gut ersichtlich was für eine Körnung die neue PKST vor 10 Jahren aufwies und welche heute. Die Körnung ist jetzt ganz fein. Versuche zwischen der neuen und verbrauchten PKST Aktivkohle zeigten, dass der Druckverlust um das Siebenfache zugenommen hatte (Fig. 29). Die Betriebsleitung wurde von diesem Phänomen total überrascht, sodass die Filter in kürzester Zeit kolmantierten, was man eigentlich nicht erwartet hatte. Selbstverständlich ist auch eine 10-jährige Laufzeit schon ein kleines Wunder im Vergleich zu allen anderen Wasserversorgungen, welche Ihre Anreicherungsbecken normalerweise ein bis zweimal im Jahr, bei Geschwindigkeiten von 2,5 - 6 m pro Tag abschöpfen müssen. Nachdem das Becken 3 ein neues Bauvlies hätte bekommen sollen, und das Phänomen mit der verfeinerten Körnung festgestellt worden war, beschloss man den Zweischichtlangsamfilter zu reinigen. Die 10 cm PKST Aktivkohle und 10 cm Sand wurden entfernt. Da für die Entfernung von Oxydationsmitteln keine Aktivkohle mehr notwendig ist, wie vorher beschrieben, beschloss man, statt PKST Aktivkohle nun gebrochenen Bausplitt anzubringen. Die gewünschte Körnung von 1 - 3 mm war im Handel nicht erhältlich. Da der Verfasser bei den St. Galler Versuchen auch mit gröberer Körnung von 3 - 6 mm gleich gute Resultate erreichte, wie mit der feineren, wurde der handelsübliche Splitt, 3 - 6 mm angeschafft. Aus Fig. 30 geht die Siebkurve hervor und aus Fig. 31 und 32 der Aufbau des Filters mit dem Bauvlies. Nicht zuletzt haben auch die einschlägigen Arbeiten von M. Wegelin über "Horizontal-Flow Roughing Filtration" dazu beigetragen, statt einer Schicht Aktivkohle, eine solche mit Splitt 3 - 6 mm auf dem Langsamfilter zu verwenden. Nachdem das Becken 3 nach vielen Monaten wieder in Betrieb genommen wurde, wurde es mit der max. Menge von  $1400 m^3/Std.$  betrieben. Wie am Anfang, vor zehn Jahren, fand überhaupt kein Aufstau statt, (Fig. 33 und 34). Der grosse Vorteil des Splittes gegenüber Aktivkohle besteht darin, dass die Körnung sich nicht verkleinern wird und daher nur gewaschen und nicht ersetzt werden muss. Dabei könnte der Splitt und der Sand in der gleichen Maschine gewaschen werden.



## 6. Erfahrungen bei der Reinigung der Zweischichtlangsamfilter

Bei den überdeckten Langsamfiltern in den Seewasserwerken Lengg und Moos wird wie folgt gereinigt: zuerst wird der Filter trocken gelegt, dann schöpfen zwei Arbeiter mit Schaufeln den Sand ab und werfen ihn in einen Injektortrichter (Fig. 35 und 36). Von diesem fördert das Transportwasser den Sand durch flexible Kunststoffröhren zur Sandwaschmaschine (Fig. 37). Hier wird der Sand gereinigt, sortiert und anschliessend hydraulisch zum Langsamfilter zurück oder in eine Sanddeponie gefördert. Das Transportwasser stammt aus dem Werkhydrantennetz. Für grössere Distanzen wird der Druck mittels Druckerhöhungspumpen von 3,5 auf 15 bar erhöht. Die Sandreinigungsmaschine besteht aus zwei Reinigungs-Siebtrommeln und einer Kies-Sortiertrommel.

Der Reinigungsaufwand beträgt pro Filter (ca. 1100 m<sup>2</sup>) an Abschreibungs-, Unterhalts- und Betriebskosten ca. 10'000 Fr. Als die Langsamfilter in den Werken Moos und Lengg als Zweischichtfilter betrieben werden mussten, erfolgte die Reinigung des Sandes nach dem gleichen System wie vorher beschrieben. Die PKST Aktivkohleschicht wurde mit dem Injektor zu einem Schnellfilter transportiert, dort mehrmals gewaschen (Rückgespült) und wiederum hydraulisch auf den Langsamfilter aufgeschwemmt. Alle diese Arbeiten waren sehr aufwendig, sodass man zwei verschiedene Langsamfilterreinigungs-Maschinen entwickelte. Der Langsamfilter blieb dabei mit Wasser gefüllt. Man hatte eine Maschine mit kontinuierlicher Reinigung und eine solche mit diskontinuierlicher Reinigung entwickelt. Beide Maschinen hatten ihre Vor- und Nachteile aber eines hatten beide gemeinsam: der Aufwand in den kleinen Filterbecken war mit den Säulen ebenso gross, wie mit der bestehenden hydraulischen Methode. Weiter brachte man nach der Reinigung die Druckverluste nur um ca 75 % zurück. Obwohl die Infrastruktur im Hardhof bei den Anreicherungsbecken für die maschinelle Reinigung vorgesehen wurde, waren die - nach der Inbetriebnahme der Becken im Hardhof - erhaltenen Reinigungsergebnisse mit den Maschinen in den Werken Moos und Lengg nicht gut genug, um sie auch hier einzusetzen. Zuerst wurde das Becken 3 ausser Betrieb genommen, dann wurde die Aktivkohle teilweise mit einem Saugerwagen abgesaugt, was nur möglich ist, wenn die Kohle trocken ist. Zum Teil wurde sie mit einem Transportband heraustransportiert und vorerst noch an Ort und Stelle gelagert, bis abgeklärt war, ob die Aktivkohle noch irgendwo bei der WVZ verwendet werden konnte (Fig. 38). Da es sich um Wegwerfkohle handelte, und die Körnung sich sehr verfeinert hatte, sodass die Druckverluste viel zu gross waren, (Fig. 29) konnte die Kohle von der WVZ nicht weiter verwendet werden. In der Folge wurde 7,5 cm Sand abgeschält, zum Seewasserwerk Moos gebracht und dort in der Sandwaschmaschine, welche eine Leistung von 5 m<sup>3</sup> pro Stunde aufweist, gewaschen und an Ort und Stelle gelagert, um später auf das gereinigte Becken 2 aufgebracht zu werden (Fig. 39). Nach dem sogenannten Abschöpfen der Filter musste nun der Splitt aufgebracht werden. Hier entstand ein grosses Problem. Der Splitt konnte nur in einer Qualität geliefert werden, welche zwar für den Strassenbau genügt, jedoch für ein Wasserwerkfilter viel zu viel Lehm

aufweist. Er musste also gründlich gereinigt werden. Zum Teil geschah dies in den Werken Moos und Lengg und im Hardhof mit einer mobilen Maschine, die von den Stadtwerken St. Gallen gemietet wurde. Da es sich um Lehm und nicht, wie normalerweise, um Biomasse handelte, konnten nur ca 33% der Maschinenleistung oder total  $5 \text{ m}^3$  pro Tag genützt werden, (Fig. 40). Diese Prozedur dauerte drei Monate, da man  $7,5 \text{ cm}$  pro  $\text{m}^2$  oder total  $300 \text{ m}^3$  Splitt aufzubringen hatte. Die Verteilung wurde wiederum mit den bewährten Injektoren durchgeführt, (Fig. 41 und 42). Nach dieser Arbeit wurde wiederum ein neues  $1,2 \text{ mm}$  Bauvlies angebracht und mit Eisenbügeln im Filterbett befestigt (Fig. 43). Nach der Inbetriebnahme verhielt sich das Becken wie vor 10 Jahren, sodass bei einer mittleren Geschwindigkeit von  $2,6 \text{ m}$  pro Tag mit mindestens einer Laufzeit von 10 Jahren gerechnet werden darf. Da man jedoch in naher Zukunft ein Flusswasserwerk bauen wird (Fig. 2), um vermehrt Wasser anreichern zu können, nämlich mit ca  $5 - 6 \text{ m}$  pro Tag, wird die Laufzeit immerhin noch 5 bis 6 Jahre betragen, was als ausgezeichnet zu bezeichnen ist. Für die Reinigung des Splittes für die Becken 1 und 2 wurde von der WVZ eine Art Zyklon entwickelt, welche pro Tag ca  $20 \text{ m}^3$  Splitt waschen kann, d.h. es braucht für ein Becken nur noch ca. 15 Arbeitstage oder drei Wochen um diesen Splitt zu waschen, (Fig. 44 und 45). Erst wenn der Splitt fertig gewaschen ist, wird das nächste Becken ausser Betrieb genommen, die Aktivkohle entfernt, der Sand ca.  $7,5 \text{ cm}$  abgeschält und der gewaschene Sand des Beckens 3 sowie der Splitt aufgebracht.

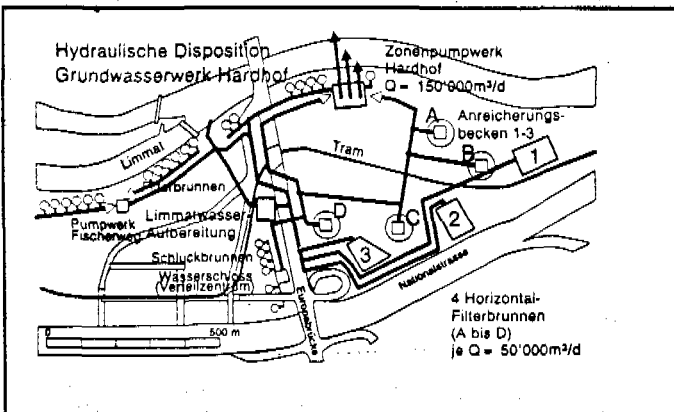
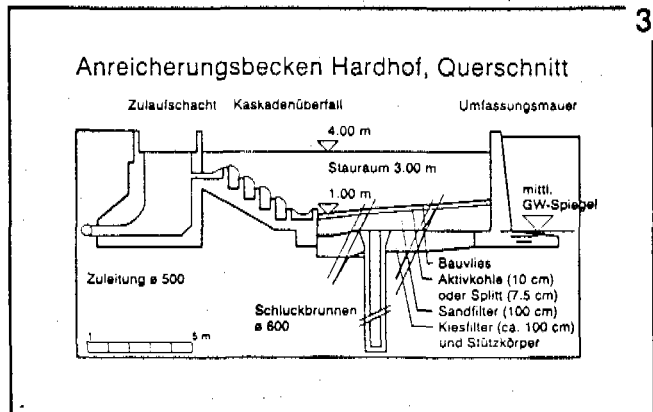
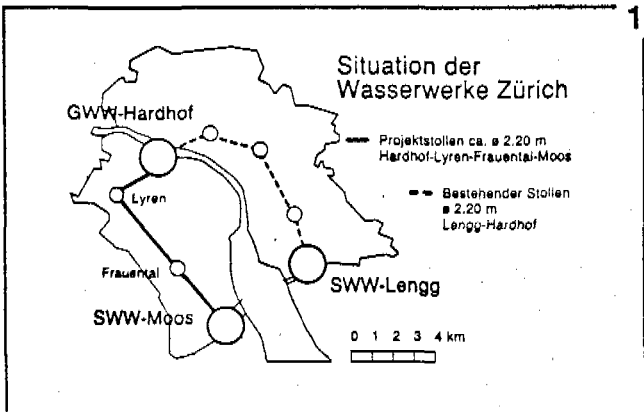
In Zukunft wird man voraussichtlich jedes zweite Jahr eines der drei Becken reinigen müssen. Es wird vorgesehen eine neue mobile Maschine anzuschaffen mit einer Mindestleistung von  $10 \text{ m}^3$  pro Tag je für Splitt und Sand, d.h. im Minimum  $20 \text{ m}^3$  pro Tag. Man wird dann den Splitt mit zwei Injektoren mit einer Mindestleistung von  $10 \text{ m}^3$  pro Stunde, und den Sand mit zwei gleichen Injektoren, hydraulisch zur Waschmaschine transportieren, waschen und wiederum hydraulisch ins Becken zurücktransportieren. Da es sich um eine Schicht von  $7,5 \text{ cm}$  Splitt, und einer solchen von  $7,5 \text{ cm}$  Sand handelt, oder total um  $600 \text{ m}^3$  Material, würde diese Prozedur ca. 30 Arbeitstage oder 6 Wochen benötigen. Dazu kommen noch ca 2 Wochen für die Ausserbetriebsetzung und der Inbetriebnahme des Beckens, sowie für das Bauvlies trocknen, entfernen und neu aufbringen. Eine Ausserbetriebnahme von einem Becken, einmal in zwei Jahren, während 2 Monaten im Frühling, bei Hochwasser der Limmat, ist durchaus akzeptabel.

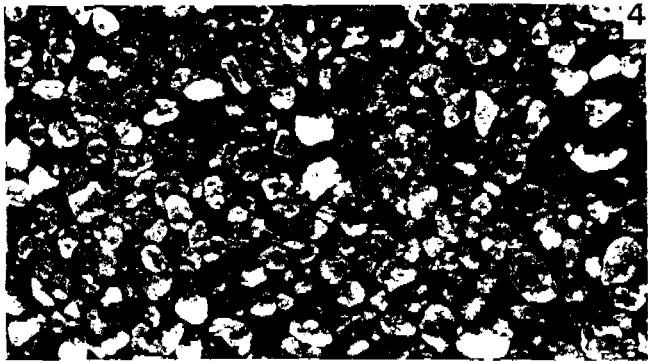
An dieser Stelle möchte ich meinen Mitarbeitern, welche zum Teil die Unterlagen zusammengestellt haben, für ihre Arbeit recht herzlich danken.

## 7. Figuren

01. Situation der Wasserwerke Zürich.
02. Hydraulische Disposition des Grundwasserwerkes Hardhof.
03. Anreicherungsbecken Hardhof, Querschnitt.
04. Einschichtschnellfilter Lengg 90 cm Quarzsand 0,4 - 1,0 mm.
05. Normalsiebkurve des Quarzsandes für Zweischichtschnellfilter Lengg.
06. Zweischichtschnellfilter Lengg mit 90 cm Quarzsand 0,4 - 1,0 mm und 50 cm Bims 1 - 2,5 mm.
07. Normalsiebkurve des Bims für Zweischichtschnellfilter Lengg.
08. Laufzeit von Ein- und Zweischichtschnellfiltern in Funktion des Druckverlustes ohne Flockungsmittelzugabe Lengg.
09. Laufzeit von Ein- und Zweischichtschnellfiltern in Funktion des Druckverlustes bei einer Microflockung von 2 mg/l Aluminiumsulfat, Lengg.
10. Aufbau eines überdeckten Zürcher Langsamfilters.
11. Ausschnitt der 90 cm starken Seesandschicht der Körnung 0,2 - 2 mm der Langsamfilter Lengg.
12. Kornanalyse des Seesandes der Langsamfilter Lengg.
13. Druckverluste in den einzelnen Schichten der Langsamfilter Lengg.
14. Normalsiebkurve für Aktivkohle Norit PKST 0,5 - 2,5 mm für Zweischichtlangsamfilter Lengg.
15. Laufzeit von Ein- und Zweischichtlangsamfiltern in Funktion des Druckverlustes.
16. Siebanalyse des Filtersandes der Anreicherungsbecken Hardhof.
17. Ausschnitt Spezialsand 0,2 - 2 mm der Anreicherungsbecken Hardhof.
18. Ausschnitt Spezialsand 0,2 - 2 mm und der Aktivkohle PKST 0,5 - 2,5 mm der Anreicherungsbecken Hardhof.
19. Verlegen des 1,2 mm dicken Bauvlieses auf das Anreicherungsbecken 2.
20. Wasseraufstau ca 1,0 m des Becken 2.
21. Trockenes Biomaterial auf dem Bauvlies mit Schlüsselbund nach Trockenlegung des Beckens 2.
22. Bauvlies verlegt im Jahre 1981. 12,5 mal vergrössert.
23. Bauvlies verlegt im Jahre 1990. 12,5 mal vergrössert.
24. Becken 3, Druckverlustkurve.
25. Becken 2, Druckverlustkurve.
26. Becken 1, Druckverlustkurve.
27. Ausschnitt des Spezialsandes und der neuen Aktivkohlen PKST, Becken 3.
28. Ausschnitt des Spezialsandes und der 10 jährigen Aktivkohle PKST, Becken 3.
29. Druckverlustvergleich zwischen neuer Aktivkohle PKST und 10 jähriger Aktivkohle PKST, womit die Anreicherungsbecken Hardhof beschickt waren. Die Geschwindigkeit ist 4,2 m pro Stunde.
30. Normalsiebkurve für Splitt 3 - 6 mm für Anreicherungsbecken 3.
31. Ausschnitt des Spezialsandes und des Splittes, Becken 3.
32. Ausschnitt des Spezialsandes, des Splittes und Schnitt des Bauvlieses, Becken 3.
33. Becken 3 nach Reinigung. Die Wiederinbetriebnahme mit 1400 m<sup>3</sup> pro Stunde.

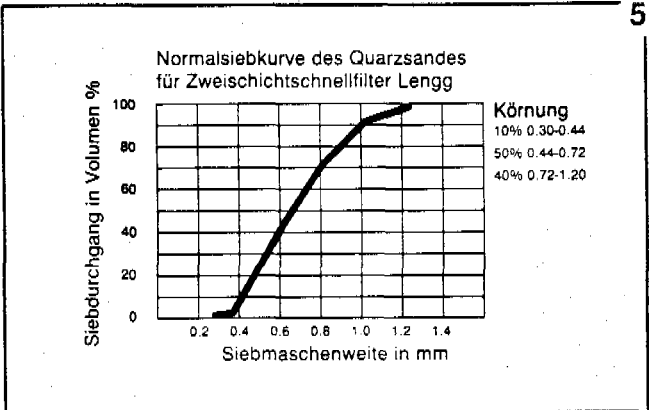
34. Becken 3 nach Reinigung. Kein Aufstau bei Maximaler Leistung von 1400 m<sup>3</sup> pro Stunde.
35. Schema der Reinigung der Langsamfilter Lengg und Moos.
36. Der Sand wird in den Injektortrichter geschaufelt.
37. Sandwaschmaschine Moos für Reinigung des Sandes und des Kieses mit Sortierung.
38. Entfernung von Aktivkohle PKST, Becken 3.
39. Entfernung des abgeschälten Sandes, Becken 3.
40. Waschen des Splittes mit der mobilen Waschmaschine von den Stadtwerken St. Gallen.
41. Aufbringen des Splittes mittels hydraulischen Transportes, Becken 3.
42. Becken 3. Aufbringen des Splittes. Links neuer Messschacht.
43. Becken 3. Anbringen des 1,2 mm Bauvlieses. Befestigung mit Eisenbügel.
44. Zyklon zum Splitt waschen. Die innere Konstruktion.
45. Zyklon zum Splitt waschen. Versuchsbetrieb im Werk Moos.



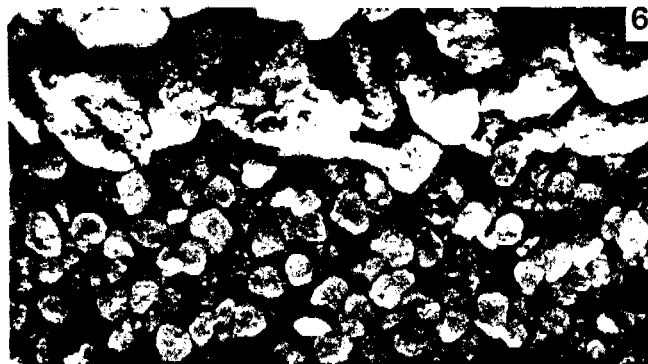


4

Einschichtschnellfilter im Werk Lengg mit 90 cm Quarzsand; 0,4-1,0 mm.

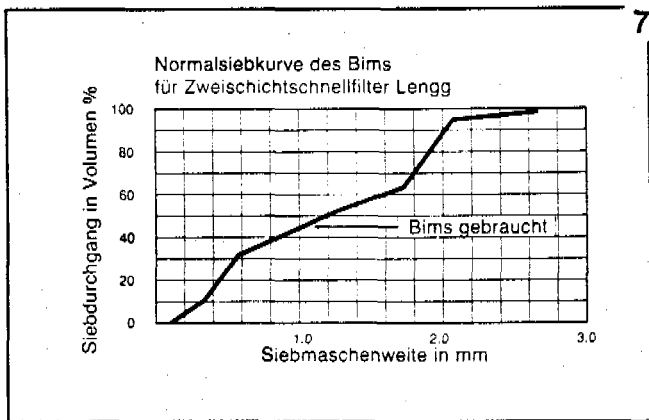


5

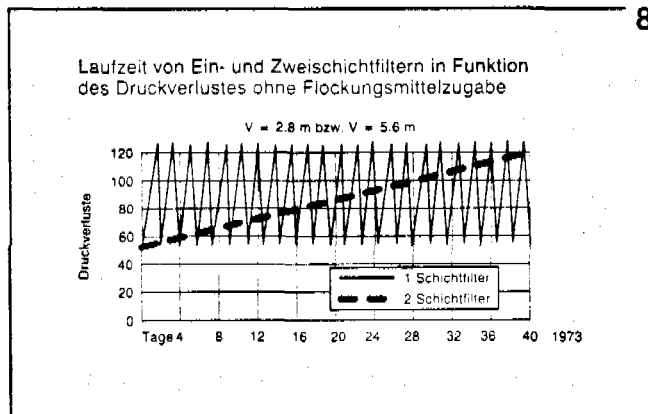


6

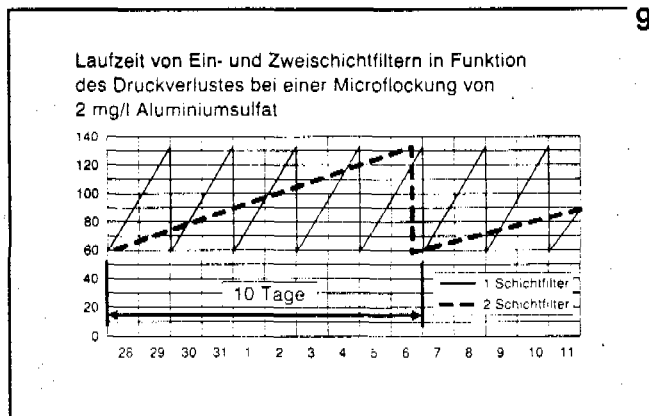
Zweischichtschnellfilter im Werk Lengg mit 90 cm Quarzsand; 0,4-1,0 mm und 50 cm Bims; 1,0-2,5 mm.



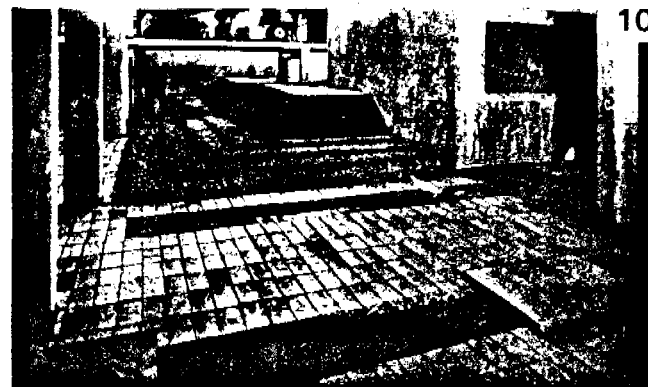
7



8

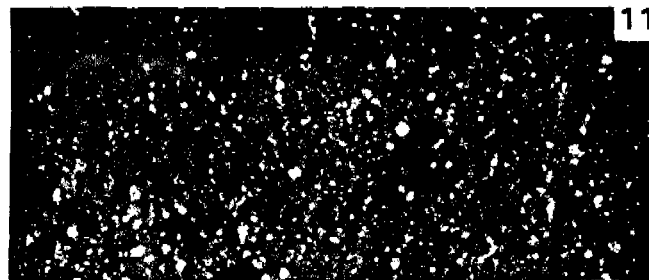


9



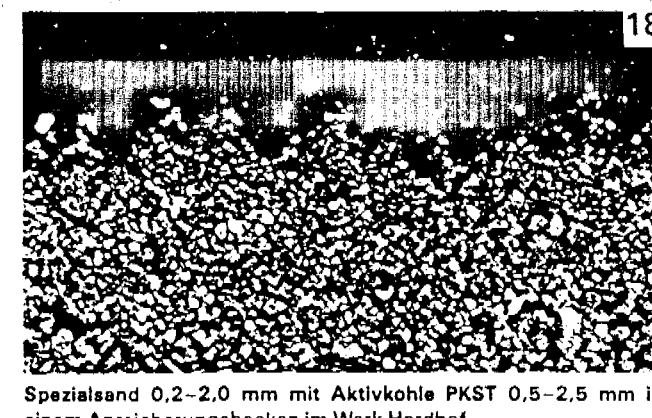
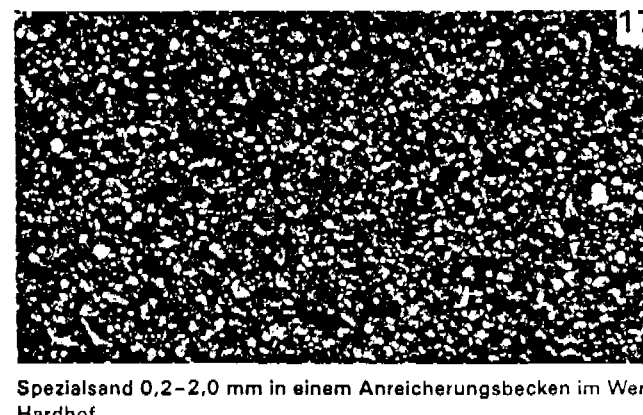
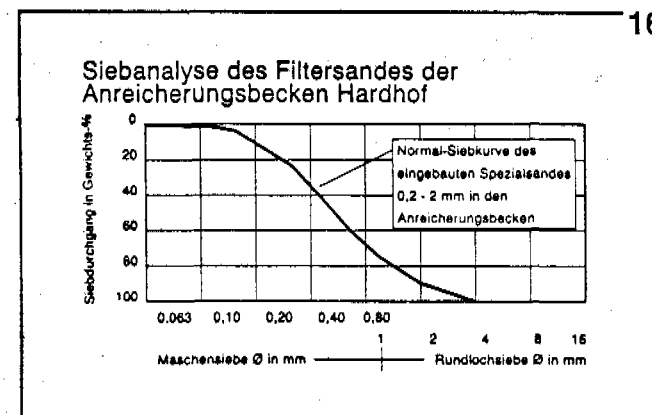
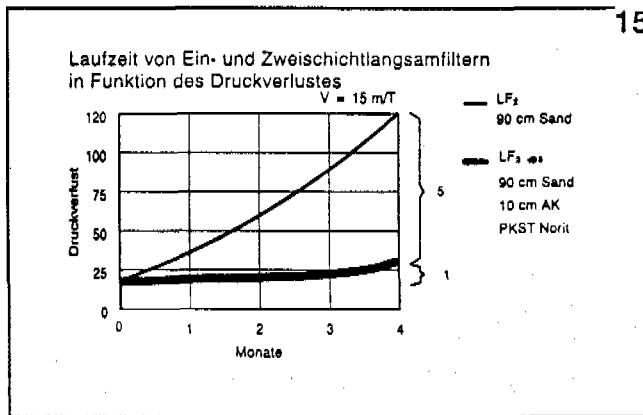
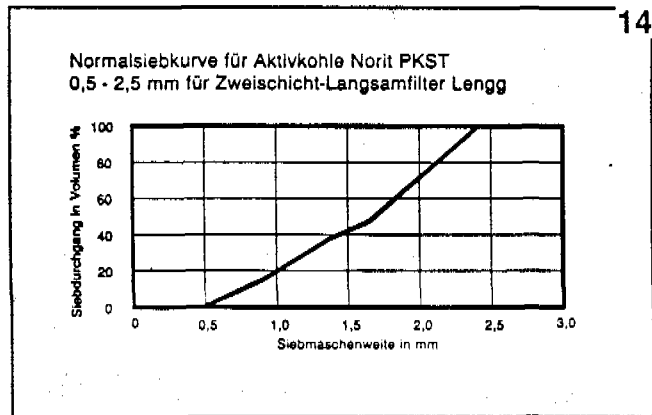
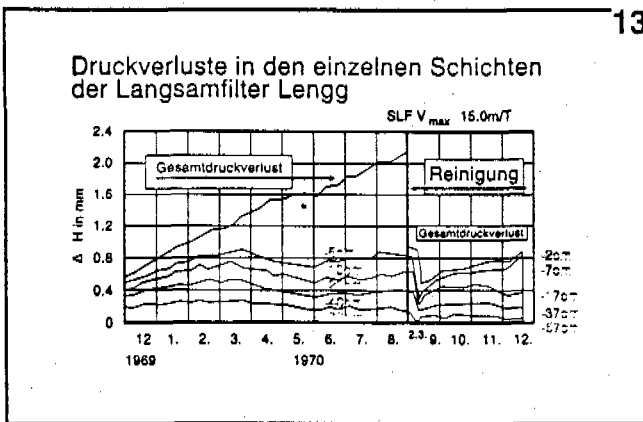
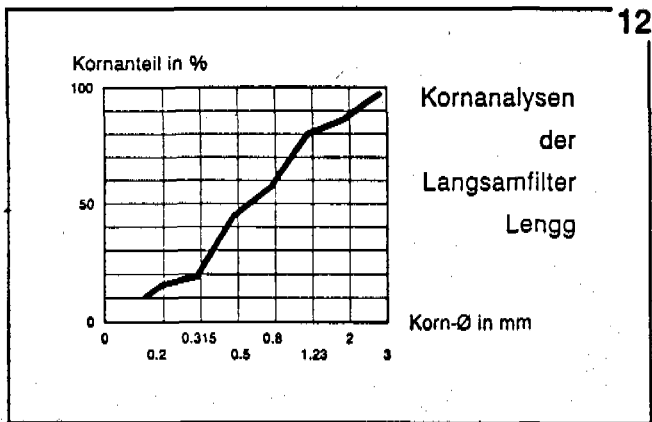
10

Aufbau eines überdeckten «Zürcher» Langsamfilters.



11

Seesandschicht in einem Langsamfilter im Werk Lengg.  
Körnung = 0.2 bis 2 mm

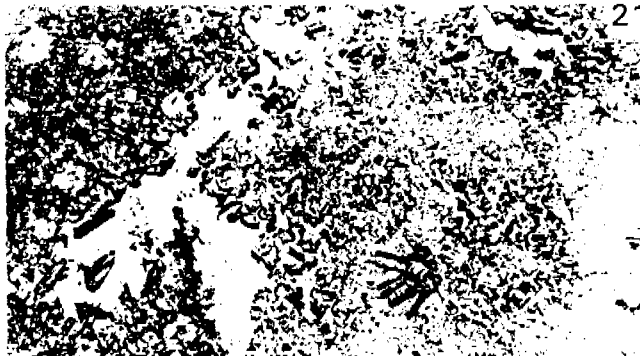


20



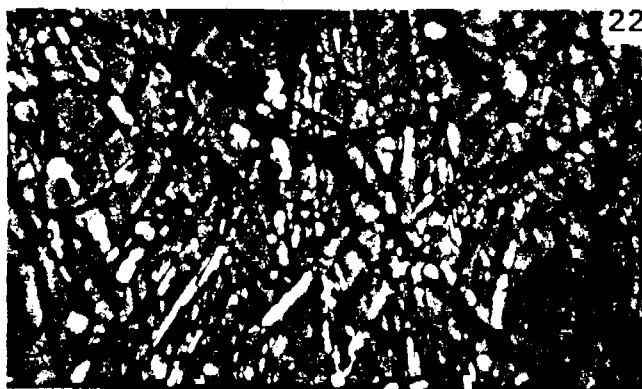
Wasserstau im Becken 2: ca. 1,0 m.

21



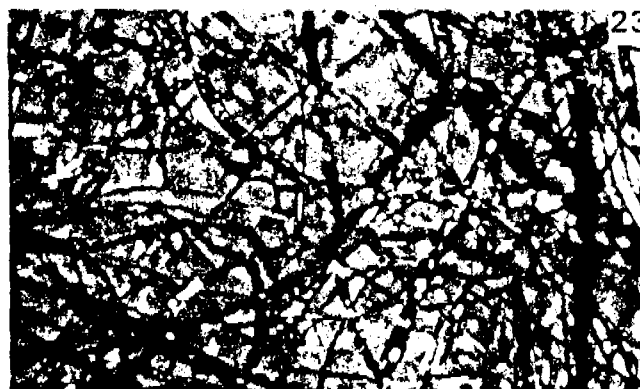
Biomaterial auf dem Bauvlies nach Trockenlegung des Beckens 2. Grössenvergleich siehe Schlüsselbund.

22



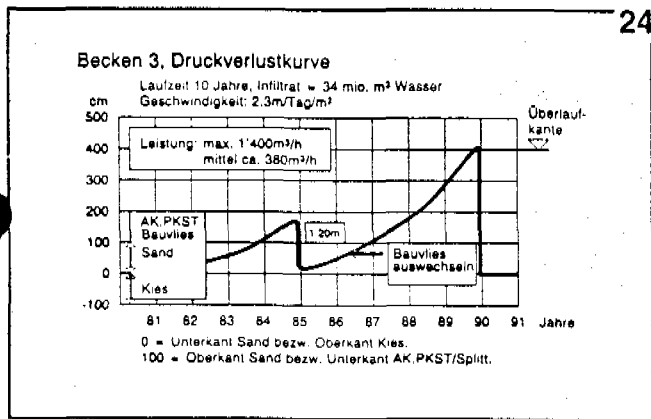
Bauvlies verlegt im Jahre 1981. 12,5mal vergrössert.

23

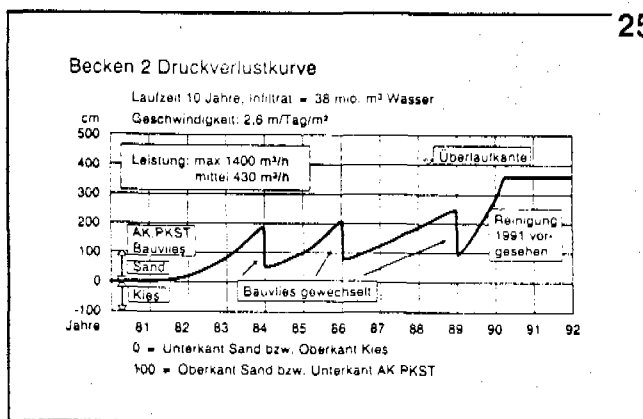


Bauvlies verlegt im Jahre 1990. 12,5mal vergrössert.

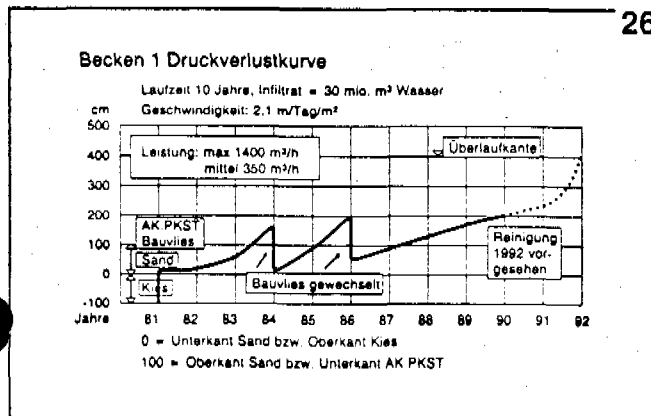
24



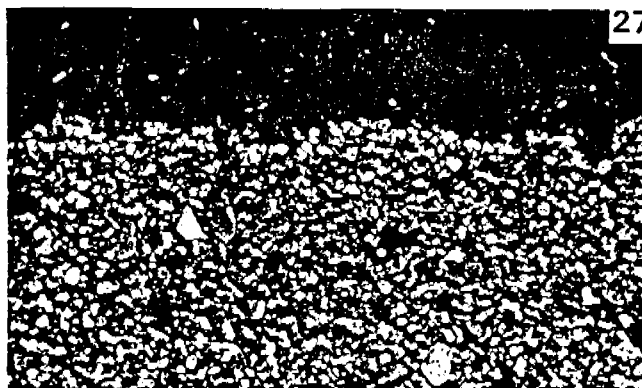
25



26



27

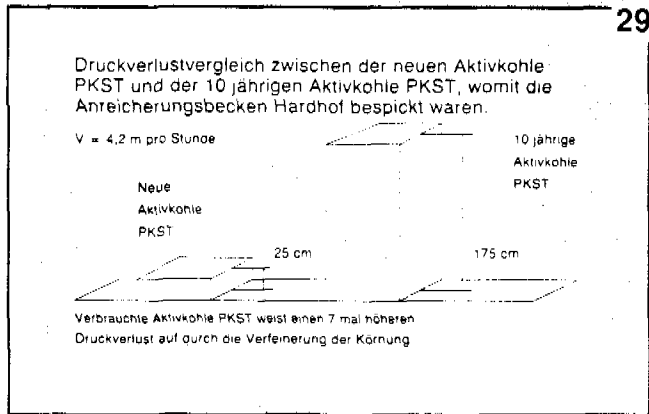


Spezialsand mit neuer Aktivkohle PKST im Becken 3.

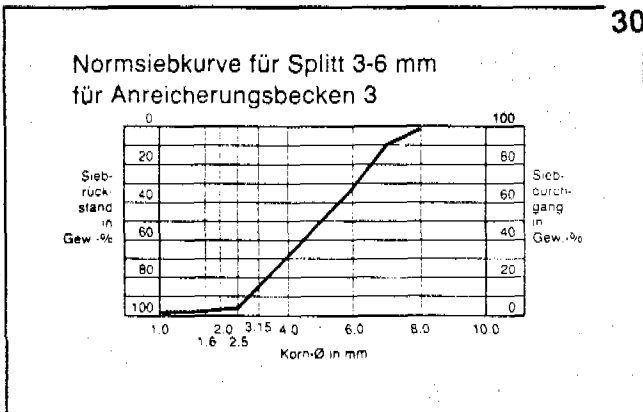


28

Spezielsand mit 10jähriger Aktivkohle PKST im Becken 3.



29



30



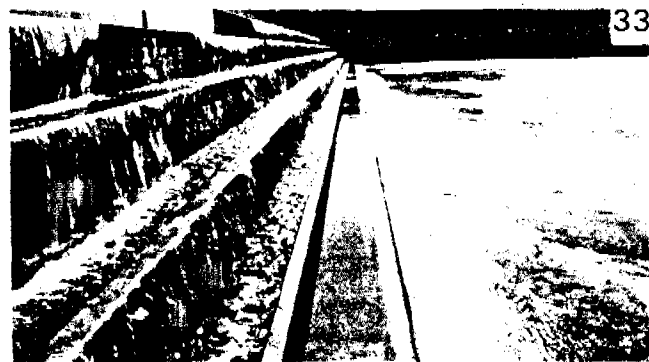
31

Spezielsand und Splitt im Becken 3.



32

Spezielsand, Splitt und darüberliegendes Bauvlies im Becken 3.



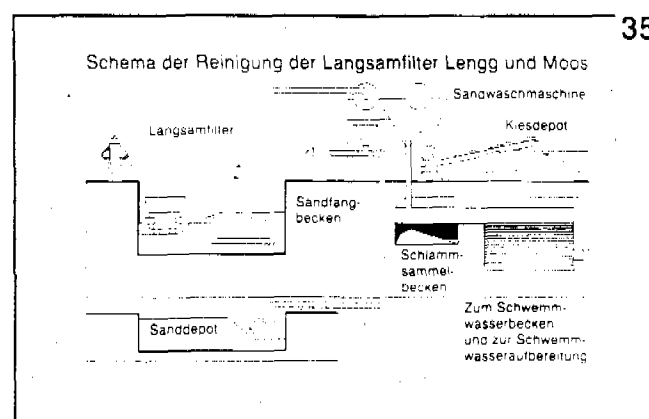
33

Wiederinbetriebnahme des Beckens 3 mit  $1400 \text{ m}^3$  pro Stunde nach der Reinigung.



34

Wiederinbetriebnahme nach längerer Ausserbetriebsetzung. Es fand kein Aufstau statt.



35





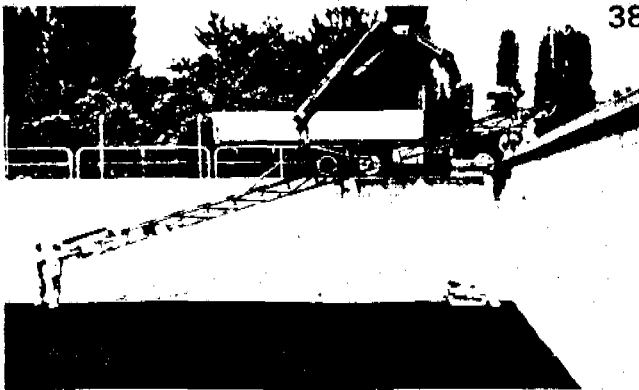
36

Der Sand wird in den Injektortrichter geschaufelt.



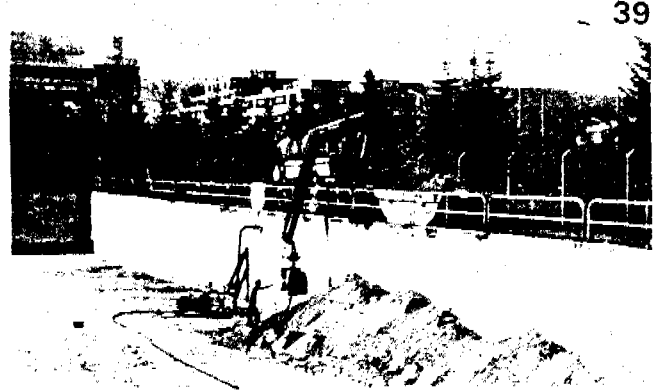
37

Sandwaschmaschine im Werk Moos für Reinigung des Sandes und des Kieses mit Sortieranlage.



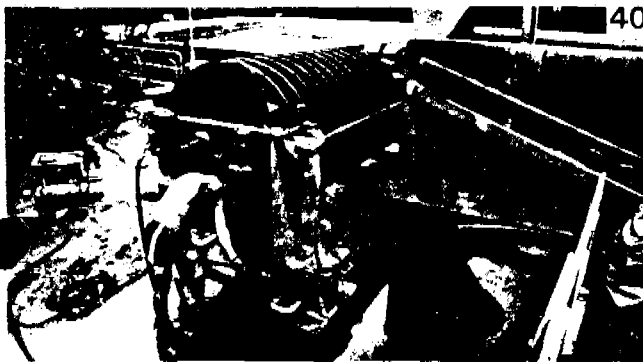
38

Entfernung von Aktivkohle PKST aus dem Becken 3.



39

Entfernung des abgeschälten Sandes aus dem Becken 3.



40

Waschen des Splittes mit der mobilen Waschmaschine der Stadtwerke St. Gallen.



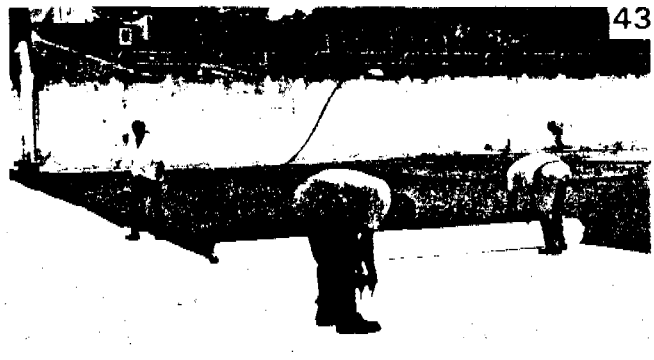
41

Aufbringen des Splittes mittels hydraulischer Transportanlage in das Becken 3.



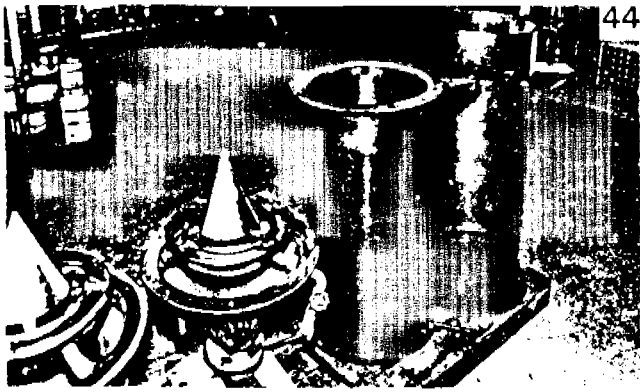
42

Aufbringen des Splittes in das Becken 3.  
Links neuer Messschacht.

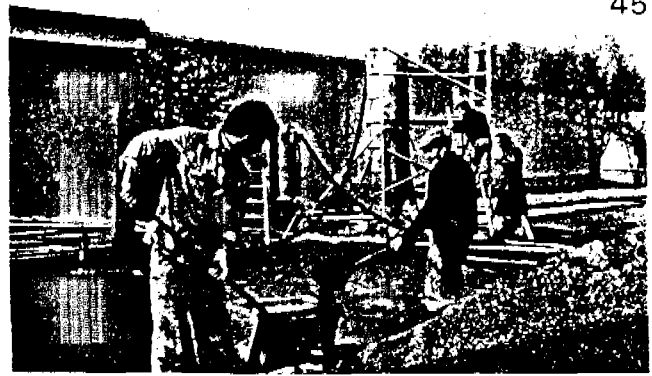


43

Verlegen des 1,2 mm dicken Bauvlieses im Becken 3.  
Befestigung mit Eisenbügeln.



Zyklon zum Splittwaschen. Die innere Konstruktion.



Zyklon zum Splittwaschen. Versuchsbetrieb im Werk Moos.

## 8. Literaturangaben

1. Versuche zur Leistungssteigerung der Langsamfilter. M. Schalekamp GWA 7/1968
2. Vergleichsuntersuchungen zwischen Ein- und Zweischichtfiltern. M. Schalekamp GWA 6/1969
3. Warnung vor der Wandermuschel Dreissena Polymorpha Pallas und Bekämpfung derselben. M. Schalekamp GWA 3/1971 WVZ 125
4. Neueste Erkenntnisse über die Wandermuschel Dreissena Polymorpha Pallas (DPP) und ihre Bekämpfung. M. Schalekamp GWA 11/1971 WVZ 127
5. Fresh Research on Dreissena Polymorpha Pallas (DPP) and Control Methods. M. Schalekamp AQUA 1/1972 WVZ 133
6. New Swiss Developments in Slow Sand Filtration. M. Schalekamp AQUA 3/ 1975 WVZ 176
7. The effectiveness of rapidly operated slow filters and a new cleaning process. M. Schalekamp AWWA Annual Conference Minneapolis 1975 WVZ 181
8. Seewasser Lengg, Zürich; Mehrschicht-Schnellfiltration - Vergleichsuntersuchungen. M. Schalekamp GWA 9/1975 WVZ 190
9. Seewasserwerk Lengg, Zürich; Microflockung-Vergleichsversuche zwischen Ein- und Zweischichtfiltern mit Eisen- und Aluminium-Sulfat. M. Schalekamp GWA 9/1975 WVZ 192
10. Seewasserwerk Lengg, Zürich; Reinigung der Langsamfilter. F. Geering GWA 9/1975 WVZ 196
11. Ausbau der Trinkwasserversorgung. Wasserversorgung Zürich, Ausbau des Grundwasserwerks Hardhof und des Seewasserwerks Moos. M. Schalekamp GWA 9/1981 WVZ 391
12. Ausbau der Trinkwasserversorgung. Wasserversorgung Zürich, Grundwasserwerk Hardhof Baugeschichte. A. Näf GWA 9/1981 WVZ 392
13. Ausbau der Trinkwasserversorgung. Wasserversorgung Zürich, die Filterreinigung der Anreicherungsanlagen Hardhof. J. Howald GWA 9/1981 WVZ 394
14. Ausbau der Trinkwasserversorgung. Wasserversorgung Zürich, Reinigen von Langsamfiltern. O. Künzle GWA 9/1981 WVZ 411
15. The most up-to-date Groundwater Management by Means of the Groundwater Plant Hardhof Zurich Switzerland. M. Schalekamp GWA 1015/1983 WVZ 519
16. Horizontal-Flow Roughing Filtration (HRF). A Design, Construction and Operational Manual, M. Wegelin, IRCWD-Report No. 06/86
17. Construction and Operation of the Water Supply Zurich financially assured until the year 2005. The new Tariff. M. Schalekamp GWA 12/1989 WVZ 699
18. Water Supply 2000 for the City and the Region of Zurich. M. Schalekamp GWA 1/1990 WVZ 7029.

Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## The Water Supply Situation in Developing Countries

Roland Schertenleib, Dipl. Ing. ETH  
International Reference Centre for Waste Disposal (IRCWD)  
c/o EAWAG, CH-8600 Dübendorf

### Zusammenfassung

Mindestens ein Drittel der Bevölkerung in Entwicklungsländern haben keinen Zugang zu genügend sicheren Trinkwasser. In ländlichen Gebieten sind eine Milliarde, in städtischen Gebieten über 250 Millionen Leute betroffen. Die Weltgesundheitsorganisation schätzt, dass 80% aller Krankheiten in Entwicklungsländern im Zusammenhang stehen mit dem Mangel an genügender Wasserversorgung bzw. Hygieneeinrichtungen. Die Kriterien für eine "angemessene" Wasserversorgung können nicht universell festgelegt werden. Neben der Wasserqualität ist die Menge des zur Verfügung stehenden Wassers von ebenso grosser Bedeutung. Von der Internationaln Wasserdekade (1981-1990) konnten viele Lehren gezogen werden. Falls ein wesentlich grösserer Teil der Bevölkerung in Entwicklungsländern Zugang bekommen soll zu einer genügenden Wasserversorgung, dann müssen in Zukunft vermehrt Technologien eingesetzt werden, welche den beschränkten finanziellen Mitteln vieler Entwicklungsländer besser angepasst sind.

### Summary

At least one third of the population in developing countries is still deprived of an adequate water supply. More than one billion people in rural areas and over 250 million urban dwellers have no access to reasonable water supply. The World Health Organization (WHO) estimates that 80% of all the diseases in developing countries are related to inadequate water supply and sanitation. There is no absolute standard for the definition of an adequate water supply. Only a minor public health impact can be expected from water improvement alone. The increase in water availability and accessibility is often even more important. Many lessons were learned during the International Drinking Water Supply and Sanitation Decade (1981-1990). If a greater proportion of the population in developing countries is to have access to adequate water and sanitation services in the future, it is essential that more resources are shifted from high-cost technologies to low-cost alternatives.

## 1. Access of the population in developing countries to an adequate water supply

Since water is essential for life, basically all human communities have some kind of water source. The water may be dirty, it may be inadequate in volume and it may be several hours' walk away but, nevertheless, some water must be available. However, if we apply any reasonable criterion of adequacy - in terms of quantity, quality, and availability of water - then a large proportion of the world population does not have an adequate water supply. According to the most recent statistics [1], at least one third of the population in developing countries is still deprived of an adequate water supply (Fig. 1). The situation is most acute in the rural areas of Africa, Asia, and Latin America, where about one billion people have no access to a reasonably good and sufficient water source. In percentage terms, the situation in urban areas is slightly better, however, over 250 million urban dwellers still lack an adequate water supply, and this number is expected to rise with the dramatic growth of the cities in developing countries (Fig. 2).

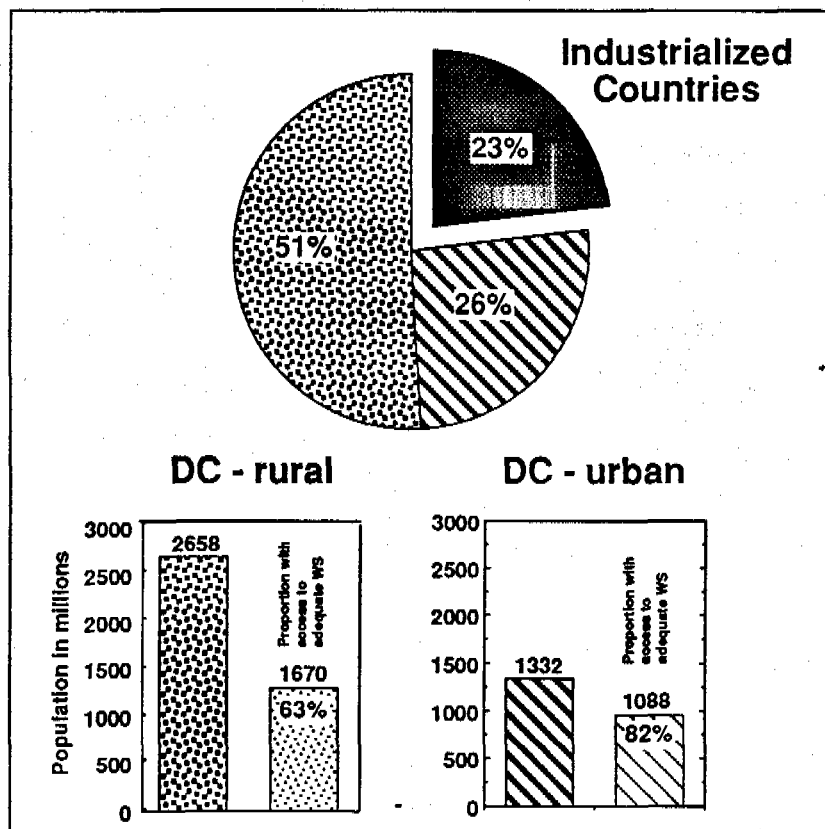


Fig. 1 Distribution of World Population and Proportion of the population in Developing Countries (DC) with access to adequate Water Supply

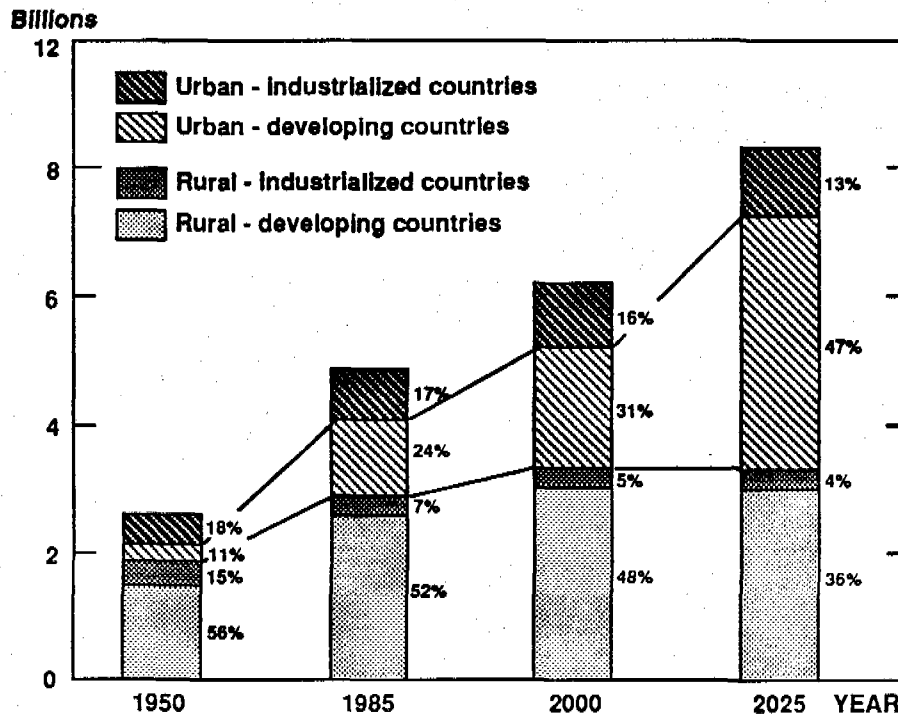


Fig. 2 Development of the world population in urban and rural areas

The World Health Organization (WHO) estimates that 80% of all the diseases in developing countries are related to the lack of adequate water supply and sanitation. At the head of the list is diarrhea, the number one killer of children. There are about 875 million cases of diarrhea a year of which 4.6 million end in death - mostly of children. Table 1 illustrates the prevalence and the adverse health consequences of six diseases which are widespread in developing countries and related to inadequate water supply and/or sanitation.

| Disease         | Estimated cases/year | Estimated deaths/year |
|-----------------|----------------------|-----------------------|
| Diarrhea        | 875 million          | 4,600,000             |
| Ascariasis      | 900 million          | 20,000                |
| Guinea Worm     | 4 million            | *                     |
| Schistosomiasis | 200 million          | *                     |
| Hookworm        | 800 million          | *                     |
| Trachoma        | 500 million          | **                    |

\* Effect is usually debilitation rather than death

\*\* Major disability is blindness

Table 1 Incidence and effects of selected diseases in DCs (excl. China) [2]

## 2. Criteria for an "adequate" water supply

It should be noted that these statistics are not based on the same standards as the ones used for instance in Switzerland or in any other industrialized country of the North. There a water supply is considered "adequate" only if the water is completely free from any faecal coliform and where a water consumption for domestic use of 250-300 l per capita and day is considered normal. If these criteria of adequacy would be universally applied, then actually only a small minority of the world population would have an adequate water supply. Instead, the coverage figures in the above shown statistics often refer to minimum levels of adequacy in terms of provided service quality and density as well as proximity. In this context, it is important to point out that there is no absolute standard for the definition of adequate urban and rural water supply. It should always be related to local economic, social, and general hygienic conditions. Some of the important aspects thereby to be considered are discussed in this section.

### *Water Quality*

Although this workshop is devoted to a technology for the improvement of the drinking water quality, we should keep in mind that the absolute quality of the water is only one and often not even the most important aspect of a water supply. With regard to the bacteriological *quality*, there is no question that drinking water should be basically free of pathogenic microorganisms and, therefore, also not contain any faecal indicator organisms. Today, however, it is a well-established fact that the absence of faecal indicator organisms (e.g. faecal coli) in the water supply is by no means sufficient to control water-related infectious diseases. For instance in areas with no hygienic sanitation facilities, water and excreta-related diseases are transmitted by many routes other than the drinking water route. This was also confirmed by a recently completed review of studies published in English over the last forty years on the relation between water and sanitation conditions and the six water and/or excreta-related diseases: diarrhoea, ascariasis, guinea worm, hookworm, schistosomiasis, and trachoma [2]. This review revealed that, where environmental faecal contamination is high, a minor public health impact can be expected from water improvement alone. According to the review, **safe excreta disposal** is the most effective intervention to reduce the incidence and severity of the six diseases. The next most effective intervention is an increase in **water availability and accessibility** to improve the hygienic and environmental conditions. Apart from preventing the spread of Guinea worm, an improvement of the drinking water quality appears to be less important in achieving a broad health impact than safe excreta disposal and proper use of water for personal and domestic hygiene. Therefore, the "old" strategy of a water supply project which concentrates on the improvement of the water quality alone will, in most cases, not lead to the desired improvement in public health. In my opinion, this is also why the WHO guidelines for

bacteriological quality [3] should be considered targets and not mandatory values for small-community water supplies.

#### *Water quantity*

As mentioned earlier, the available and accessible water quantity is of prime importance for reducing the incidence and severity of water and excreta-related diseases. Therefore, water supply and health programmes should emphasize the hygienic aspects in order to encourage the use of more water for personal and domestic hygiene. Water supply access should also be as close as possible to the household to foster the use of more water for hygienic practices. Today, most experts in this field consider that at least 20-30 l of water per capita and day are necessary to maintain an appropriate level of personal and domestic hygiene, and that this can only be achieved if each household has access to water within 300-500 meters. It is also crucial that water supply operation is guaranteed throughout the year to achieve a public health impact. If facilities fail during the critical seasonal transmission periods of some diseases, such as Guinea worm, they will have no effect on the incidence of the disease. Consequently, every water project should have an operation and maintenance component so that systems are kept operative all year round. This of course also presupposes that operation and maintenance of the water supply facilities lie within the local resources and capabilities.

### **3. Lessons learnt from the International Drinking Water Supply and Sanitation Decade 1981-1990**

The United Nations Conference on Human Settlements held in Vancouver, Canada, in 1976 [4], called for urgent action to adopt programmes with realistic water quality and quantity standards for urban and rural areas by 1990. Based on the recommendations of the UN Water Conference in Mar del Plata, Argentina, in 1977 [5], the General Assembly of the United Nations proclaimed in November 1980 the period between 1981 and 1990 as the International Drinking Water Supply and Sanitation Decade (IDWSSD). It called upon governments to implement the provisions of the Mar del Plata Action Plan and upon external support agencies to provide the necessary assistance.

In spite of the numerous efforts made by the governments of developing countries, and the considerable assistance provided by the external support agencies, relatively little has been achieved at the end of the IDWSSD with regard to the reaching of the ambitious goal of providing water and sanitation for all. The total coverage increased from 45% in 1980 to 69% in 1990. However, over 1.2 billion people still lack adequate water supply (Fig. 3).

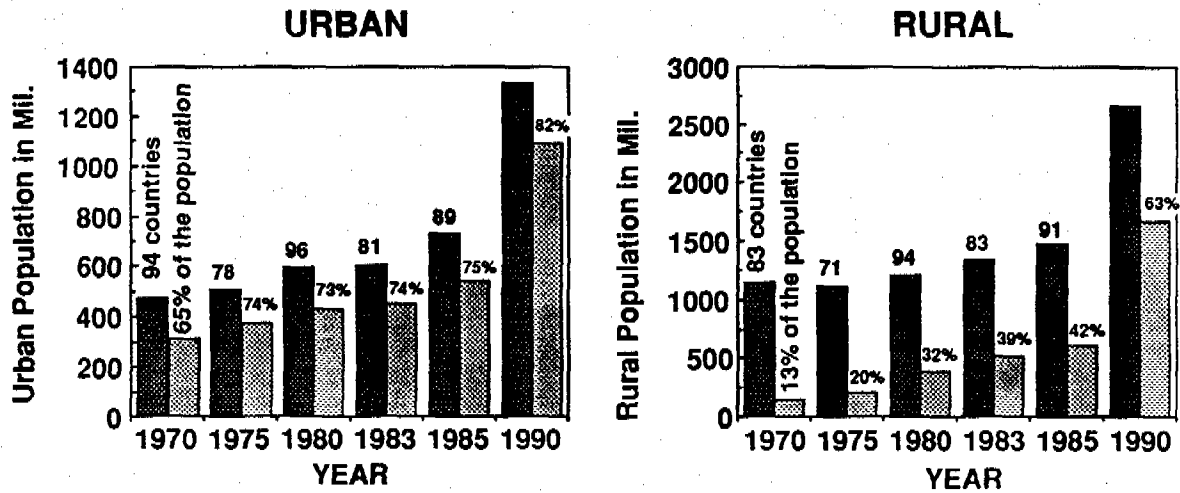


Fig. 3 Development of the coverage with adequate Water Supply (1970-1990)

There are many factors and reasons why the results of the IDWSSD fell short of the original expectations. The most important ones and some of the lessons learned during the last ten years are discussed in this section [1][6].

#### *The development of the world economy*

An important factor is the fact that just a few years of the Decade's outset, many developing countries encountered adverse external conditions such as sharp price drop in the non-oil primary commodities on which they relied for much of their export earnings, and steep rise in real interest rates which resulted in serious debt-servicing problems. The downturn in growth affected most developing countries, except a few newly industrialized countries and some other countries in East, South-East and South Asia. Low or negative growth was experienced by the least developed countries, particularly in sub-Saharan Africa. The slowdown in economic growth led to a significant deterioration of the living standard not only in already low-income countries in Africa, but also in Latin America and Western Asia. Rising costs and increasing difficulties in external financing most severely hit those governments which had been relying, for the financing of their public investment, on external loans which had been available at relatively low cost in the 1970s.

#### *Population growth*

Population growth has been a significant factor contributing to the ever increasing demand for water supply and sanitation in many developing countries. During the '80s, the population of developing countries increased by about 750 million. During the Decade, one important aspect of population growth was migration from rural to urban areas. As a result,



the urban population in developing countries grew 3.6% a year or more than twice as rapidly as the rural population (s. Fig. 2). An explosive population increase was registered above all in megacities such as Sao Paulo and Mexico City (Fig. 4).

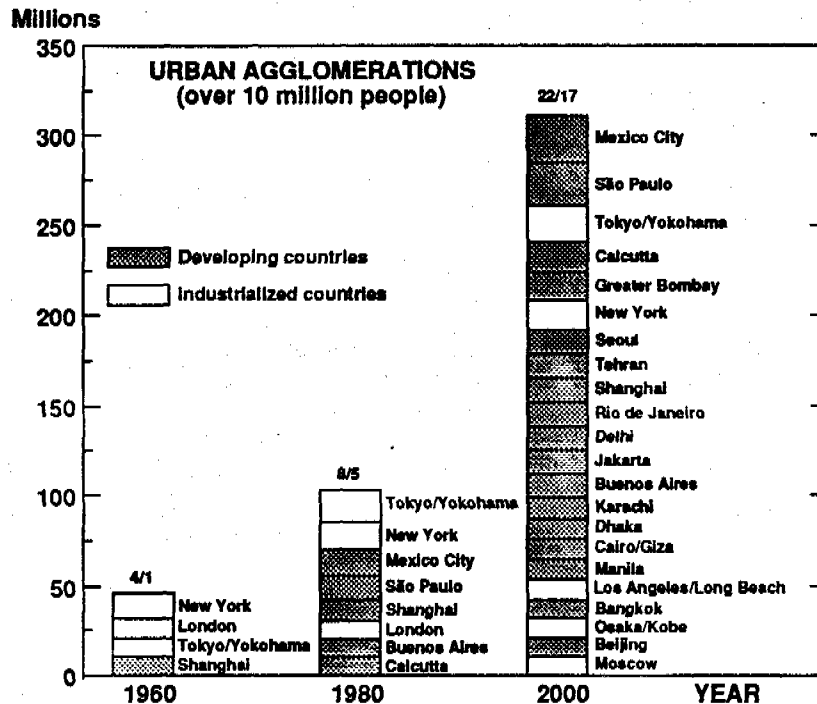


Fig.4 Population projections for large cities with over 10 million inhabitants

The magnitude of the impact of this population growth on the provision of water supply services is evident in the case of Africa for instance, where approximately 10 million additional people had to be provided with water each year in order to maintain the level of water supply coverage in existence at the start of the Decade.

#### *Community awareness and community participation*

The role of the community in the implementation of water supply projects has been under discussion for a long time. In the early '80s, the community was viewed primarily as a source of unskilled labour, and community participation was generally limited to its mobilization in order to lower project costs. Most schemes were conceived, directed, and financed by central government agencies or other organizations outside the community concerned. As the Decade progressed, the view of the community's role and particularly that of women in the community with regard to the promotion, implementation, maintenance, and management of water supply services changed significantly. It became increasingly clear that project success, particularly in rural and peri-urban areas, is highly dependent on a higher degree of community participation and responsibility for continued operation. An important component of this undertaking has been the involvement of communities, and women in particular, in health education aspects related to the utilization of facilities. The establishment of a sense of ownership presupposes that the system users have some

**decision-making role in project development, including system planning, financing, operation, maintenance, and management.** It is now evident that the full participation of the community and enhanced women's involvement are critical elements in providing safe drinking water supply to rural and peri-urban areas on a sustainable basis.

*Appropriate and affordable technology*

Water supply schemes in rural and peri-urban areas can only be managed and operated by the community if a technology appropriate to the means and possibilities of the users is utilized, particularly as regards the technical level, the reliability as well as the financial affordability of any equipment. In the development of technologies appropriate to the situation prevailing in rural areas of most developing countries, special attention should be paid to the operation and maintenance level of the village. Although funding of more affordable appropriate technology projects has increased significantly throughout the Decade, a comparatively small percentage (4%) of total external sector funding for urban and rural water supply has been allocated for such projects.

*From supply-oriented to demand-oriented water supply schemes*

Since financial resources for water supply are extremely limited in most countries and radical shifts in sector allocations unlikely in the foreseeable future, it was concluded that project beneficiaries should participate in cost recovery. However, since some kind of water supply system exists in every village and traditional means of finding, fetching, and storing water are integrated into the social life and usually correspond to community's maintenance and administrative capacity, a considerable gap in motivation has quite often been observed between those who finance and construct Water Supply Projects and those who profit from them in the village and/or in peri-urban areas. Any changes/improvements are often not given high priority especially if additional financial input is required by the people. In addition, it is becoming apparent that the difficulties in levying charges and collecting payments for water systems are frequently related to weak institutional systems and failure to meet users' perceived needs. Therefore, there is a growing international interest today in innovative approaches to cost recovery. Issues related to levels of demand are increasingly being studied in terms of willingness of users to pay for water services. With greater community participation in decision-making, locally acceptable methods could be devised by the community itself for the recovery of its water system costs.

*Operation and maintenance*

Inadequate operation and maintenance procedures have traditionally been a major stumbling block in the improvement of water supply services. A major difficulty facing many countries with regard to operation and maintenance of installed systems has been their lack of financial and institutional capacity. This has very often manifested itself in a lack of fuel to run equipment (pumps and vehicles), a lack of materials (chemicals and spare parts) and a lack

of trained personnel. As a result of the "restrictive" support from some donors, inappropriate equipment has often been provided which caused operational and maintenance problems as far as the procurement of chemicals and spare parts is concerned.

*Economic impact of increased water supply service coverage*

One of the most important lessons of the Decade is the fact that water projects, when implemented with real community and women's participation, are effective entry points for development. In addition to providing water services, such projects yield greater economic and social benefits that extend beyond the community itself. The result being a redirecting of efforts and a saving of time, particularly by women, who often spend as much as five hours daily with the carrying of water, into productive activities such as health improvement of the population and provision of water resources for other activities such as growing vegetables. The involvement of the community in the planning, building, and operation of water supply facilities often yields a strengthening of community organizations and managerial capabilities that can be transferred to other types of activities. It is now understood that the availability of suitable water supply and sanitation facilities provides a stimulus to the development of commercial activities of the household.

*Health impact of increased coverage*

Although national disease-reporting systems do not provide enough accurate or comprehensive information to predict the number of water supply and sanitation coverage in global terms, the earlier mentioned review of published studies [2] revealed that significant reductions in morbidity and mortality can be expected from improved water supply and/or sanitation (Table 2).

|                                   | No. of studies | Median | Range     |
|-----------------------------------|----------------|--------|-----------|
| Diarrheal diseases                |                |        |           |
| morbidity                         | 49             | 22 %   | 0 - 100   |
| mortality                         | 3              | 65 %   | 43 - 79 % |
| Ascariasis                        | 11             | 28 %   | 0 - 83 %  |
| Guinea worm                       | 7              | 76 %   | 37 - 98 % |
| Hookworm                          | 9              | 4 %    | 0 - 100 % |
| Schistosomiasis                   | 4              | 73 %   | 59 - 87 % |
| Trachoma                          | 13             | 50 %   | 0 - 91 %  |
| Overall impact on child mortality | 9              | 60 %   | 0 - 82 %  |

Tab 2 Reduction in morbidity and mortality from improved Water Supply and Sanitation (indicates morbidity reduction unless noted otherwise)

#### 4. Required investments for full coverage

In absolute terms, 810 million people in urban areas and approximately 1,300 million people in rural will require water supply if full coverage is to be achieved by the year 2000. The corresponding figures for sanitation services are 950 million people in urban areas and 1,680 million in rural areas. Christmas and de Rooy [7] are estimating that total funding of approximately \$357 billion over the next ten years will be needed for full coverage. These estimates imply an investment of about \$36 billion per year, with \$15 billion for water supply and \$21 billion for sanitation. Considering that the annual investment into the sector during the 1980s averaged \$10 billion, it is very unlikely that sector funding of three and one-half times this amount will be forthcoming in the current economic climate. Therefore, if a greater proportion of the population in developing countries is to have access to adequate water and sanitation services in the future, it is essential that more resources are shifted from high-cost technologies to low-cost alternatives.

#### 5. Summary, conclusions and guiding principles for the future

Andersson's report [8] on the experience of the Water Section of the Swedish International Development Agency (SIDA) in Tanzania is a good description of typical situations and problems encountered in water supply projects in many developing countries. After explaining that conditions in Tanzania appeared "ideal" for the development of water supply, he writes:

*"One could expect then that the water supply programme in Tanzania would be very successful. The reality has been a high level of project failure, and very little impact. The majority of supplies installed are not in use, either because they do not work or they do not meet the real needs of the population. There are many factors involved in the poor success rate in the water sector. The economic crisis has reduced interest in the social sectors at planning levels, and increased difficulties in procuring fuel and spare parts. Other important factors include inappropriate technology choice; the neglect of operation and maintenance aspects; failure to include health education and sanitation improvements; the tendency to plan from above on a large scale with little or no consideration given to local social conditions; the dependency relationship caused by the nature and the extent of donor involvement; and the almost complete lack of community involvement, in particular that of women, who are the managers of traditional water sources, and the collectors and users of water in the homes. A major overall problem has been that improvements to water supplies have been treated as purely technical problem, rather than as a process of social change necessarily requiring the full participation of the communities involved."*

Water is an essential component of overall development. As long as there are still over one billion people without access to adequate water supply, and many more without access to sanitation services, people cannot be healthy or productive, and poverty will not be substantially reduced. However, to achieve full coverage by the year 2000 using conventional technologies and approaches would require several times the current level of investment. Therefore, it is obvious that without fundamentally new approaches, the broadscale deprivation will turn into an unmanageable crisis. During the Global Consultation on Safe Water and Sanitation for the 1990s, held in New Delhi, India, in September 1990, 600 participants from 115 countries agreed that a realistic alternative is a two-pronged approach [9] consisting of

- (a) Substantial reduction in costs of services, through increased efficiency and use of appropriate low-cost technologies;
- (b) Mobilization of extra funds from existing and new sources, including governments, donors, and consumers.

Furthermore, the New Delhi Global Consultation recommends four Guiding Principles:

1. Protection of the environment and safeguarding of health through the integrated management of water resources and liquid and solid wastes;
2. Institutional reforms promoting an integrated approach and including changes in procedures, attitudes and behaviour, and the full participation of women at all levels in sector institutions;
3. Community management of services, backed by measures to strengthen local institutions in implementing and sustaining water and sanitation programmes;
4. Sound financial practices, achieved through better management of existing assets, and widespread use of appropriate technologies.

However, the most important and overriding guiding principle in planning and implementing a water supply scheme should always be:

**"SOME FOR ALL  
RATHER THAN  
MORE FOR SOME"**

**References**

- [1] United Nations Economic and Social Council, (1990); "Achievements of the International Drinking Water Supply and Sanitation Decade 1981-1990"; A/45/327.
- [2] Esrey, S.A., Potash, J.B., Roberts, L., Shiff, C., (1990). "Health Benefits from Improvements in Water Supply and Sanitation"; WASH Technical Report No. 66.
- [3] World Health Organization, (1985); "Guidelines for Drinking-Water Quality, Vol. 3: Drinking-water quality control in small-community supplies". Geneva: WHO.
- [4] United Nations, (1976); "Report of Habitat: United Nations Conference on Human Settlements"; UN Sales No. E.76.IV.7.
- [5] United Nations, (1977); "Report of the United Nations Water Conference, Mar del Plata, 14-25 March 1977"; UN Sales No. E.77.II A.12.
- [6] Water and Sanitation for Health Project, (1990); "Lessons Learned from WASH Project: Ten Years of Water and Sanitation Experience in Developing Countries"; WASH: Arlington VA, USA.
- [7] Christmas, J. , and De Rooy, C., (1991); "The Decade and beyond"; Waterlines, Vol. 9, No. 3.
- [8] Andersson, I., (1989); "Rural water supply development in the context of economic crisis and structural adjustment"; Waterlines, Vol. 8, No. 2.
- [9] World Health Organization, (1990); "Report on the Global Consultation on Safe Water and Sanitation for the 1990s"; Geneva: WHO.

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Slow Sand Filtration, an Essential Component in Many Multi-Barrier Water Treatment Systems**

Jan Teun Visscher  
IRC, International Water and Sanitation Centre  
P.O.Box 93190, 2509 AD The Hague, The Netherlands

Gerardo Galvis  
CINARA, Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua  
Apartado Aéreo 25157, Cali, Colombia

### **Zusammenfassung**

Langsamsandfilter stellen dank ihrer Einfachheit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit ein geeignetes Mittel zur Wasserbehandlung dar. Dennoch wurde eine breite Anwendung durch die vielerorts vorherrschende Rohwasserqualität verhindert, die eine direkte Langsamsandfiltration nicht erlaubt. In diesem Artikel werden verschiedene Probleme und deren Lösung diskutiert. Es kommt deutlich zum Ausdruck, dass die Anwendung eines mehrstufigen Aufbereitungskonzepts das Potential der Langsamsandfiltration stark erhöht. Es zeigt sich, dass jede Stufe (Barriere) des Behandlungsprozesses zu einer deutlichen Verbesserung der Wasserqualität beiträgt, und regelmässige Null-Coliform-Zahlen vor der Desinfektion erreicht werden. Es ist demnach unwahrscheinlich, dass das Versagen einer Barriere eine Epidemie von durch Wasser übertragene Krankheiten hervorrufen könnte.

### **Abstract**

Slow sand filters, because of their advantage of simplicity, efficiency and economy, are appropriate means of water treatment. Nevertheless its wider application has been hampered because the raw water quality prevailing in many locations does not allow for direct slow sand filter treatment. This paper discusses several of these limitations and presents possibilities to overcome them. It clearly shows that applying a multi-barrier treatment concept strongly increases the potential of slow sand filter application. Each unit treatment process (barrier) is shown to contribute to a remarkable overall improvement in water quality, and zero faecal coliform counts are regularly achieved before disinfection. Failure of one barrier is therefore unlikely to result in epidemics of water-borne diseases.

## **INTRODUCTION**

Slow sand filtration is a very appropriate method for making water safe to drink. In many cases it has proven to be the simplest, most economical and reliable water treatment method. Slow sand filters are particularly efficient in removing harmful organisms such as bacteria and viruses, organic material but also have a good record in removal of iron, manganese, true colour, and suspended solids.

Slow sand filters are an essential element of water treatment works in various European cities, e. g. London and Amsterdam, as well as in many developing countries. The majority of these systems are giving satisfactory results. However, experience also shows that slow sand filtration is not a panacea. Careful analysis of the raw water quality is required to assess whether slow sand filtration is the best choice and what type of pre-treatment process is needed. This analysis also will provide the basis for designing the systems and establishing the essential maintenance requirements, which are crucial to the successful application of this technology. The paper is partly based on the IRC publication "Slow Sand Filtration for Community Water Supply; Planning, design, construction, operation and maintenance" (Technical Paper No. 24). Information is also included from IRC's Development and Demonstration Programme on Slow Sand Filtration (SSF project) and from recent work of the Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua (CINARA), Cali, Colombia.

The SSF project, which was financially supported by the Department of Research and Development of the Netherlands Ministry of Foreign Affairs, embraced applied research, demonstration programmes and the transfer of information. It was implemented in collaboration with institutes in developing countries including Colombia and India.



Laboratory research was followed by the installation of a number of village demonstration plants in selected villages. The communities in the villages were involved in the planning, construction and operation of the schemes, to increase the sustainability of the water supply and to ensure that it met the needs of the population. In some areas the community played an important role in the selection of the site and the operators, and established a water committee to manage the system.

The SSF project proved the efficiency of slow sand filtration, helped developing country-based organizations to gain experience with the technology and showed the importance of community involvement. This research also underscored the major drawback of slow sand filtration - its vulnerability to high levels of suspended solids, which will cause rapid clogging of the filters. Good progress has been made in identifying and field testing suitable and simple pre-treatment systems, including: Upflow Roughing Filtration, Downflow Roughing Filtration, Horizontal-flow Roughing Filtration and Dynamic Filtration. Comparative testing of several of these systems is now underway in a project in Cali, Colombia, which is implemented by CINARA in collaboration with IRC. Support for this project is obtained from several organizations including the Netherlands Government, the International Reference Centre for Waste Disposal in Switzerland, Cali Water Authority, Robens Institute, and many individual advisors.

## THE SLOW SAND FILTER SYSTEM

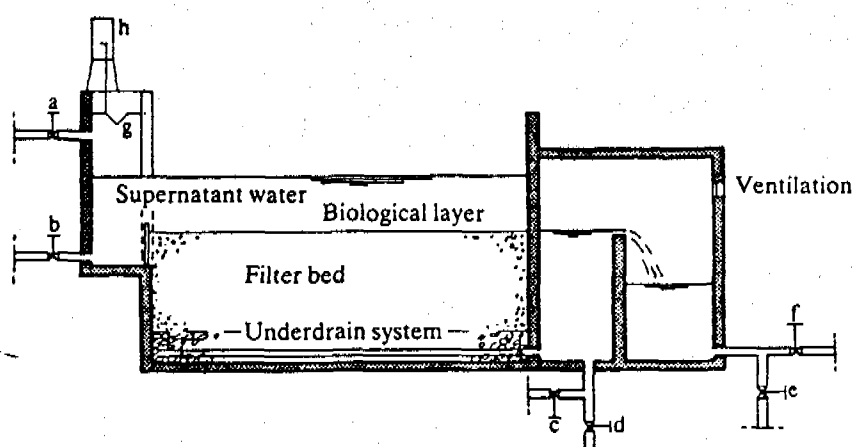
Basically, a slow sand filter consists of a tank constructed of reinforced concrete, ferrocement or stone/brick masonry, containing:

- A supernatant layer of raw water;
- A bed of fine sand;
- A system of underdrains;
- An inlet and outlet structure;
- A set of filter regulation and control devices.

The water flow in a slow sand filter may be controlled at the outlet, or at the inlet of the filter (Figure 1), and the method chosen may slightly affect the structure and the control devices.

In the filter the water percolates slowly through a porous sand bed. During this passage the physical and biological quality of the raw water improves considerably through a combination of biological, biochemical and physical processes. In a mature bed a thin layer forms on the surface of the bed. This filter skin (schmutzdecke) consists of retained

organic and inorganic material and a great variety of biologically active micro-organisms which break down organic matter. When after several weeks or months the filter skin gets clogged, the filtration capacity can be restored by cleaning the filter, i.e. by scraping off the top few centimetres of the filter bed including the filter skin.



**Figure 1 Basic components of an inlet-controlled slow sand filter.<sup>15</sup>**

- a: Valve for raw water inlet and regulation of filtration rate
- b: Valve for drainage of supernatant water layer
- c: Valve for back-filling the filter bed with clean water
- d: Valve for drainage of filter bed and outlet chamber
- e: Valve for delivery of treated water to waste
- f: Valve for treated water to clear water reservoir
- g: Inlet weir
- h: Calibrated flow indicator

## DESIGN CONSIDERATIONS

Design of a slow sand filter plant is an art which needs to be supported by science. This is even more so if one tries to maximise the use of local materials. So it is not surprising to see so many different types of SSF plants throughout the world.

Therefore, design criteria as presented by different authors should clearly be seen as guidelines making it essential to understand the rationale behind

the presented values. Table 1 presents some general design criteria as a framework, based on the results of the SSF project and on information from the literature. Following these criteria a suitable plant can be designed provided the raw water quality is appropriate and the designer always keeps in mind that operation and maintenance is the crucial factor in producing safe water and should be facilitated as much as possible.

**TABLE 1** General design criteria for slow sand filters in rural water supply.<sup>15</sup>

| <b>DESIGN CRITERIA</b>                          | <b>RECOMMENDED LEVEL</b>                               |
|---|--|
| Design period                                   | 10-15 years  |
| Period of operation                             | 24 h/d   |
| Filtration rate in the filters                  | 0.1 - 0.2 m/m <sup>2</sup> .h                          |
| Filter bed area                                 | 5-200 m <sup>2</sup> per filter,<br>minimum of 2 units |
| Height of filter bed:                           |  |
| initial   | 0.8 - 0.9 m  |
| minimum   | 0.5 - 0.6 m  |
| Specification of sand:                          |  |
| effective size                                  | 0.15 - 0.30 m  |
| uniformity coefficient                          | < 5 preferably below 3                                 |
| Height of underdrains<br>including gravel layer | 0.3 - 0.5 m  |
| Height of supernatant water                     | 1 m  |

## **OPERATION AND MAINTENANCE**

One of the most attractive aspects of slow sand filtration is its simplicity of operation. Provided that the plant has been well designed and constructed, the performance of the filter will depend on the conscientiousness of the operator carrying out the daily routine. As part of the planning and implementation process a maintenance schedule has to be established. This schedule will be different for each plant, as it depends on site specific variables such as: the size of the plant, type of supply and prevailing government norms and regulations. It is very important to draw up the maintenance schedule in co-operation with the operator(s) as this will increase their understanding and commitment.

Proper training and supervision are essential, as the operator will have the responsibility of ensuring that water supplied to the community is safe and attractive in appearance. Particularly in developing countries the training should go beyond technical and management aspects. In these countries the operator should also understand the concept of community participation and health education. Operators can be selected from the village or be employees from the water agency. Formal education is an advantage, but not really necessary to operate most village water supply systems. Other factors such as their being likely to stay in the job for a decent length of time, having the respect of the community, receiving an adequate wage and being trained, are far more important. Next to training it is necessary to give the operator back-up and supervision when needed.

## **APPLICABILITY OF SLOW SAND FILTRATION**

From the considerations set out in Table 2, it is clear that the application of slow sand filtration should be carefully evaluated when designing a water supply scheme. When surface water is more readily available than groundwater, slow sand filtration will frequently prove to be the simplest, most economical and realible method of preparing safe drinking water.

The slow sand filtration process has the enormous advantage that it can produce an effluent of low turbidity, free from offensive dissolved impurities and more important, virtually free from harmful entero-bacteria, entero-viruses and protozoan cysts. However, slow sand filtration is not a panacea for all water quality problems in all circumstances. Two main situations can be identified were slow sand filters meet with problems:

- i. the levels of harmful substances in the raw water cannot be sufficiently reduced by the slow sand filter system to produce a filtrate which meets current drinking water quality standards;

- ii. the raw water contains substances which reduce or inhibit the purification processes in the slow sand filters;

**TABLE 2 Summary of considerations in slow sand filtration<sup>15</sup>.**

| CONSIDERATION                                       | COMMENTS  |
|---|---|
| Quality of treated water                            | Best single process to improve the physical, chemical and biological quality of surface water. In many rural areas, slow sand filtration combined with pre-treatment may be the only feasible treatment process.  |
| Ease of construction                                | The relatively simple design facilitates construction from local materials using local labour. Little or no special pipework or equipment is required.  |
| Cost of construction                                | Construction from local materials using local labour reduces costs considerably. Imported materials and equipment are usually not required.   |
| Ease of operation and maintenance                   | After a short period of training, local caretakers with little formal education can operate the system.   |
| Cost of operation                                   | Operation costs and energy requirements are lower than for other systems. No chemicals are required.  |
| Reliability   | The process is reliable and mechanical failures are minimal. Fluctuations in quality of raw water can be accommodated without disrupting the efficiency of the process.   |
| Cleaning  | The cleaning process is simple but somewhat labour intensive. Although the cost may be low, in most developing countries, labour may not always be available at the required time.  |
| Large surface area                                  | A fairly large area is required for the filters: about 0.02 - 0.08 m <sup>2</sup> per consumer. Because of the low cost of land in many rural areas, this may represent only 1 - 2% of total construction costs. However, this may be a constraint in areas where land is scarce. |
| Rapid clogging of the filter when turbidity is high | High turbidity or raw water may cause rapid clogging of the filters. This may often be overcome by simple pre-treatment.  |

## TREATMENT EFFICIENCY

Slow sand filters have a high efficiency for removing a wide variety of substances, but do not necessarily remove all harmful substances to the extent required. The literature gives a range of treatment efficiencies brought about by slow sand filters for different water quality parameters (Table 3). The reported efficiencies concern filter units operated at hydraulic loading rates ranging from 0.04 to 0.2 m/h at temperatures above 5°C, with a sandbed depth greater than 0.50 m and filled with sand with an effective size between 0.15 and 0.30 mm.

**TABLE 3 Typical treatment efficiencies of slow sand filters<sup>1,7,9,11,15</sup>**

| PARAMETER                | TYPICAL REDUCTION (%)   |
|--------------------------|---|
| Entero-bacteria          | 90 - 99.9% or even higher, however coliform removal efficiency is reduced under low temperature conditions, increased hydraulic rate, use of coarse filter sand, shallow depth of sand bed, decreased contaminant concentration and just after removal of the biological filter skin; |
| Cercariae of schistosoma | Virtually complete removal  |
| Protozoan cysts          | 99 - 99.99% removal even after filter scraping  |
| Turbidity                | Generally reduced to less than 1 NTU  |
| Colour                   | 30 - 90% with 30% being mentioned as the most usual efficiency  |
| Organic matter           | COD 30 - 70%; TOC 15-30%. Organic matter such as humic acids, detergents, phenols, and some pesticides and herbicides are being removed from 50 to more than 99%  |
| Iron, manganese          | Largely removed   |
| Heavy metals             | 30 - 90% or even higher   |

The efficiencies indicated in Table 3, however cannot always be fully realised and much

will depend on the characteristics of the substances in the water. For example turbidity is usually largely removed even if caused by colloidal material, particularly if intensive biological activity takes place in the filterbed. Nevertheless, Bellamy reports examples of low removal efficiencies ranging from 0 - 40% for SSF plants treating water flowing from clay-bearing catchment areas having a turbidity below 10 NTU, made up of colloidal material and very small particles below 0.5  $\mu\text{m}$ .

Even if high removal efficiencies can be obtained, frequently slow sand filtration alone will not be able to produce a filtrate which meets consistently the prevailing drinking water quality standards. Raw water sources in many locations in industrialized countries are so deteriorated that a combination of treatment processes is required. This is also the case in developing countries, although having standards which are normally more relaxed. Table 4 gives an overview of the USA standards on turbidity over the last 30 years and clearly shows that with the advancement of knowledge and possibilities tighter standards have been established only very recently.

**TABLE 4 Overview of drinking water standards for turbidity in the USA<sup>12,13</sup>.**

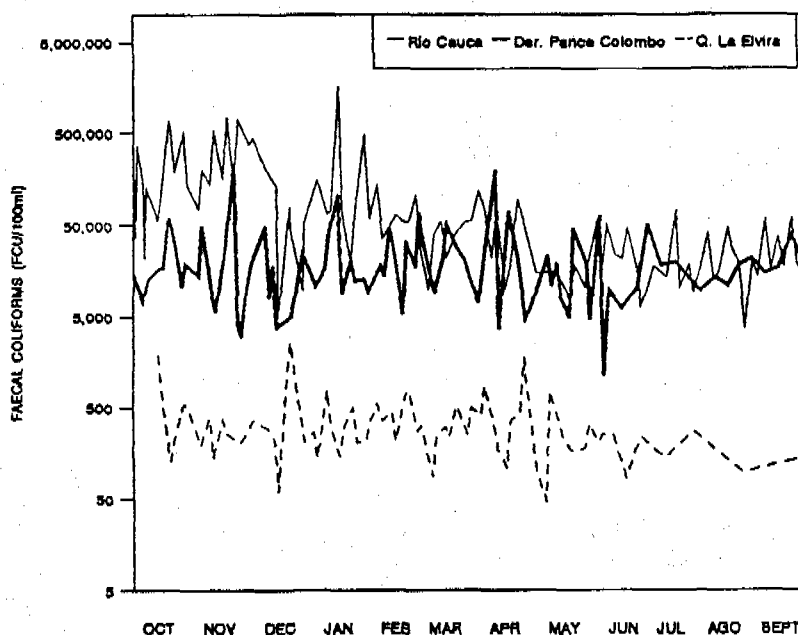
| Time                     | Maximum permissible turbidity |
|--------------------------|-------------------------------|
| Prior to 1962            | 10.0 NTU                      |
| 1962 to 1976             | 5.0 NTU                       |
| 1976 to 1988             | 1.0 NTU                       |
| 1989 to date:            |                               |
| for slow sand filtration | 1.0 NTU                       |
| for rapid filtration     | 0.5 NTU                       |

\* The 1989 standards indicate that at no time the turbidity should exceed 5 NTU and must meet the indicated turbidity limits of respectively 1.0 and 0.5 NTU, in 95% of the samples taken.

It may well be expected that with increasing pollution of surface waters and improved treatment possibilities, developing countries will also gradually establish more stringent standards. This however is not likely to happen in the very near future because of

prevailing economic constraints and lack of appropriate monitoring systems. Nevertheless it is important to aim for a very low turbidity level even if this is not specifically indicated in national standards.

Figure 2 gives an illustration of the poor raw water quality in terms of faecal coliform count in three different rivers in the Andean Region of Colombia. With the high faecal coliform counts in the rivers Cauca and Pance (Colombo) it would be necessary to rely heavily on final disinfection even if a removal efficiency of 99% would be obtained in the slow sand filter units. Disinfection, however is shown to be a very sensitive treatment step which often fails due to faulty design, poor operation and maintenance or unreliable chemical supply.



**FIGURE 2** Faecal coliform counts (FCU per 100 ml.) in three rivers of the Andean Cauca River Valley. Oct. 1990 - Sept. 1991.

### CONDITIONS REDUCING PROCESS EFFICIENCY

Several circumstances may interfere with the filtration and purification processes in such a way that normal efficiencies cannot be reached for example because too little time is available between subsequent scrapings of the filter to allow adequate maturation. Important inhibiting conditions are: low temperatures, high turbidities and algal blooms.



### **Low temperature**

The efficiency of slow sand filtration may be reduced for some parameters, when operating under low temperatures. Huisman reports that *E. coli* removal will be reduced from a normally achieved 99% at 20°C to 50% at 2°C. This conclusion is also supported by the findings of Toms that filters run at 0.3 m/h at temperatures below 4°C, could not produce a filtrate with faecal coliform counts below 50 CFU/100 ml. The strategy followed in the Netherlands and Switzerland to cope with low filtration rate may also be a way to cope with low temperatures as can be derived from the information presented by Toms which indicates that older works in London operated at a filtration rate of less than 0.20 m/h usually produced a filtrate with a faecal coliform count of less than 10 CFU/100 ml, even at low temperatures.

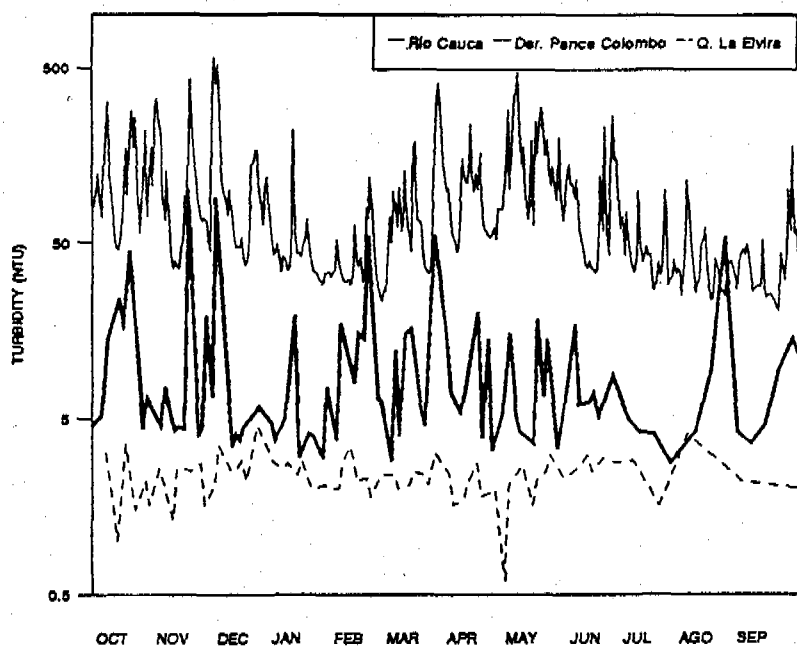
### **Turbidity**

The inability of slow sand filters to cope with high turbidity levels is well-documented. It is indicated as the major reason for the limited application of slow sand filtration and for the development of rapid filtration techniques in the USA. For slow sand filters, raw water turbidity should not be above 10 NTU, for prolonged periods of time, although occasionally higher peaks (50 to 120 NTU) can be accommodated by the filter units for one or two days without major increases in head-loss. However, even these short peaks may bury of the large number of bacterial predators present in the sand bed and thus reduce their capacity to remove harmful bacteria. Figure 3 presents information on the turbidity levels of the same three Colombian rivers presented in Figure 2, which shows that as far as turbidity is concerned only La Elvira could be treated directly by slow sand filtration. This surely would not be the case with the Cauca river which comprises suspended solids levels ranging from 20 to 42 mg/l with an average of 212 mg/l in the period January to September 1990.

More accurate evaluation of potential problems could be provided by using suspended solids in combination with an indication of the particle size distribution as reference. These data however are more difficult and time consuming to obtain, and as turbidity figures are generally presented in literature, are easy to measure and can very well be obtained even from trained plant operators using simplified equipment, as was shown in Colombia, turbidity will remain an important indicator.

### **Algal blooms**

Algae may grow in rivers, lakes or storage reservoirs, from which water is brought to



**FIGURE 3** Turbidity levels (NTU) in three rivers of the Adecan Cauca River Valley. Oct. 1990 - Sept. 1991.

slow sand filters. Algae, are also present in the "Schmutzdecke" and are usually regarded as being beneficial to the filter performance. Algae are largely retained by slow sand filters although occasional breakthrough of unicellular green algae have been reported by Toms. Under certain conditions particularly related to the availability of light and essential nutrient salts, such as nitrates and phosphates, occasional algal blooms may develop. These blooms may create severe problems such as: premature blocking of the filters, production of taste and odour in the water, increase in the concentration of soluble and bio-degradable organics in water, increased difficulties associated with precipitation of calcium carbonate, and development of anoxic conditions.

The filter runs could be reduced to one sixth of the normal period by blooms of algae, even in the temperate British climate. During the photosynthetic activity algae may reduce the natural buffering capacity of the water and the pH may rise considerably, even above 10 or 11, as a consequence, magnesium hydroxide and calcium hydroxide will be precipitated onto the sand grains. This effect will either enhance blocking of the filter or increase the effective size of the sand. The former effects the operation of the filter while the latter may alter the efficiency of the filtration process.

How to cope with algae is a difficult issue which may consist of reducing the nutrient content in the raw water or creating a storage system of deep reservoirs in which algae can be controlled by exclusion of light, as is the case in the Netherlands. Increase in algae content of the raw water has also been the main reason for the adoption of rapid sand filtration prior to slow sand filters in several London water works.

### **COPING WITH THE LIMITATIONS**

In 1984 a first insight was obtained of the raw water quality characteristics of the streams in the region Valle del Cauca in Colombia, as part of a research and development project on slow sand filtration.

Two main types of rivers can be distinguished here, high-land rivers and low-land rivers. The high-land rivers receive water from relatively small catchment areas many of which are facing erosion problems. This is the main reason why the water quality shows short but high peaks of turbidity when it rains. The low-land rivers receive water from the high-land rivers and untreated sewage from small and large settlements, and thus have a higher level of contamination but a slower response to rainfall. From the first results it was concluded that slow sand filters alone could not continuously cope with the prevailing turbidity levels and faecal coliform counts, in both high-land and low-land rivers.

It was therefore decided to establish pilot experiments with different pre-treatment techniques to improve the water quality before it was passed on to the slow sand filters. The results were very promising because the pre-treatment systems did remove a considerable part of the suspended solids, reduce faecal coliforms counts and even true colour levels.

The subsequent construction of full-scale plants confirmed the performance of the pre-treatment systems and the slow sand filters (Figure 4). The systems thus constructed perfectly match with the multi-barrier concept which, as Craun states has a long history and has evolved from water supply treatment practices and experiences. Under this concept, reliance is placed on more than one stage of treatment to produce safe water for the consumers. Together these stages progressively produce a safe and wholesome drinking water. Ideally water low in sanitary risk should be obtained before the final treatment stage which then would be considered as a safety barrier (adapted from Lloyd). Disinfection with chlorine or an alternative disinfectant is normally the last line of defense or final barrier. For disinfection to be an effective safety barrier, the preceding barriers must virtually remove harmful microorganisms and possible interfering substances, so that

therminal low-dose disinfection will be an efficient safeguard, wherever it could be continuously and properly applied.

### **APPLYING THE MULTI-BARRIER CONCEPT**

The multi-barrier concept makes it possible to take advantage of the great potential of slow sand filter technology. It makes it possible to overcome many of the earlier limitations and to meet drinking water quality requirements. It is not a new concept as can be seen for example from the waterworks in London and Zurich, but its true potential has been underrated.

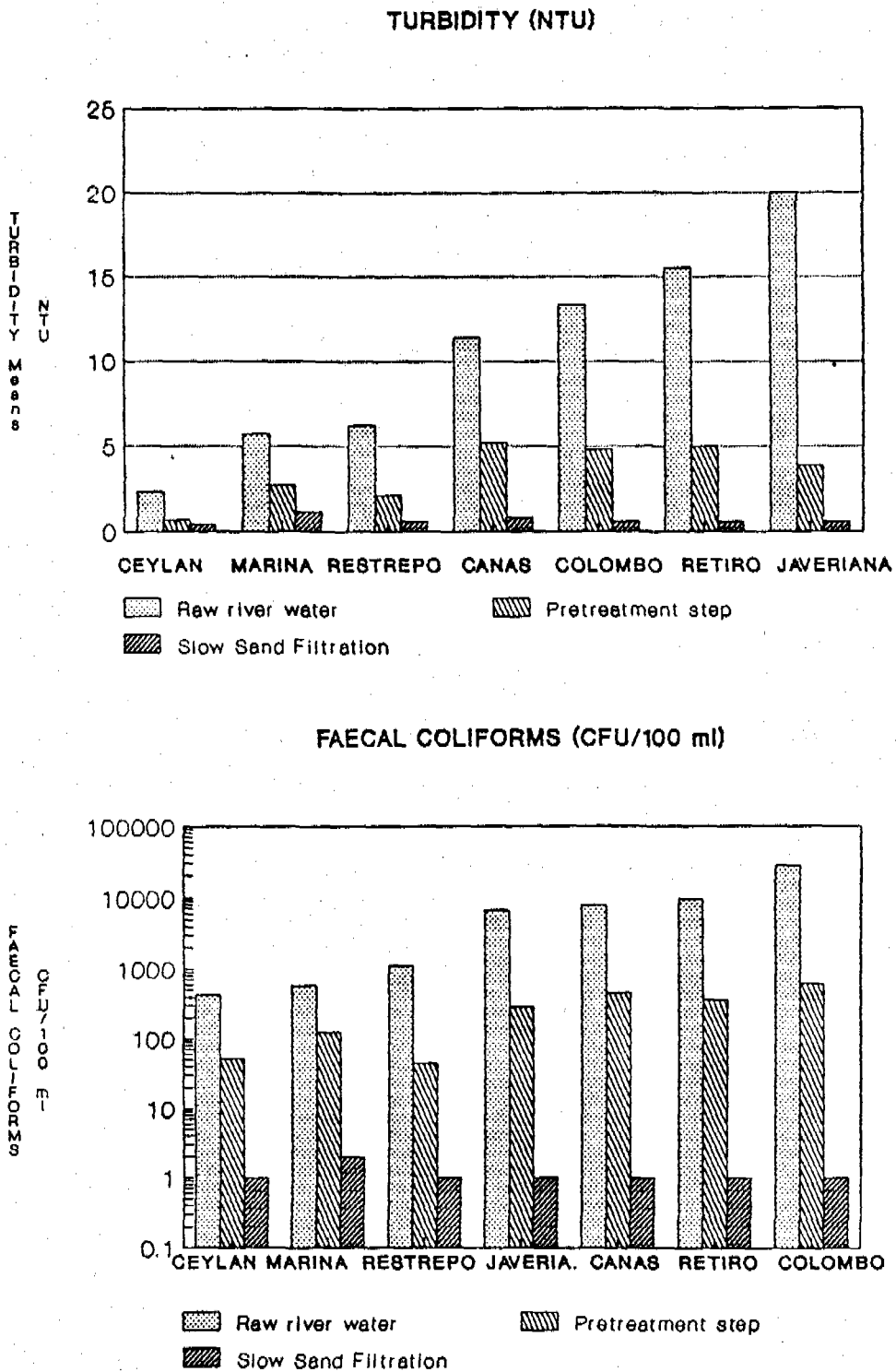
Whereas the multi-barrier concept gradually developed from field experience and under pressure of tighter regulations, now the tables can be turned and for new systems a deliberate decision can be taken as to which barriers to include. The first barrier is selecting and protecting the best available source. This is far more economical and effective than allowing developments to occur in the watershed area and rely subsequently on advanced treatment.

Watershed management in Europe and the USA is guided by regulations but still not sufficiently well-established as for instance is shown by the poor control of agrochemicals in many areas. Watershed management however has a strong bearing on the potential to use slow sand filters as is shown in the USA where slow sand filters continued to be used mainly for water from some high-quality protected upland watersheds.

Adequate watershed management in developing countries is even more in its infancy, with insufficient legislation and very limited trained staff to oversee its implementation. It is however essential that more attention is paid to this issue which, particularly in rural areas, will have to rely heavily on close collaboration between communities and water agencies. It may for example be required to regulate tree cutting in remote areas, which can often only be achieved by 'social' control. Use of pesticides may have to be restricted in certain areas, which brings about the question for example of compensation for the farmers in the watershed, in regions which have just embarked on a cash economy.

To enable decision making concerning the different barriers which have to be included to cope with harmful substances and ultimately produce a water low in sanitary risk three basic issues have to be taken into account:

- an assessment of the water associated sanitary risks in the catchment areas, for which current tools and methodologies need to be developed further;



**FIGURE 4** Performance efficiency of different treatment steps in seven full scale plants in Valle del Cauca for turbidity and faecal coliforms.

- establishment of the treatment efficiency of different treatment processes under local conditions, to enable the identification of the best possible combination to meet existing water quality standards;
- understanding of the long-term sustainability and socio-economic acceptability of possible treatment systems;

These three issues will enable the establishment of guidelines for the selection of different barriers required, to cope with the problems in the region or country concerned. Advantage can be taken from existing guidelines which can be tuned to local conditions. All these guidelines present maximum limits for different water quality parameters used for selecting treatment processes including slow sand filtration. In the trials in the region Valle del Cauca in Colombia, however it was shown that water with much higher faecal coliform counts and true colour levels could be treated very satisfactorily, thus requiring an adaptation of the guidelines for the situation in this region. This adaptation is not only related to the maximum limits proposed, but also concerns the composition of the different treatment combinations. The research results in Colombia suggest for example that it will be almost always an advantage to precede a slow sand filter with a pre-treatment unit even for average turbidity levels below 10 NTU. Such a pre-treatment process will improve the performance of the system, creates an additional barrier and may allow the slow sand filters to be run at a higher rate, thus reducing construction cost.

## CONCLUSION

The main conclusion which can be drawn is that slow sand filtration is a very powerful water treatment technology, but not a panacea to solving all water quality problems. It has problems to cope with medium or highly polluted surface waters, which clearly underscores the need to find and subsequently protect the best available water source. Fortunately the slow sand filter technology lends itself very well to being incorporated in a multi-barrier system for water treatment. In Europe different water supply schemes for example in London, Amsterdam and Zurich include slow sand filters as one of the very important treatment steps. Under the conditions prevailing in Valle del Cauca, Colombia, the combination of slow sand filtration and roughing filtration is proven to be very effective. The removal efficiencies of turbidity, faecal coliforms and particularly of true colour obtained in the systems are clearly above reported values in literature. The filtrate from the plants only requires a very low chlorine dose as ultimate safety barrier. The results of this research not only show the applicability of slow sand filtration but also the potential of research and demonstration projects to tune the technologies to the

local conditions and adapt guideline values on basis of research findings.

Through improved water source protection and adequate pre-treatment systems which now are being developed, slow sand filtration can be applied in a much wider number of settings than earlier thought possible. These findings are very relevant for developing countries as well as industrialized countries as it will provide better opportunities not to use chemical treatment processes.

No doubt further optimization of the multi-barrier concept including slow sand filter treatment is possible and will lead to lowering cost and improved performance. This is one of the main goals of the ongoing research work in Cali, Colombia. This work comprises both a continuation of the research on roughing filtration as well as on other possibilities.

## REFERENCES

1. Bellamy, W. D., Silverman, G. P. and Hendricks, D. W., (1985). Filtration of giardia cysts and other substances, volume 2, Slow Sand Filtration, US EPA, Cincinnati, Ohio, USA.
2. Craun, G.F., (1988). Surface Water Supplies and Health. AWWA Journal, February 1988, USA.
3. Ellis, K. V., (1985). Slow Sand Filtration; CRC Critical Reviews in Environmental Control. Department of Civil Engineering, University of Technology, United Kingdom. Volume 15, Issue 4.
4. Galvis, G., Visscher, J.T. and Lloyd B., (1991). Overcoming Water Quality limitations with the multi-barrier concept; a case study from Colombia; AWWA meeting Timeless technology for modern application, New Hampshire, USA.
5. Galvis, G. et al (1989). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración Lenta en Arena. Informe Final, CINARA, Cali, Colombia.
6. Galvis, G. and Visscher, J.T., (1987). Filtración Lenta en Arena y Pretratamiento. Tecnología para Potabilización. A joint publication by Universidad del Valle, Colombia. Ministerio de Salud, Colombia. IRC, The Hague, The Netherlands.
7. Huisman, L. and Wood, W. B. (1974). Slow Sand Filtration, WHO, Geneva.
8. Huisman, L. Prof. dr. ir. (1986). Slow Sand Filtration, Delft University of Technology, The Netherlands.
9. Hrubec, J. et al (1991). Gedrag van enkele gesubstitueerde benzenene, bestrijdingsmiddelen en complexvormers tijdens langzame zandfiltratie. In  $H_2O$ , vol 24, No. 13, p. 348 - 351.
10. Ives, K.J., (1957). Algae and water supplies, physical removal of algae, Water Engineer, 61, 432

- 11 Logsdon, G. S., (1987) Comparison of some filtration processes appropriate for giardia cyst removal. USEPA, Ohio, USA.
- 12 Pontius, W.P. (1990), *Complying with the new drinking water quality regulations*. Journal AWWA, 2/1990, USA.
- 13 Sanks, R.L., (1987), *Water treatment plant design for the practising engineer*. Ann Arbor Science, Michigan, USA.
- 14 Toms, I.P. and Bayley, R.G., (1988). *Slow Sand Filtration; An approach to practical issues, in Slow Sand Filtration; Recent Developments in Water Treatment Technology*. Ellis Horwood, London, England.
- 15 Visscher, J. T., Paramasivam, R., Raman, A., Heijnen, H. A. (1987). *Slow Sand Filtration for Community Water Supply; Planning, design, construction, operation and maintenance*. Technical paper No. 24. IRC, The Hague, The Netherlands.
- 16 Windle Taylor, E. (1974) 45th report on results of bacteriological, chemical and biological examination of London's water for the years 1971 - 1973, Metropolitan Water Board, London, UK.



"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Horizontal-Flow Roughing and Slow Sand Filtration Pilot Plants Experience in the Northern Region, Ghana**

Charles Berkoh  
Project Engineer  
Ghana Water and Sewerage Corporation, Tamale, Ghana

### **Zusammenfassung**

Dieser Artikel behandelt Probleme, Lösungen und Erfahrungen im Zusammenhang mit Pilot-Tests auf Kiesfiltern, die als Vorbehandlung zur Langsandsandfiltration dienen. Kiesfilter und Langsandsandfilter haben sich als wirksam erwiesen für die Produktion von sicherem Trinkwasser aus verunreinigtem Flusswasser.

Die Pilotanlage wurde mehrere Monate betrieben, ohne die Horizontal- und Langsandsandfilter zu reinigen. Die Resultate waren ermutigend. Das Projektteam untersucht zur Zeit die Leistung der Filter während der Regenperiode, wenn Trübung, Farbe, Eisengehalt und andere ungünstige Bedingungen hoch sind. Diese Daten werden an der Arbeitstagung präsentiert.

### **Abstract**

This paper reports on problems, solutions and experiences gained on a pilot plant testing roughing filtration as pre-treatment for slow sand filtration. Roughing filters and slow sand filters have proved effective to produce safe drinking water from polluted river water.

The pilot plant was ran for several months without HRF and SSF units being cleaned. The results are encouraging. The project team will investigate the performance of the filters during the rainy season when turbidity, colour, iron and other adverse conditions are high. These data will be presented at the workshop.

## "HORIZONTAL-FLOW ROUGHING AND SLOW SAND FILTRATION" PILOT PLANTS EXPERIENCES IN THE NORTHERN REGION, GHANA

### 1. INTRODUCTION

In an effort to sustain potable water supply system in the rural and urban fringe communities where their income levels are low and are therefore unable to pay their tariffs based on the production cost with plants where chemicals are used and also capital intensive, engineers have tried to come out with simple to operate and affordable appropriate technologies which may be one of the best solutions to safe drinking water in rural communities.

In view of the above, the project team comprising CIDA Corporate Advisor to Ghana Water & Sewerage Corporation (GWSC) Headquarters, Accra and some of my fellow workers with GWSC, Tamale, Northern Region decided to run Slow Sand Filtration (SSF) pilot test on both impoundment reservoir and river water supplies, the main differences being their turbidity levels.

Damongo, an impoundment reservoir water supply source, was first chosen for test. SSF pilot plant construction and testing programme were carried out in 1990 and 1991. Iron problems from both natural and man-made sources plagued the test from the beginning but eventually resolved and testing programme produced useful results although time did not allow testing of all the parameters initially proposed in Damongo SSF pilot plant design report by Messrs L.H. Pierlot and D.K. Bampoh.

Salaga, a river water supply source, SSF pilot plant was completely constructed at the end of 1991 and testing programme started in January, 1992. The project team approached Salaga pilot test enthusiastically utilizing the lessons learned from the Damongo test. Many of the factors which caused difficulties in Damongo were eliminated from the design and construction of the Salaga pilot plant and early results are encouraging. Even though emphasis of the workshop is on roughing filtration, report on the whole pilot plant and tests being carried out and results obtained have to be reported on to illustrate the value of roughing filtration in the treatment process.

### 2. SALAGA SSF PILOT PLANT

#### 2.1 Brief description of Salaga SSF Pilot Plant.

The Pilot plant is located to the existing Salaga water treatment plant at the Daka River, 14km north of Salaga township which is also about 115km from Tamale. The plant consist of diesel engine pumpset, an overhead balancing tank, aeration/precipitation unit, two horizontal-flow roughing filter (HRF) units, four SSF units and a clearwater sump, which have been interconnected with a suitable uPVC pipe net work.

## 2.2 COMPONENTS OF SALAGA PILOT PLANT:

### 2.2.1 Pumping and Delivery system:

Consist of a lister Model LV2 air-cooled diesel engine powering a Godwin Model Cx2 single stage centrifugal pump close-coupled on skid frame. Pumping rate of 12 CuM/H at 60m Total Delivery Head (TDH), pumping through 560 linear meters of 50mm diameter uPVC pipe from river into 13.5CuM overhead tank at water treatment plant (WTP), then by gravity flow through 38mm uPVC pipe to plant. Water is pumped two times daily to keep overhead tank full although uses less than one full tank per day. The low lift flygt pump feeding raw river water to Salaga WTP can be used as emergency backup if diesel engine pumpset is out of service for more than a day.

### 2.2.2 Balancing Tank:

An existing elevated Braithwaite steel raw water storage tank, 13.5 CuM and top water level (TWL) is 9.4m above ground level.

### 2.2.3 Aeration/Precipitation Unit:

Consist of a woodframe aeration cascade followed by one 0.6m x 1.2m x 3.3m (WxDxL) concrete block precipitation tank (1.0m water depth with 0.2m free-board) maximum surface loading is 0.364m/h. Iron in the raw water after aeration is oxidized appearing as floc floating on the surface of the precipitation tank and also settling in the HRF. (Annex 4a)

### 2.2.4 Horizontal flow Roughing Filters (HRF)

Two concrete block HRF units measuring 0.6m x 0.6m x 5.0m. Each HRF unit has five (5) compartments, inlets fixed with a wooden gauge, outlet controlled by overflow weir and three different graded filter media chambers each separated with stainless steel mesh. On each unit is seven (7) flush-out lines each fixed with a quick-action butterfly valves well below the HRF bottom giving more hydraulic head. Bottom is sloped from each end to the centre for easier cleaning when all media is removed for washing. Two units are used to test HRF at different rates but only one feeds all the four (4) SSF units so that their influent is of the same quality. The second HRF can be used for feeding the SSF units when one is being cleaned. (Annex 4b)

### 2.2.5 Slow Sand Filters:

Four 16" asbestos cement water pressure pipe are used for the SSF units. Basically the piping system consist of: recharge (under filling), influent, effluent into clearwater sump, underdrain and supernatant drain. Valves are fixed at appropriate points on the lines. Tailwater and headwater

piezometers are also installed to measure headlosses. The operation conditions are: SSF I & II are variable-head units and SSF III and IV are constant-head units. SSF I and III are shaded (covered) and SSF II and IV are unshaded (open) - to assess the effect of sunlight on organic growth and performance on each unit. These are the critical operating conditions, information on these could be used in full-scale plant design.

The filter characteristics are as follows.

|                                  |                |
|----------------------------------|----------------|
| Effective size of sand particles | 0.35mm         |
| Uniformity coefficient of sand   | 1.80mm         |
| Initial depth of filter sand     | 1000.0mm       |
| Depth of underdrain              | 300.0mm        |
| Supernatant water depth:         |                |
| Constant-head                    | 1000.0mm       |
| Variable-head                    | 300.0-1000.0mm |
| Free Board                       | 300.0mm        |
| Void space below underdrain      | 50.0mm         |

### 2.3 PROBLEMS ENCOUNTERED:

Construction problems like availability of fittings and hauling materials from Tamale were pronounced which unduly prolonged the construction period.

The long distance from Tamale has restricted effective monitoring therefore local staffs have been engaged.

### 2.4 Improvements of Salaga SSF Pilot Plant Over Damongo

The dimension of the HRF units are the same as that of Damongo. Capacity of the treatment plant is 2.2 CuM/day which is the same as Damongo. Advantage of site topography to overcome differences in height of filters was taken in the design concept of HRF units set on high ground with SSF units on lower ground.

Innovations capitalized at Salaga in an attempt to overcome as many of the operating difficulties experienced at Damongo as possible are as follows:

- iron reduction unit built ahead of the HRF units ie. aeration cascade followed by a precipitation tank;
- HRF units constructed of concrete instead of wood (Damongo HRF units leaked badly and were difficult to drain completely after cleaning)
- flush-out valves on the HRF flushing lines were set well below bottom of HRF units, giving more hydraulic head than Damongo for a higher flushing velocity;
- operating level of tail-water in HRF units is controlled by overflow weir at

outlet end of units directing excess water to waste (this was controlled with a throttling valves at Damongo, resulted in overflow of HRF units when valves were not properly adjusted);

- SSF units are asbestos cement water pressure pipes (bitumen coated steel drums welded together were used at Damongo but after several months, cracking and peeling of the bitumen resulted in rusting of the drums and sharp increase in iron content of the SSF filtered water)
- graded stone chipping from a quarry was used for HRF media and SSF support gravels (the first material used at Damongo had lateritic compounds on the stone, resulting in high iron content throughout the test)
- 1 litre plastic container and stop-watch are used at appropriately located taps and open-ended pipes for flow measurements (consumer meters were used initially at Damongo with frustrating results -inaccurate meter readings caused by iron bacteria and organic growth resulted in difficulties in setting and maintaining constant flows)
- clearwater sump built, closer to SSF units with more slop on SSF outlet pipes eliminate sagging pipe problem experienced at Damongo where iron bacteria and organic growth accumulated;
- clearwater sump re-designed to allow easier sampling and flow measurements at the SSF outlet pipes. (clearwater sump at Damongo was very high and taking samples will mean climbing into the sump);
- dual SSF inlet piping system for either variable-head or constant-head allowed flexibility of operation (SSF at Damongo were 2 variable-head and 2 constant-head which will result extra pipe work when all SSF unit should be operated on constant-head or the other).

The benefit of these improvements is a pilot plant much easier to operate with more flexibility for performing various tests and easier to adjust if changes in raw water quality occur.

### 3. PROJECT TEAM

The Project Team comprises:

1. Two Project Advisors:
  - A senior Civil Engineer, CIDA Corporate Advisor to GWSC Headquarters, Accra, Head of Project Team, and
  - A senior Civil Engineer, Project Engineer, Tamale.
2. SSF Project Engineer

- A Civil Engineer, Project Planner, GAP, supervising construction of plant and monitoring of plant performance.
- 3. Chemical/Bacteriologist.
  - A chemist, Regional chemist/Bacteriologist at regional laboratory, sample and analyze physico-chemical and bacteriological parameters.
- 4. Supreintendant
  - Instrumentation supreintendant, construction team head, assisting plant maintenance.
- 5. SSF Attendant
  - A technician, District Manager, Salaga, Caretaker of the plant, responsible to maintain pumpset and pipe lines but not plants.
  - Assistant Attendant
  - A Secondary School graduate, check flow rates and adjust when necessary, a security man in the day, report to Tamale any unusual performance of plant.

#### 4. Preliminary test results

The hydraulic, physico-chemical and bacteriological performance of the filters are set out below:

##### 4.1 Hydraulic Performance

Headlosses are recorded daily.

HRF: Headlosses in the HRF's are appreciably low and the maximum headloss is about 0.5cm for 67days at filtration rate of 0.75 m/h and 1.5m/h for both HRF units, HRF I and II respectively.

SSF: Headlosses in the SSF units for 67 days at filtration rate of 0.2m/h are shown below:

| <u>Unit</u> | <u>Headloss</u> |
|-------------|-----------------|
| SSF I       | 33.0cm          |
| SSF II      | 2.5cm           |
| SSF III     | 3.0cm           |
| SSF IV      | 55.0cm          |

Exceptionally, SSF IV was completely clogged (total head loss =0.7m) after 32 days of operation and was again put back into operation after

scraping the top filter sand. SSF I had initial headloss of about 19cm few days after start of test and has increased steadily then after, due to stratification of filter sand and air-lock.

#### 4.2 Physical Quality

The physical quality parameters analyzed are turbidity, colour, pH, Temperature, and conductivity. Samples are taken twice weekly for 6 weeks and then after once weekly.

##### Turbidity:

Hach's Model 16800 Portablab Turbidimeter is used.

The raw water turbidities are in the range of 14-30 NTU, often less than 10.0 NTU, while filtered water are in the range of 5.8-1.3 NTU often less than 5.0 NTU at filtration rate of 0.2m/h.

##### Colour:

The raw water colour recorded are in the range of 120-40Hu often less than 60 Hu while filtered water are in the range of 60-25 Hu often less than 30 Hu.

##### pH:

The raw water pH are in the range of 6.9-6.7 while the filtered water are in the range of 8.1-7.1, filtered water pH was always higher.

##### Temperature:

The raw water temperature are in the range of 33.0<sup>0</sup>-26.0<sup>0</sup>C while filtered water are in the range of 35-26.0<sup>0</sup>C always higher than raw water.

##### Conductivity:

The raw water conductivity are in the range of 42.0 - 31.4 Us while filtered water are in the range of 69.5-33.5 Us always higher than raw water.

#### 4.3 Chemical Quality:

The chemical quality parameters analyzed are Iron, Chloride, Alkalinity, and hardness.

##### Iron:

The raw water iron concentration are in the range of 0.7-0.1mg/1 while filtered water is <0.6mg/1. About 30% of reduction iron could be reported.

**Chloride:**

Raw water chloride are in the range of 22.0-10.0mg/l while filtered water is 30-10.0 mg/l always higher than raw water.

**Alkalinity:**

Raw water total alkalinity is in the range of 40.0-25.0mg/l while filtered water is 59.0-25.0mg/l, always higher than raw water.

**Hardness:**

Raw water total hardness is in the range of 22.0-6.0mg/l while filtered water is 24.0-8.0mg/l always higher than raw water.

**4.4 Bacteriological Analysis (Qualitative Analysis)**

Multiple Tube Test (MTT) method of analysis is used (MPN/100ML). There is overall reduction of coliform bacteria. It could be reported that there is coliform bacteria in filtered water, no presence of faecal coliform at 6/03/92 sampling is reckon with but could be chlorinated for safety. Even though there were presence of coliform bacteria, ripening period could be said was about 2 weeks where significant bacteria reduction was observed.

The above results are very encouraging, raw water quality is best in the dry season but then during rainy season when river is in floods and parameters like turbidity, colour, iron are high and other adverse parameters are expected to increase significantly, much work is envisaged.

**5. FUTURE TESTS:**

- Assessing the filter performance in the rainy season which may be influenced by higher raw water turbidities, colour, iron and other parameters.
- Flow rates may be changed due to turbidity loading levels.
- Determine turbidity removal levels under different HRF hydraulic loading rates.
- The pilot plant is planned to run for one year but will be maintained after test programme as demonstration project.

It is very interesting to note that villagers residing around the site are using treated water from the clearwater sump for consumption and river water for other domestic activities. It has been their only safe drinking water. Excess water is also used for vegetable gardening.

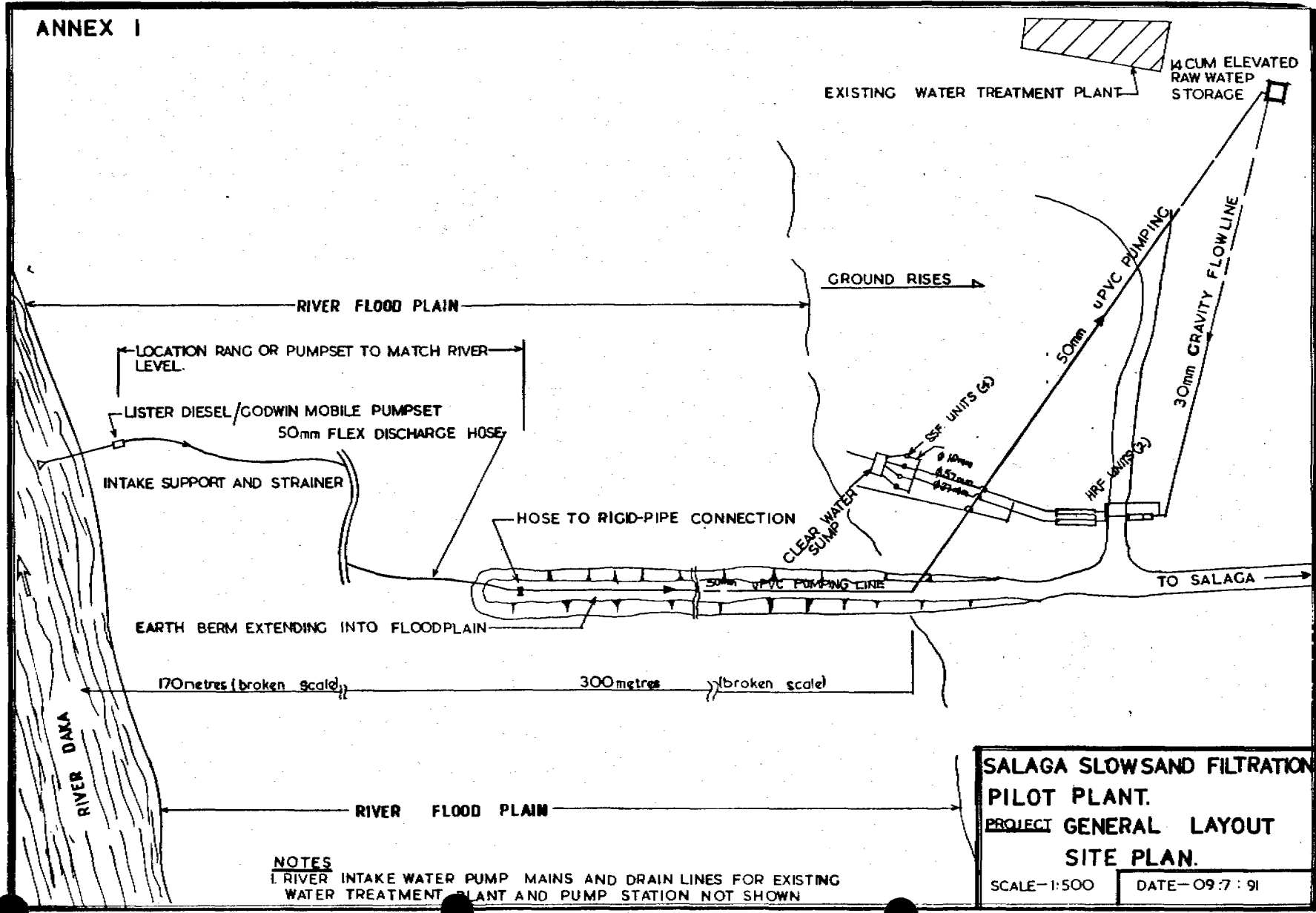


In conclusion SSF with roughing filtration as pretreatment will go a long way to help solve water problems in rural communities. Full scale plant implementation will be very soon.

#### REFERENCES

1. Work plan for Salaga Slow Sand Filtration Pilot Plant 11/1991  
L.H. Pierlot.
2. Damongo SSF Pilot Plant design  
L.H. Pierlot and D.K. Bampoh 1989
3. Horizontal-flow roughing filtration  
by Martin Wegelin 1986  
IRCWD, SWITZERLAND
4. Manual of design for  
Slow Sand Filtration  
American Water Work Association  
Research Foundation (1991)
5. Slow Sand Filtration  
for Community Water Supply  
Planning, design, construction  
Operation and maintenance TP 24  
JT Visscher, R. Paramasivam  
A Roman, and H.A. Heijnen 1987

ANNEX I

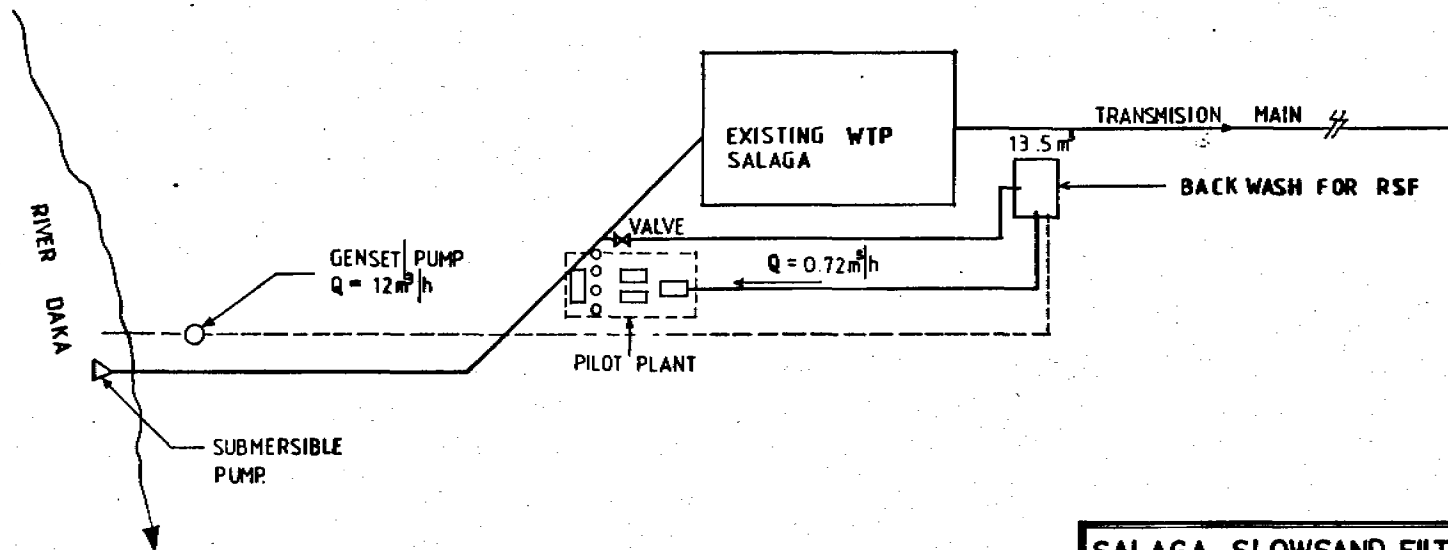


**SALAGA SLOWSAND FILTRATION  
PILOT PLANT.  
PROJECT GENERAL LAYOUT  
SITE PLAN.**

SCALE-1:500      DATE-09.7.91

**NOTES**  
RIVER INTAKE WATER PUMP MAINS AND DRAIN LINES FOR EXISTING WATER TREATMENT PLANT AND PUMP STATION NOT SHOWN

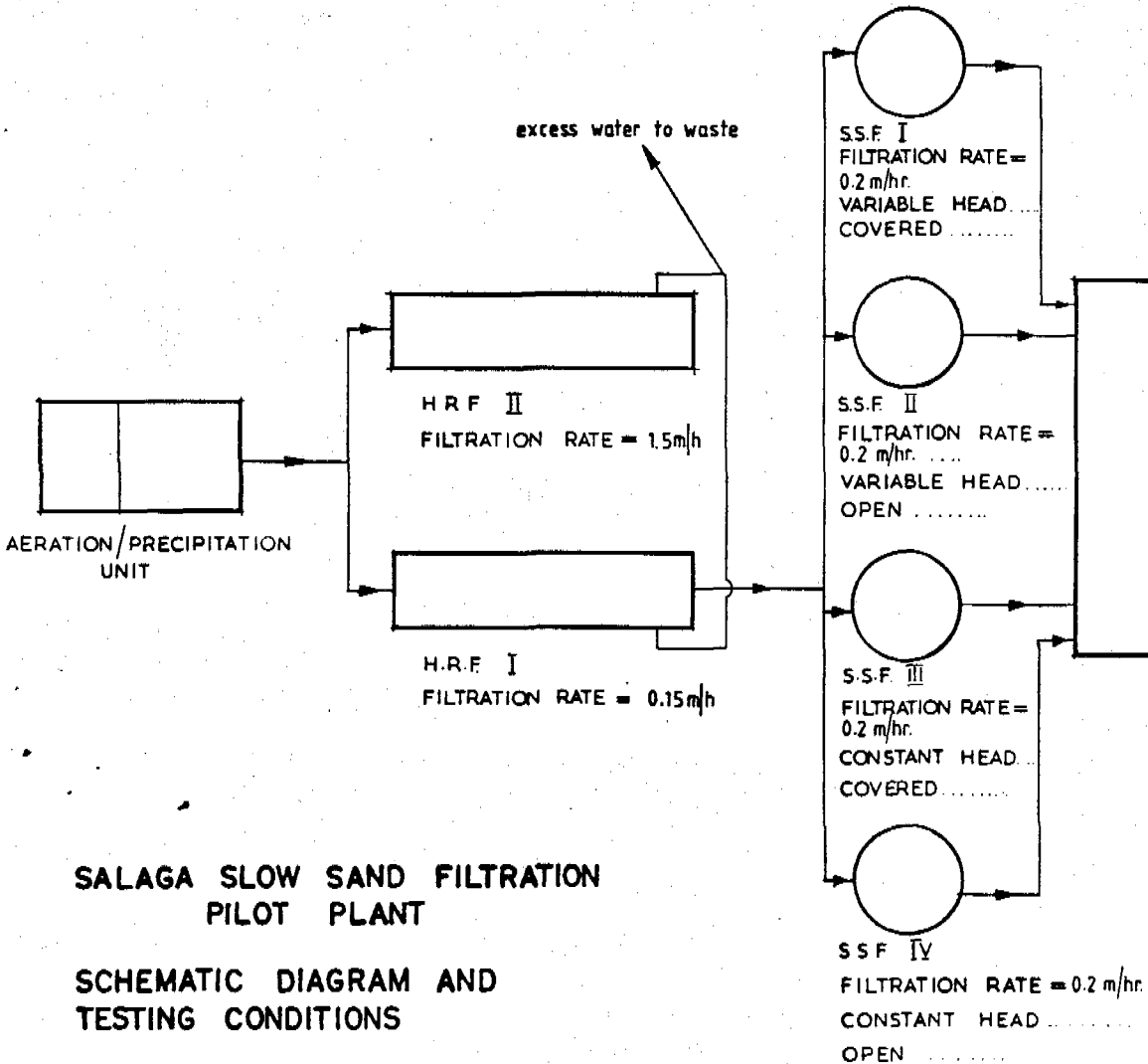
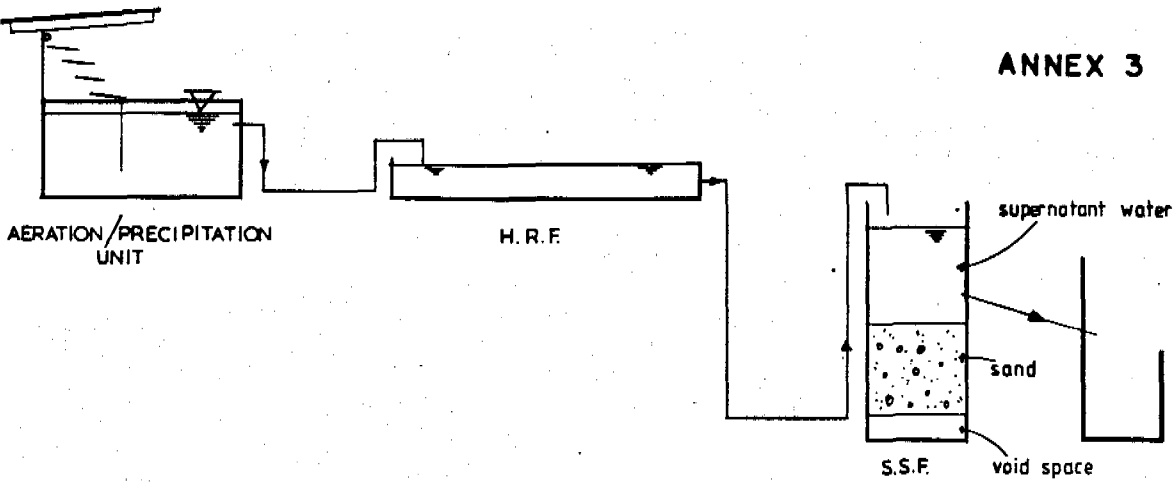
ANNEX 2



**SALAGA SLOWSAND FILTRATION  
PILOT PLANT.**

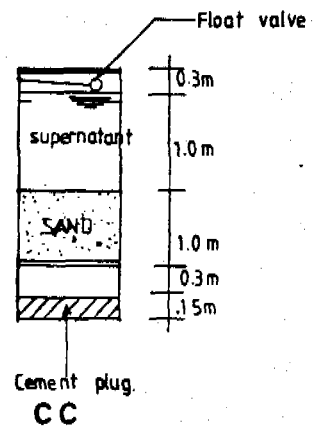
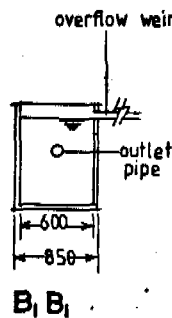
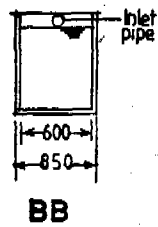
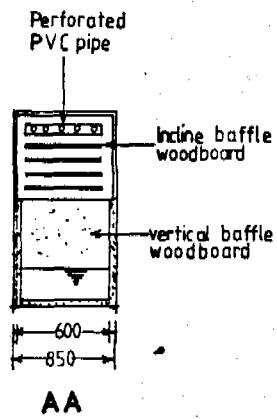
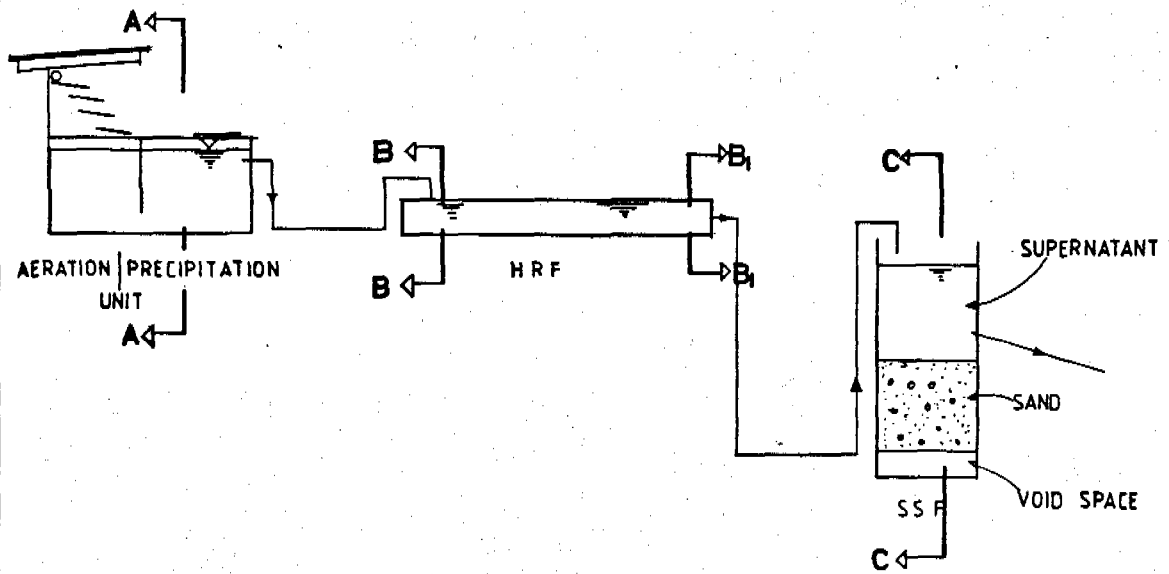
PROJECT SCHEMATIC LAYOUT  
OF SITE PLAN.

ANNEX 3



SALAGA SLOW SAND FILTRATION  
PILOT PLANT

SCHEMATIC DIAGRAM AND  
TESTING CONDITIONS



**SALAGA SLOWSAND FILTRATION PILOT PLANT.**  
 PROJECT **VERTICAL SECTION OF PLANT COMPONENTS.**

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Research, Development and Implementation of Roughing Filtration Technology in Peru**

Mauricio Pardón, PhD  
DelAgua-Perú  
Casilla Postal 2275, Lima 100

### **Zusammenfassung**

Im Rahmen des ländlichen Wasserversorgungsprogrammes in Peru, das aus den frühen 60'er Jahren datiert, wurden ungefähr 350 kommunale Langsamsandfilter-Anlagen gebaut. Mehrfache Auswertungen haben die Anfälligkeit und das Versagen dieser Filter-Anlagen bezüglich der Behandlung von getrübtetem Rohwasser aufgezeigt, was zur Verteilung von verunreinigtem Trinkwasser führte. Wissenschaftliche Untersuchungen haben in den späten 70'er Jahren die Kiesfiltrations-Technologie für die ländlichen Gemeinden als mehrstufige Aufbereitungsverfahren entwickelt und eingeführt. Bis heute stehen 21 Behandlungsanlagen in Betrieb, und aufgrund eines ausgedehnten Evaluationsprogrammes konnten wichtige Aspekte für die künftige Entwicklung und Anwendung dieser Technologie vorgeschlagen werden, wie z.B. die Rolle des biologischen Prozesses in den Kiesfiltern, der Filterreinigungs-Mechanismus sowie die Anwendung von vertikal und horizontal durchflossenen Kiesfiltern unter verschiedenen geographischen Bedingungen.

### **Abstract**

The rural water supply programme in Perú dating from the early 1960's has constructed around 350 communal slow sand filtration plants. Multiple evaluations have shown the vulnerability and breakdown of these SSF plants because of turbid source waters, leading to contaminated supplies. Research initiated in the late 1970's has developed, adapted and implemented roughing filtration technology for the rural communities as part of a multiple barrier approach. To date there are 21 treatment plants in operation, and an extensive evaluation programme has suggested key aspects for future development and improvement of the technology. Amongst these are the role of biological processes in the RF units, filter cleaning mechanisms, and the application of VRF and HRF to differing geographical conditions.

## Introduction - State of rural slow sand filtration plants in the early 1980's.

Perú has had a rural water supply programme operating since the beginning of the 1960's. Coverage however is still low running at about 20% of the rural population. It is estimated that 1500 to 2000 water supplies and around 350 slow sand filtrations plants have been constructed. It should be born in mind that together with India and Sudan, Perú has the biggest amount os small scale SSF systems in the world (See Figure 1).

A typical rural water treatment plant in Perú includes an abstraction box, a settler, two slow sand filters, a reservoir (pot chlorinators are always included in the design but seldomly installed), and a piped distribution system leading to single household yard-tap installations.

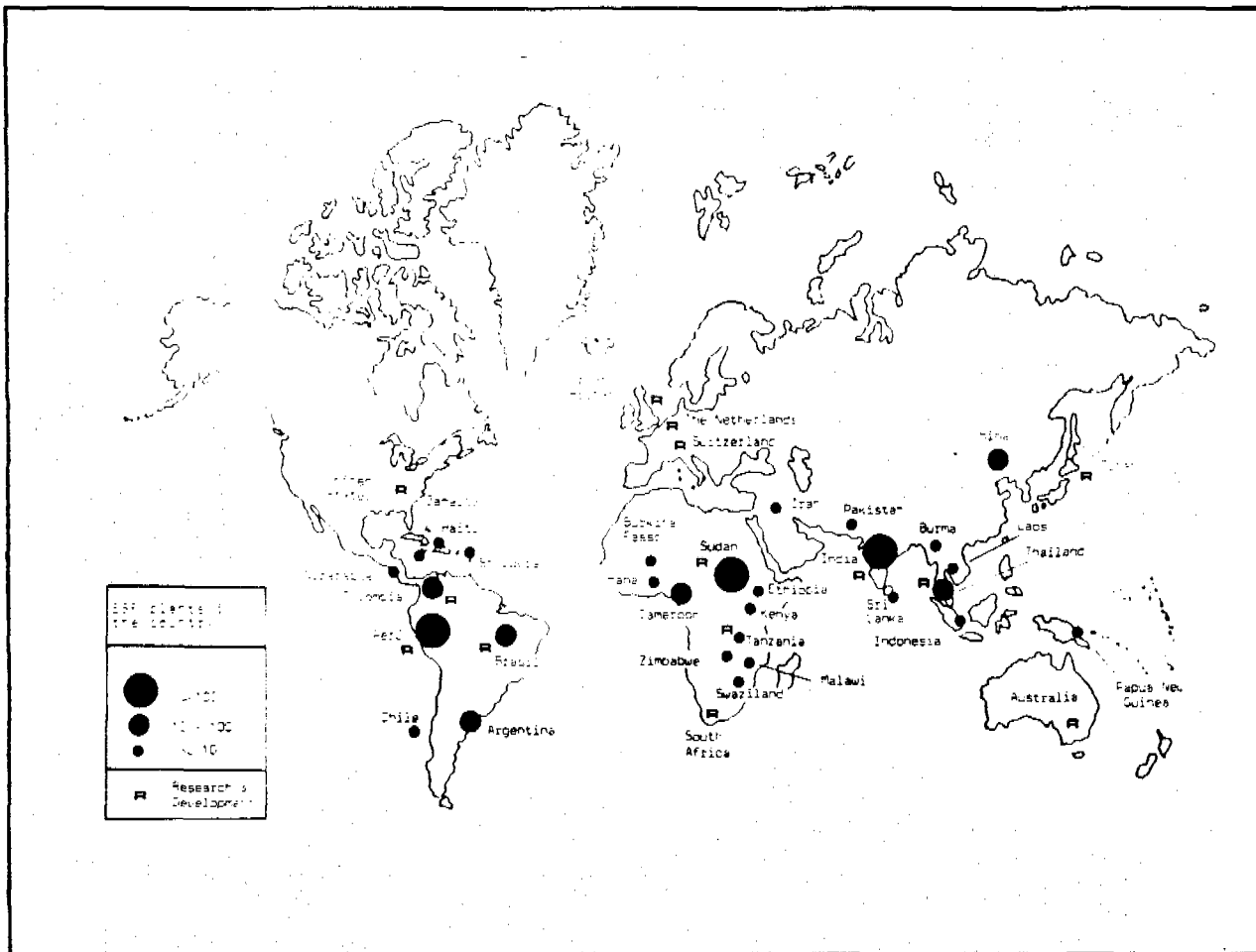


FIGURE 1: Distribution of slow sand filtration plants in small communities of developing countries. Source: Pardón, 1989.

During the period 1986-87 the Ministry of Health evaluated within its Water Surveillance Programme the state of all the 307 rural water supplies in the Central Region of the Country. Twenty eight of these schemes were slow sand filtration plants. The results demonstrated the failure of treatment plants. Not one system operated effectively, all supplied faecally contaminated water to the distribution systems, and 17 plants supplied grossly contaminated water with more than 50 Faecal Coliforms/100ml, posing a clear risk of waterborne disease. High turbidity recordings were indicative of the level of suspended solids to which the treatment plants were subjected.

A summary of the structural problems identified included: the inadequate quality of raw water sources with high contents of suspended solids during the rainy season and the inefficiency of the settler to pretreat the water to levels required by slow sand filtration; the inadequate design, construction, operation and maintenance of the slow sand filtration structures; and the incapacity of local administration committees to sustain both technically and financially services with such constraints. (Lloyd et al, 1991). This detailed work of the Ministry of Health confirmed what had been perceived and suggested before for the state of rural treatment plants around the whole country (CEPIS, 1980 and Cánepa, 1982)

#### **Research development and implementation of roughing filtration technology**

The state of SSF schemes had been a cause for concern for several years. It was conceived that the development and implementation of an adequate pretreatment process was pivotal to the rehabilitation and recovery of small community treatment plants. The pretreatment process adopted was roughing filtration and the introduction of this technology in Perú has undergone 3 well defined stages. A research stage which started in the second half of the 1970's. A development stage which started in 1984 and included the construction of pilot plants and their extended evaluation. The third stage has included the adoption since 1986 of the technology in National construction programmes which are currently underway.

Bench-mark events in each of these stages are identified in Table 1. The work has been a collective task. The Rural Sanitation Division of the Ministry of Health (DISABAR) articulated a participatory process which involved the communities and International and National Technical Cooperation Agencies, donor institutions, Universities and NGO's. Most certainly none of the stages have yet been closed.



**TABLE 1: Chronology of research, development and implementation activities of roughing filtration technology in Perú**

| ACTIVITY  | YEAR |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |   |
|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---|
|   | 1979 | 1980 | 1981 | 1982 | 1983 | 1984 | 1985 | 1986 | 1987 | 1988 | 1989 |   |
| <b>The Research Stage</b>   |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |   |
| 1. Preliminary experiments by CEPIS, test rig of La Atarjea (a).  | —    |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |   |
| 2. CEPIS publication "Modular plants for water treatment in small communities". First Spanish language comprehensive review and design manual introducing roughing filtration technology. |      |      |      | •    |      |      |      |      |      |      |      |   |
| 3. First collaborative research and development programme (b).  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |   |
| 3.1 Detailed in-situ evaluation of the surface water treatment plant of the rural community of Carhua.  |      |      |      |      |      | —    |      |      |      |      |      |   |
| 3.2 Research work in the test rig of La Atarjea.  |      |      |      |      |      | —    | —    |      |      |      |      |   |
| <b>The Development Stage</b>  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |   |
| 3.3 Design and construction of the Azpitia water supply scheme introducing VRF.   |      |      |      |      |      | —    |      |      |      |      |      |   |
| 3.4 Evaluation of Azpitia.  |      |      |      |      |      | —    | —    |      |      |      |      |   |
| 4. Second collaborative R&D and implementation programme (c).   |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |   |
| 4.1 Rehabilitation project of the water supply of the rural community of Cocharcas introducing HRF.   |      |      |      |      |      |      |      | —    |      |      |      |   |
| 4.2 Rehabilitation project of the water supplies of the communities of La Cuesta and Compin (HRF technology).   |      |      |      |      |      |      |      | —    | —    |      |      |   |
| 4.3 Extensive evaluation of the HRF technology.   |      |      |      |      |      |      |      |      | —    | —    |      |   |
| <b>The Implementation Stage</b>   |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |   |
| 5. Training courses for design engineers and sanitarians on roughing filtration technology.   |      |      |      |      |      |      | •    | •    | •    | •    |      |   |
| 6. Full scale rural water treatment plant rehabilitation programme in the north of Perú using HRF technology. (CARE and the Ministry of Health).  |      |      |      |      |      |      |      |      |      | —    | —    |   |
| 7. Construction of new rural water supply schemes incorporating HRF technology (DISABAR and CARE).  |      |      |      |      |      |      |      |      | —    | —    | —    | — |

NOTES:

- (a) La Atarjea is the Metropolitan Lima water treatment plant.
- (b) University of Surrey (funded by ODA), CEPIS (funded by GTZ), and DISABAR - Ministry of Health.
- (c) DelAgua (funded by ODA), IRCWD (funded by The Swiss Development Agency), CARE - Perú, and the Ministry of Health.

The first full scale roughing filtration plant constructed was a vertical down flow three staged structure. Subsequently the HRF schemes were actively promoted with the dissemination of design and construction manuals by IRCWD and an active collaborative programme conducted by this Institution in Perú. Extensive evaluation of the first prototypes have allowed engineers to adapt the technology to local conditions. The training given to design engineers led to new projects since the year 1987, and there are currently 21 roughing filtration plants operating. Nineteen of these plants are HRF structures, first used to rehabilitate existing treatment plants and subsequently included in new projects. For a detail on the chronology of the construction programme and the geographical distribution of the plants in Perú see Table 2 and Figure 2.

Basic technical information on the plants is hereforth provided. The design filtration velocities ranged from 0.3 to 1.0 m/h and the plant capacities ranged from 20 to 180 m<sup>3</sup>/day. Costs associated to this RF schemes have varied between 25 and 50 US\$/m<sup>3</sup>-day capacity, with an economy of scale for bigger schemes.

A typical first generation HRF structure is presented in Figure 3. It includes multiple stages of gravel sizes (20 - 5 mm) together with fast opening drainage gates for filter cleaning (designed to drain at velocities of 1 m per minute a wash water volume of around 1.3 m<sup>3</sup> per m<sup>2</sup> of filter bed).

The implementation of RF technology underwent an extensive evaluation programme. A brief discussion on the findings, both on the technology and on the improved strategies for the construction and O+M of water treatment plants in rural communities is presented

#### **Major findings and conclusions derived from the Peruvian experience**

a. The development of a staged programme for the implementation of roughing filtration technology has laid the foundations for the recuperation of treatment technology for small and medium size community water supplies in Perú. Roughing filtration is now pivotal and integral in rehabilitation programmes and essential in new construction projects. However, key additional elements feature with roughing filtration in the new strategic approach to treatment in small communities; they include:

- \* Continuous surveillance
- \* Protection of abstraction points and flow rate control
- \* Refurbishment of slow sand filters and improvement of filter outlet structures.
- \* Rehabilitation of distribution systems
- \* Training.

To round-up this process the author would strongly recommend the inclusion of hygiene education programmes to maximise the impact of the interventions.

- b. The roughing filters have proven to be effective in the protection of slow sand filter plants operating during rainy seasons with high loads of suspended solids in the raw water sources. However the episodes of high solids concentrations in streams of the coastal plain and highland areas of Perú can be extremely variable, to a degree where it would be uneconomic to design roughing filter structures to cater for every condition. The incorporation of roughing filtration stages does not imply that operation requirements for SSF can be minimised. It does imply that if properly operated the SSF process can have the necessary continuity in order to perform efficiently as a biological process.
- c. Hydraulic cleaning of roughing filters has been judged important by several authors as an alternative to manual excavation of the gravel beds (Pérez et. al., 1984; Lloyd et.al., 1986; Wegelin, 1986; Pardón, 1987; and Galvis, 1987).

To date there is no hydraulic cleaning mechanism for roughing filters known to the author which has proven efficient in the removal of solids deposits from the gravel beds.

A technique which incorporates high cleaning velocities and large volumes of wash water has been used on a vertical roughing filter with small confined chambers which has been operating for 5 years since 1985. Although the efficiency of the technique has not been conclusively tested, this preliminary evidence merits further research for its use in VRF type structures.

The technique was subsequently adopted for horizontal roughing filters. Because of the big dimensions of HRF structures, the approach complicated the design, construction and maintenance. The results obtained to date do not justify the complication introduced to the process and it should not be used further for HRF.

- d. Laboratory research provided important information on two aspects:
- i. The relatively low removal efficiency of small range particles (1-2µm) in the roughing filters.  
  
Deep penetration of small size particles into the SSF beds can occur calling for deep skimming practices.
  - ii. The presence of organic particulate matter in raw water sources and its removal in the gravel filter beds was demonstrated. It is postulated that the particulate organic matter deposits can promote biological activity in the gravel filter beds. The degree to which this biological activity will enhance the cohesion of solids deposits in the filter beds is an area for future research, but it is anticipated that it may have positive implications for the operation of roughing filters (longer filter runs, enhanced removal of particulates and micro-organisms) and negative implications for its maintenance (difficulties in cleaning by hydraulic discharge).

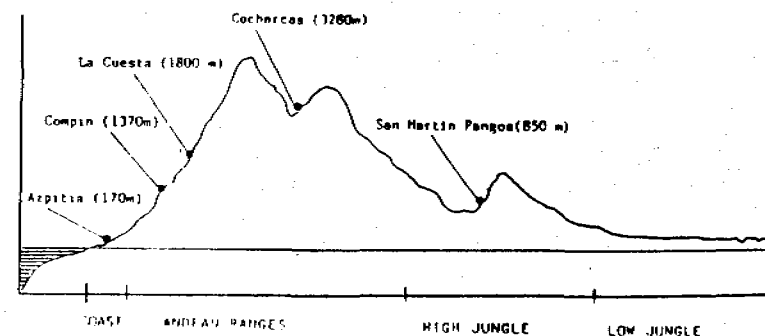
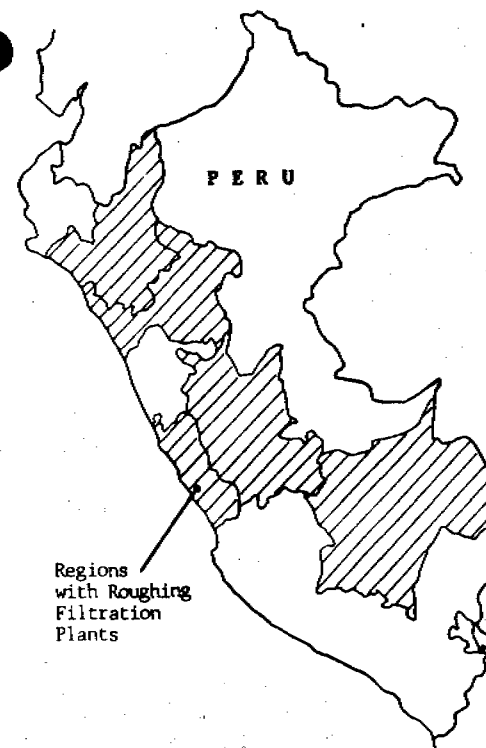
**TABLE 2: Chronology of interventions using roughing filtration technology in rural water treatment plants in Perú**

| YEAR | LOCALITY<br>DEPARTMENT               | PLANT<br>CAPACITY<br>(M <sup>3</sup> /D) | TYPE OF<br>INTERVENTION | ROUGHING<br>FILTERS,<br>DETAIL | FOLLOW UP<br>EVALUATION<br>(Months) |
|------|--------------------------------------|--|-------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|
| 1985 | Azpitia, Lima                        | 35                                       | N                       | 1 X 3 stage<br>VRF-d           | 15                                  |
| 1986 | Espachin, Lima                       | -  | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1986 | Cochercas, Junin                     | 100                                      | R                       | 2 X HRF                        | 15                                  |
| 1987 | La Cuesta, La Libertad               | 50                                       | R                       | 2 X HRF                        | 6                                   |
| 1987 | Compin, La Libertad                  | 180                                      | R                       | 2 X HRF                        | 6                                   |
| 1988 | Polien, Junin                        | 52                                       | R                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1988 | S.M. Pangoa, Junin                   | -  | R                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1988 | Vicos, Junin                         | -  | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1988 | Collambay, La Libertad               | 20                                       | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1988 | Cayanchel, La Libertad               | 20                                       | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1988 | Simbal, La Libertad                  | 180                                      | R                       | 2 X HRF                        | 3                                   |
| 1988 | Plaza Pampa,<br>La Libertad          | 30                                       | N                       | 2 X HRF                        | 3                                   |
| 1989 | Chacoma, La Libertad                 | 21                                       | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1989 | Conra, La Libertad                   | 39                                       | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1989 | Pueblo Nuevo,<br>La Libertad         | 42                                       | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1989 | Aza, Junin                           | 95                                       | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1989 | San Antonio Alto<br>Pichanaki, Junin | 85                                       | N                       | 2 X VRF                        |                                     |
| 1989 | Quichos, Junin                       | -  | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1989 | Tome-Aurora, Junin                   | 60                                       | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1989 | SOTAPA, Apurimac                     | 45                                       | N                       | 2 X HRF                        |                                     |
| 1989 | Huambocancha Baja,<br>Cajamarca      | -  | N                       | 2 X HRF                        |                                     |

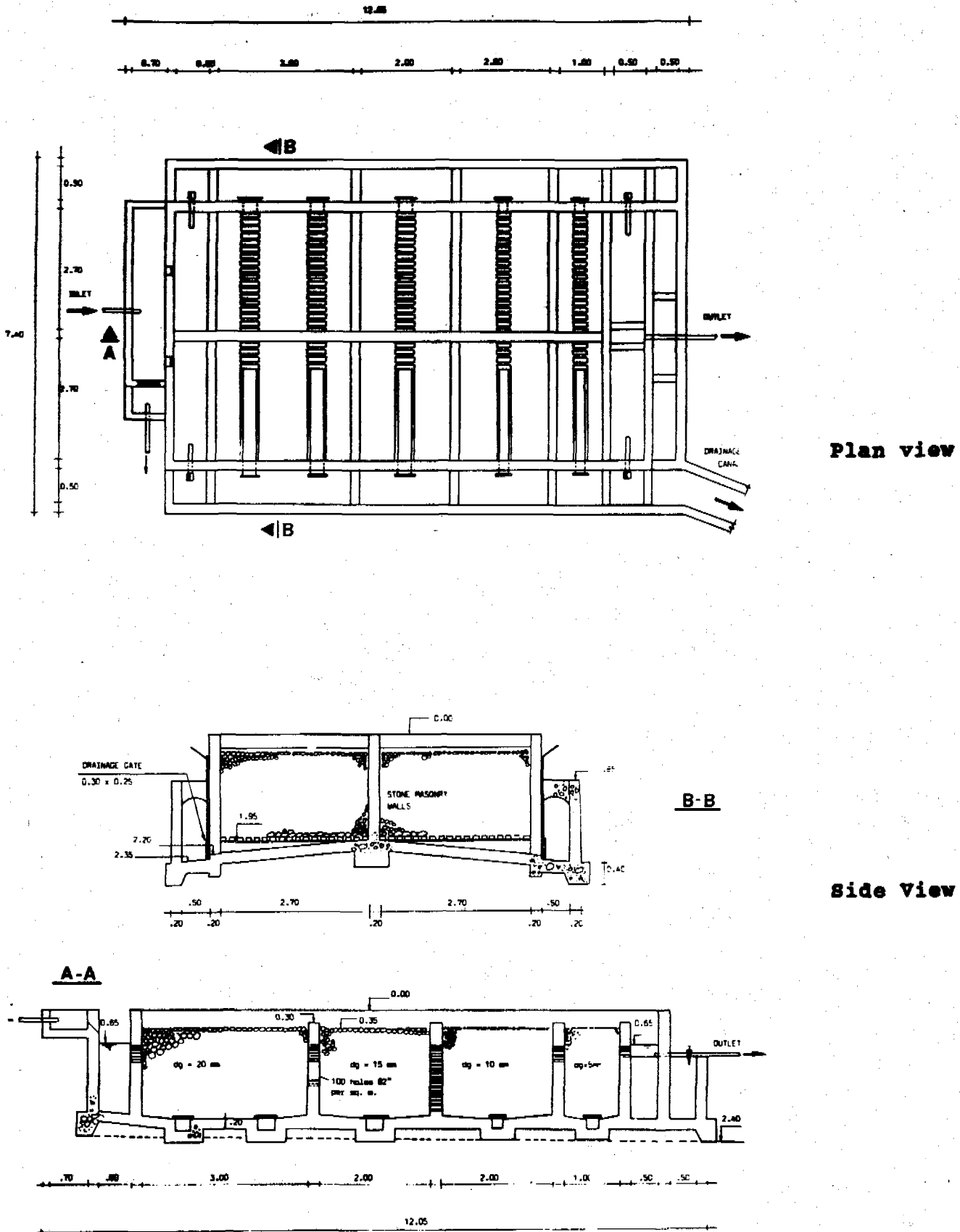
Information available up to January 1989

N = new water supply scheme  
R = rehabilitation of existing treatment plant  
HRF = Horizontal Roughing Filter  
VRF = Vertical Roughing Filter

PACIFIC  
OCEAN



**FIGURE 2: Geographical distribution of Roughing Filtration Plants in Perú. The sketch profile of the Country shows some selected plants and their distribution along a range of altitudes. (Information available to 1991).**



**FIGURE 3:** Typical first generation Horizontal Roughing Filter structure constructed in Perú. Source: Pardón, (1989)

**REFERENCES**

**CANEPA, L.** (1982) Investigación N° 3. Filtros de arena en Acueductos Rurales. DTIAPA Project - CEPIS/PAHO, Perú

**CEPIS** (1980) Abastecimiento de agua a la población rural del Perú. Situación Actual. DTIAPA Project. Perú.

**GALVIS, G. VISSCHER J.T.** (1987) Participación y perspectivas de la Universidad del Valle en el Desarrollo del Proyecto de Filtración lenta en arena. Proceedings of the International Seminar on Simple Water Treatment Technology ACODAL, Colombia

**LLOYD, B. et. al.** (1991) Surveillance and Improvement of Peruvian drinking Water Supplies. DelAgua/Robens Institute. Great Britain.

**PARDON, M.** (1987) Proyecto de abastecimiento de agua de la comunidad rural de Azpitia. Consideraciones, desarrollo y evaluación de un sistema de tratamiento de agua que implementa la filtración gruesa de flujo vertical en grava. Thesis, National University of Engineering. Perú.

**PARDON, M.** (1989) The treatment of turbid water for small community supplies. PhD Thesis, University of Surrey. Great Britain.

**PEREZ, J. et al** (1989) Informe preliminar de la investigación sobre prefiltros de grava. CEPIS/PAHO. Perú.

**WEGELIN, M.** (1986) Horizontal Flow Roughing Filtration (HRF). Design, Construction and Operation Manual. IRCWD. Report N° 06/86. Switzerland.

**ACKNOWLEDGMENTS**

As mentioned in the text, the 15 years of work summarized in this Paper have entailed a collective effort. With excuses for any involuntary omission the author wishes to mention the following Institutions for their active participation in the process: The Peruvian Ministry of Health through its Technical Directorate of Environmental Health and the Directorate of Basic Rural Sanitation (DISABAR), the United Kingdom Overseas Development Administration, The DelAgua Organization, the Pan American Centre for Sanitary Engineering and Environmental Sciences - CEPIS/PAHO/WHO, the University of Surrey, the International Reference Centre for Wastes Disposal - IRCWD/EAWAG, CARE - Perú, GTZ, The Development Corporation of La Libertad - Perú, and the International Institute of Culture Affairs. Special recognitions are due to the people of the rural communities who participated in the multiple stages of the Programme.

*DelAgua is a Non Governmental Organization based in Perú and in the United Kingdom concerned with the improvement of drinking water quality in developing countries. For further information contact:*

Mauricio Pardón, PhD  
Casilla Postal 2275  
Lima 100 - Perú  
Telf. & Fax (5114) 36-8199

Barry Lloyd, PhD  
University of Surrey  
Guildford, Surrey GU2 5 XH  
United Kingdom  
Telf. (44 483) 300800  
Fax (44 483) 503517

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **The Treatment and Operational Performance of Roughing Filters in Tanzania**

Dr. T.S.A. Mbwette

Senior Lecturer in Environmental Engineering,  
University of Dar es Salaam, Tanzania

### **Zusammenfassung**

In diesem Artikel werden Behandlung und operationelle Leistung von 3 Horizontal-Kiesfilteranlagen sowie extrapolierte Daten einer Pilotanlage in Tanzania präsentiert. Die hier dargestellten Studien wurden an der Universität von Dar es Salaam zwischen 1989 und 1991 durchgeführt. Farbe, Trübung und Fäkalkoliforme wurden um 77-28%, 60-40% und 97-66% reduziert. Mit Ausnahme der intermittierend betriebenen HRF-Anlage kann sich die Leistung gut vergleichen mit den in der Literatur angegebenen Daten. Die Studien haben gezeigt, dass sozio-ökonomische und technische Faktoren, verbunden mit dem Verhalten, der Art der Wasserzins-Bezahlung, der Gesundheitserziehung, der Kenntnis der neuesten Richtlinien und der generellen Motivation des Wasserwerkpersonals wichtige Faktoren im erfolgreichen Betrieb und Unterhalt von HFR-Anlagen sind.

### **Abstract**

In this paper, the treatment and operational performance of three full-scale Horizontal-flow Roughing Filter plants and extrapolated data from one pilot plant in Tanzania are described. The studies reported were conducted by the University of Dar es Salaam between 1989 and 1991. Mean apparent colour, turbidity and faecal coliform removals of 77-28%, 60-40% and 97-66%, respectively were observed. With the exception of the intermittently operated HRF unit, the performance compares favourably with data reported from elsewhere in the literature. The studies showed that socio-economic and technical factors associated with attitudes, revenue collection mechanisms, health education, awareness of up-to-date guidelines and the general motivation status of the caretakers are important factors in ensuring successful operation and maintenance of HRF plants.



## 1. INTRODUCTION

The History of the utilization of Roughing Filtration (RF) and specifically Horizontal flow Roughing Filters (HRF) in drinking water treatment plants in Tanzania dates back only about a decade ago (1). To date, its application is somehow still confined to rural (small scale) plants. This means that even the big rural water supply schemes provided with Slow Sand Filters (SSF) without any form of pretreatment some years back are yet to adopt this simple bio-physical system of Roughing Filters. The main reasons for the latter are largely financial and not the lack of the technical know how and experience.

The first studies on the performance of SSF in Tanzania reported very poor performances largely emanating from the unusually short filter run times experienced (2). Fig. 1 shows some locations with problematic/abandoned SSF in Tanzania. A subsequent study conducted by the University of Dar es Salaam (UDSM) on the quality of surface waters (i.e. rivers, streams, Lakes) in Tanzania indicated that the majority would need pre-treatment prior to Slow Sand Filtration (3). Other SSF constructed with chemical pre-treatment were also later reported (4) to be facing problems of short filter run times of different natures. These were the Igombe treatment plant in Tabora and the Handeni Trunk Main treatment plant in Tanga region (See Fig.1.).

After carrying out laboratory studies with different simple pre-treatment systems at UDSM it was established that RF represented the most reliable option (5). However, both the HRF and the Downflow Roughing Filters (DRF) were found to have performed equally well. Subsequent field tests with HRF validated the Laboratory findings (1) and hence between then and now, three HRF/SSF plants have been constructed in Tanzania (see Fig.1).

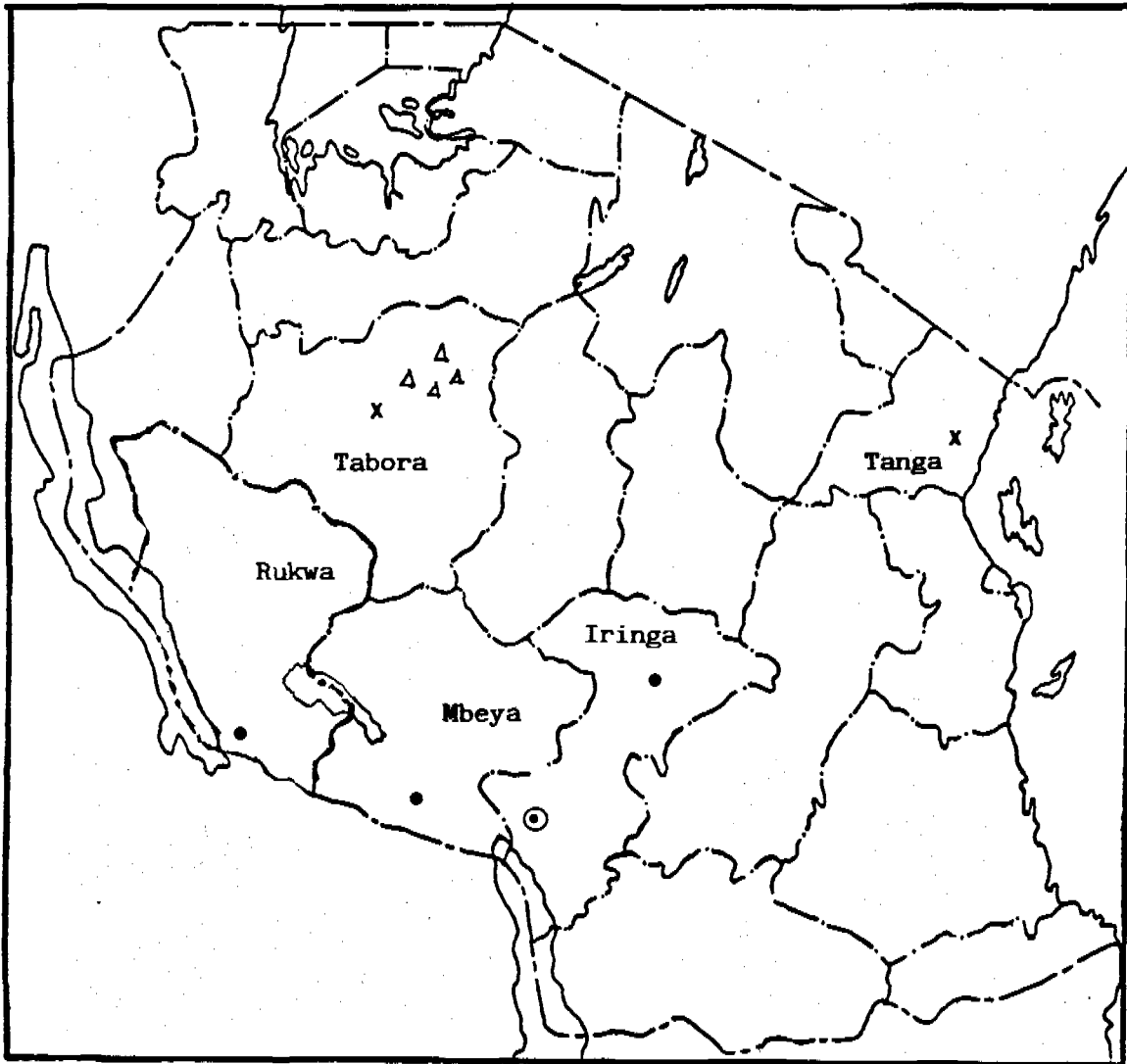


Fig.1 The Location of the HRF and SSF plants in Tanzania

Legend:

- Existing HRF/SSF plants
- ⊙ HRF pilot plant
- x Chemically pretreated SSF plants
- △ Abandoned SSF plants

Due to the relatively high capital costs of constructing both the HRF and SSF, since 1990, two studies have been/are being carried out by UDSM to assess the suitability of HRF as a sole filtration unit. To date, the results of the study are very encouraging. This work is still on-going and is due to be concluded towards the end of 1992. The main interest in such studies has originated from the establishment of the immense ability of RF to improve both the physical and bacteriological quality of water (6).

## 2. MAIN DESIGN CHARACTERISTICS OF THE PLANTS

The main design characteristics of each of these plants were affected by the historical refinements of the provisional design guidelines for HRF. This basically meant that the older the plant, the less unlikely it was to benefit from the new design criteria. However, an additional factor which limited design flexibility was the ownership. The Tagamenda HRF unit suffered from budget limitations which led to the construction of only one unit instead of a least two, no provision of underdrainage pipes and operation at declining rate due to inability to construct a feeder tank upstream of the HRF unit. To a large extent the budget constraint was a major problem during the execution of this project. One will also note that the filter media provided were guided very closely by the provisional design guidelines applicable at that time.

Table.1 gives a complete summary of the main design features of both the HRF and SSF units of the three main drinking water treatment plants under discussion. The layout plan and longitudinal section of the HRF units of each of the three plants are given elsewhere (7,8,9). The original design drawings of the Mlangali plant (8) indicates that one of the HRF units was to be provided with a perforated pipe system

Table 1. The Main Characteristics of the HRF/SSF Treatment Plants.

| FEATURE   | KASOTE                         | MLANGALI                             | TAGAMENDA                                      |
|---|--------------------------------|--------------------------------------|--|
| 1. Location                                     | . 80 Km. from Sumbawanga town. | . 40 Km. from Municipality of Mbeya. | . Within the periphery of Iringa Municipality. |
| 2. Ownership                                    | . Villagers of Kasote          | . Villagers of Mlangali              | . TANESCO (private)                            |
| 3. Commissioned                                 | . 1985                         | . 1989                               | . 1984   |
| 4. Funding                                      | . NORAD/Tanzania Govt.         | . DANIDA/Tanzania Govt.              | . TANESCO                                      |
| 5. Water Source                                 | . River Kapondwe               | . River Msimbizi                     | . River Little Ruaha.                          |
| 6. Design capacity (m <sup>3</sup> /d)          | . 150.6 (2001)                 | . 86.4 (2004)                        | . 50.1 (2002)                                  |
| 7. Operation mode                               | . Continuous (hydram)          | . Continuous (Gravity)               | . Declining rate (Pumped)                      |
| 8. Number of Units                              | . 2 HRF and 2 SSF              | . 2HRF and 2 SSF                     | . 1 HRF and 1 SSF                              |
| 9. HRF media length (m)                         | . 12.0                         | . 9.0                                | . 7.95   |
| 10. Coarse, medium and fine media diameter (mm) | . (32-16), (16-8) & (8-4)      | . (25-15), (15-7) & (6-4)            | . (50-30), (30-15) & (15-1)                    |
| 11. Design HRF rate (m/h)                       | . 1.0                          | . 1.0                                | . < 2.0  |
| 12. HRF underdrange system                      | . Perforated pipes             | . Perforated pipes                   | . None   |
| 13. Design SSF rate (m/h)                       | . 0.2                          | . 0.1                                | . < 0.2  |
| 14. SSF media d <sub>eff</sub> (mm)             | . 0.25                         | . 0.25                               | . 0.20   |

while the other was to have a false bottom or U - concrete blocks underdrainage. Up to now it has not been possible to establish whether or not the design was changed to perforated pipes in both HRF units. When this is ascertained, it will be much easier to assess its treatment performance. Part of the problem of lack of this information was caused by the sudden death of the construction engineer. At the time of his death, no as-built drawings were available for this plant.

The investigations on the suitability of the use of HRF as a sole filtration unit were carried out at Wanging'ombe water project intake site in the South of Tanzania (6). The pilot plant used had a cross sectional area of about 1.0 m<sup>2</sup>, total media length of 3.8m. and the media diameter ranged from 63 to 4 mm in three different fractions.

### 3. TREATMENT PERFORMANCE

The treatment performance of the HRF units of the three plants will be compared on the basis of the two to three months of intensive data collection done at each plant. Regarding the sole filtration plant, the data presented will be for the duration of analysis of one year and extrapolated to a full scale HRF of total media length of 12.0 m. The data for all the four plants is presented in Table 2.

From the summary of the results of treatment performance based on turbidity, apparent colour and faecal coliform; it can be observed that:

- The mean turbidity removal of the HRF unit was in the range of 60 - 40%.
- The mean apparent colour removal of HRF observed was in the range of 77 - 28%.

The mean bacteriological quality removal of HRF observed lies in the range of 97 - 66%.

Table.2 Treatment Performance

| Plant   | Parameter                          | Mean/Average<br>HRF Inlet | Mean/Average<br>HRF Outlet | %<br>Removal | Remarks                                    |
|---|------------------------------------|---------------------------|----------------------------|--------------|--|
| 1. Kasote   | . Turbidity (JTU)                  | 50 (300-5)                | <5*(7.5- 5)                | -            | * <5 JTU, Not detectable                   |
|   | . Apparent Colour<br>(mg.Pt./l)    | 9.2 (20-5)                | 5.4 (10-5)                 | 41.3         | -  |
|   | . Faecal Coliforms<br>(No./100 ml) | 175 (260-85)              | 7**(27-2)                  | 96           | ** Excluding 24/02/90 data                 |
| 2. Tagamenda<br>(After Rehabili-<br>tation)                     | . Turbidity (NTU)                  | 45.4(78-25)               | 26.9(52-9)                 | 40.7         | -  |
|   | . Apparent colour (mg.pt/l)        | 134*( > 150-125)          | 97(150-80)                 | 27.6         | *Assume that >150 = 175                    |
|   | . Faecal Coliforms<br>(No./100 ml) | 640(3300-150)             | 215(760-20)                | 66.4         | -  |
| 3. Mlangali   | . Turbidity (NTU)                  | 230 (780-43)*             | 103 (330-17)               | 55           | * 14.2.91, Intake after<br>rain = 2690 NTU |
|   | . Apparent Colour (mg.Pt./l)       | 189.2 (400-25)            | 66.2(250-15)               | 65           | -  |
|   | . Faecal coliforms (No/100ml)      | 1144 (8200-30)            | 149 (580 - 0)              | 87           | -  |
| 4. Wanging'ombe<br>HRF pilot<br>(Extrapolated to<br>full scale) | . Turbidity (NTU)                  | 41.7 (170-2)              | 16.7 (127-2)               | 60           | -  |
|   | . Apparent colour (mg.pt./l)       | 69.6(>150-35)             | 16.3 (41-2)                | 77           | -  |
|   | . Faecal Coliforms<br>(No./100)    | 79 (280 - 1 )             | 2 (8 - 0)                  | 97           | -  |

Note: Figures in brackets ( a - b ) = Ranged from "a" to "b".

The impurities removal levels observed in the four plants are comparable to the treatment performances reported in literature (4,10,11,12). The HRF filtrate quality is dependant on the quality of the inlet water to the HRF. A close examination of the results also shows that the plants seem to have benefitted differently from the historical refinements of the design guidelines especially when the treatment performance of the Tagamenda plant is compared to Mlangali or the Wanging'ombe full scale results. However, apart from this, the operation of HRF plants intermittently does not seem to favour the improvement of the bacteriological quality in the HRF units.

From the results, its true that of the four plants described, Mlangali seems to be receiving the worst inlet water quality (both in terms of turbidity and bacteriological quality) and hence suffers from the shock loads which might later on call for installation of a settling tank with lamella plates upstream of the HRF largely for use during the rainy season. This concept of multi-barrier treatment would suit this plant if its established that the underdrainage system built did not include the false-bottom floor type which can also bring about short-circuiting if not properly designed. Of the four treatment plants reported in this paper, experience with the Tagamenda plant after rehabilitation showed that the type of gravel installed in the HRF unit were not sufficiently inert (9). As a result of their being partially dissolved during the flow of water, the total hardness was found to increase in the HRF filtrate. While the mean HRF inlet total hardness was 17.4 mg CaCO<sub>3</sub>/l, the same was observed to be 27.3 mg CaCO<sub>3</sub>/l in the HRF filtrate. In this case, the mean HRF hardness removal was observed to be about -57%. Therefore, although there was a net increase in the total hardness, the filtrate still remained relatively soft (i.e. less than 50 mg CaCO<sub>3</sub>/l). Subsequent laboratory identification of the mineralogical composition of the gravel showed that the hardness could

either have been caused by the weathering of the Calcium alkaline volcanic rocks of which the media was made or by the hydrolysis of Feldspars contained in the gravel.

In general, with the exception of the Tagamenda plant, the treatment performance of the HRF plants was comparable to the Vertical Flow Roughing Filters (VRF) reported in literature (11,12) inspite of handling much worse inlet water quality. Therefore the judgement of suitability of one or the other type of RF should be on the basis of both the treatment ability under critical inlet water quality and the cleaning efficiency under the state of maximum bio-chemical activities in the filter bed in the longrun.

#### **4. OPERATION AND MAINTENANCE CONSIDERATIONS**

This is discussed separately for each of the three main water treatment plants. To start with, general operational experiences are discussed prior to reviewing the caretakers training and motivation status. The role of the bodies responsible for overseeing the operation of the HRF/SSF plants is also briefly reviewed.

##### **4.1 Tagamenda Plant**

The absence of the underdrainage system in the HRF unit is a very serious design omission which although was to some extent a result of historical reasons has to be redressed soon. Otherwise, the operational assumption in the longterm will be that of taking out the media for cleaning when its completely blocked. The intermittent operation of the HRF unit is not a very favourable pattern as it interferes with the development of bio-chemical processes and might even lead to anaerobic conditions in the filter bed during the period when the HRF is non-operational. For this plant, the period of non-operation of the HRF unit was about 20 hours per day.



Interviews with the villagers indicated that neither the willingness nor ability to pay were of any notable influence on the failure of the village water committee to collect the revenue. The plant has continued to be operational without any serious technical problems to date. This to some extent is testimony to the resilience of this system (HRF/SSF) against improper care even under such adverse operational conditions.

#### 4.3 Mlangali Plant

At the time of the study (8), the plant had three caretakers. While two of them were still paid their salaries from the Regional water office, one of them was being paid by the villagers contributions to the water fund. As the participation of the regional water office in operation of this plant was about to end, one of the main fears of both the caretakers and the villagers was the inability of the water committee to raise enough funds for at least two caretakers salaries and for minor replacements like valves in future. Already the village was finding it difficult to pay the one caretaker of the plant in spite of their very obvious ability to support this from their earnings. One can never be sure whether what was responsible for the apparent failure to collect money was the mechanism employed by the village water committee or the attitude of the villagers. Generally, the villagers lacked an acceptable knowledge of health education which could make them realize the usefulness of good water quality instead of quantity alone. The regional and district water offices would have to prepare the village for the eventuality of bearing the modest costs of running the plant on their own.

Inspite of attending a two weeks training seminar in September 1985 on the HRF/SSF plants, the plant caretaker was found to be deficient in the knowledge of declining rate of operation of the plant. The tendency of getting no actions/responses from the TANESCO management on a number of the requests for routine maintenance funds was found to have had somehow deflated the plant caretaker's morale. Otherwise the operator displayed a very good basic understanding of the HRF/SSF plants.

#### 4.2 Kasote plant

Although the plant was provided with two caretakers who were trained in 1985 at Iringa and subsequently brought to the plant to check how well they could apply their knowledge at Kasote, at the time of the study (7), both had stopped attending the plant. The main reasons for this were the following:

- (i) Their exemption from public duties was not a sufficient precondition for their continued attendance of the plant.
- (ii) The failure of the village water committee to collect revenue for the payment of token allowances to the caretakers meant that economically they had no motivation for their continued operation of the plant.

Inspite of stopping to carry out their duties, the two caretakers remained in the village and even expressed their willingness to return to work should the situation be redressed in future. A retired civil servant who lived next to the plant volunteered to run the HRF/SSF plant during the time of the study (7). However, the villagers attitude to the plant was very positive and responsive when requested to participate in plant routine maintenance like cleaning the inlet water canal or the treatment plant surroundings.

**5. OPERATIONAL SUCCESS AND SUSTAINABILITY REQUIREMENTS OF HRF PLANTS**

From the foregoing discussions, to ensure continued operation and maintenance of HRF plants over a long period, the following should be observed:

- 5.1 The guidelines used for the design of HRF have to be acceptable and as up to-date as far as possible in order not to miss out any important design considerations.
- 5.2 The caretakers participation in successful operation of a HRF plant is dependent on the degree of support which is offered by the body to which they are immediately answerable.
- 5.3 The caretakers have to be well trained in special HRF operational skills, motivated and sufficiently remunerated in order to perform well. For example from the studies reported its clear that exemption from participation in public duties is not a sufficient condition to ensure continued motivation of the caretaker.
- 5.4 Ability and willingness to pay for operation and maintenance of HRF plants coupled with a reasonable knowledge of health education can ensure success of operation of HRF plants

**6. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS**

To ensure successful treatment and operational performance of HRF plants, the following conclusions and recommendations are made:

- 6.1 Design of intermittent operation of HRF should not be encouraged as its likely to interfere with its bio-chemical

purification mechanisms. Therefore, the Tagamenda plant should be provided with a feeder tank upstream of the HRF to avoid this problem.

- 6.2 There is a need to tie-up the responsibility for collection of revenue for operation and maintenance of HRF plants to the local government (District level) by-laws in order to ensure success of the exercise. Experiences reported in this paper point out to the need of such a backing in future.
- 6.3 The treatment performance of HRF plants has been proven to be good even under intermittent operational conditions. While the physical removal of impurities in HRF is good, the improvement of bacteriological quality has been found to be exemplary in most cases.
- 6.4 Proper design of the underdrainage systems of HRF is necessary in order to ensure that no chance of short-circuiting is allowed.
- 6.5 The first indications are that for certain inlet water qualities, one can safely apply HRF as a sole filtration unit in rural areas of developing countries.

#### REFERENCES

1. Mbwette, T.S.A. and Wegelin, M., "Slow Sand Filter Research Project", Research report No.3, University of Dar es Salaam, Tanzania, 1982.
2. Broconsult AB, "Rural Water Quality Programme in Tanzania", Final Report, Taby, Sweden, August 1978.
3. Wegelin, M. and Mbwette, T.S.A., "Slow Sand Filter Research Project", Research report No. 1, University of Dar es Salaam, Tanzania, 1980.

4. Mbwette, T.S.A, "Horizontal Flow Roughing Filters for Rural Water Treatment in Tanzania", M.Sc. dissertation, University of Dar es Salaam, Tanzania, 1983.
5. Wegelin, M. and Mbwette, T.S.A., "Slow Sand Filter Research Project", Report No. 2, University of Dar es Salaam, Tanzania, 1980.
6. Adegboyega, O.A., "The Suitability of Horizontal Flow Roughing Filtration As a Sole Treatment Process in Rural Water Treatment Plants", M.Sc. dissertation, University of Dar es Salaam, 1990.
7. Awe, H.A.F., "An Evaluation of the Treatment Performance and Operation of the Horizontal Flow Roughing Filters/Slow Sand Filters of Kasote Water Supply Scheme", M.Sc. dissertation, University of Dar es Salaam, Tanzania, 1990.
8. Bayaga, J.L.M., "An Evaluation of the Mlangali Horizontal Flow Roughing Filter/Slow Sand Filter Water Treatment Plant", M.Sc. dissertation, University of Dar es Salaam, Tanzania, 1991.
9. Kariuki, A.W., "An Evaluation of the TANESCO." Tagamenda Horizontal Flow Roughing Filter & Slow Sand Filter Water Treatment Plant", M.Sc. dissertation, University of Dar es Salaam, Tanzania, 1991.
10. Wegelin, M., "Roughing Filters For Surface Water Pretreatment", *Pre-prints, Timeless Technology for Modern Applications: Slow Sand Filtration Workshop*, Durham, New Hampshire, USA, 1991.
11. Galvis, G., Visscher, J.T. and Lloyd, B.J., "Overcoming Water Quality Limitations With The Multi-barrier Concept, A case Study From Colombia", *Pre-Prints, Timeless Technology for Modern Application Slow Sand Filtration Workshop*, Durham, New Hampshire, USA, 1991.
12. Wegelin, M., Schertenleib, R. & Boller, M., "The decade of roughing filters - development of a rural water-treatment process for developing countries", *J. Water Supply, Research & Technology*, Vol, 40, No. 5, pp. 304 - 316, 1991.

"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"  
Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **The Application and Observation of Horizontal-Flow Roughing Filtration in Rural Water Plants in China**

**Xu Xiangkuan, Shentu Hang, Wang Mingdi, He Shengliang**  
Zhejiang Health and Anti-epidemic Station, Laozhedazhilu No. 17,  
Hangzhou 310009, P.R. China

**Zhu Anli**  
Zhejiang Provincial Science and Technology Commission,  
Huanchengxi No. 19, Hangzhou 310007, P.R. China

### **Zusammenfassung:**

Seit 1988 wurden drei Demonstrations-Filteranlagen in ländlichen Gebieten von Zhejiang, China, gebaut. Um die Anlagen den lokalen Bedingungen anzupassen, wurden einige Anpassungen am Drainagesystem, an den Zu- und Abflusskammern, dem Absetzbecken und der schnell öffnenden Klappe vorgenommen. Die zweijährige Betriebszeit zeigte gute Resultate für die Horizontal-Kiesfiltration. Horizontal-Filtration kombiniert mit Langsamsandfiltration ist ein geeigneter Prozess zur Aufbereitung von Oberflächenwasser zu Trinkwasser. In diesem Artikel werden auch die Vorbehandlungs-Effizienz von Horizontal-Kiesfiltern, die Faktoren, welche die Horizontal-Kiesfiltereffizienz beeinflussen, die Rolle des Absetzbeckens, die Effizienz der Wasserbehandlung von Langsamsandfiltern sowie wirtschaftliche Aspekte des Horizontalfiltrations-Prozesses diskutiert.

### **Abstract:**

Since 1988, three HRF/SSF demonstration water plants have been constructed in the rural areas of Zhejiang, China. To fit the local conditions, some modifications have been made on the drainage system, inlet and outlet chambers, sedimentation tank and fast-opening valve. Two years of operation have shown that HRF water pretreatment results are good. HRF combined with SSF is an appropriate process for rural water supply where surface water is used. The paper also discusses the pretreatment efficiency of HRF, the factors influencing HRF efficiency, the role of the sedimentation tank, the water treatment efficiency of SSF as well as the economic assessment of the HRF process.

## **1. Introduction**

In rural areas, small water plants which use surface water as their water source and adopt conventional water treatment techniques, usually cannot meet the technical requirements demanded in the design, construction, especially in operation and maintenance (Ref. 1+2). The main reason is that the conditions in rural areas are rather limited, for example; lack of qualified personnel to ensure reliable application of the process, shortage of chemical supply, and unbearable costs for operation and others. As a results, the water quality is often unsatisfactory. Therefore, it is necessary to seek an appropriate water treatment technique for rural water supply. A few years ago, the Horizontal-flow Roughing Filtration (HRF) process was recommended in the field of rural water treatment. In beforehand, some laboratory investigations by the International Reference Centre for Waste Disposal (IRCWD) and field tests in Tanzania were carried out (Ref. 3). HRF is regarded as a promising water pretreatment method, combined with Slow Sand Filtration (SSF), suitable for rural water supply in developing countries. We were interested in it and started the application and observation of HRF in rural water plants in Zhejiang, China. Since 1988, we have constructed three demonstration water plants.

## **2. General Features of Demonstration Water Plants**

The three water plants are called Jin Xing water plant (in Deqing County), Chen Zhuan water plant (in Tongxiang County) and Heng Shan water plant (in Sheng County). Heng Shan water plant was built up based on the former experiences accumulated in Jin Xing and Chen Zhuang. Some modifications have been made in the original design to simplify the structure and to reduce the cost as well as to make an assessment of the application of HRF using reservoir as water source. The general features of the three water plants are shown in Table 1, while the raw water data are listed in Table 2. The raw water turbidity is not high. But the results of filtrability and settleable solids test indicate that the particle suspension in the raw water is fine and the sedimentation proceeds with difficulty. The organic matter contamination is rather high, too.

**Table 1 The General Features of the Demonstration Water Plants**

| Plant Name                         | Jin Xing (Deqing)   | Chen Zhuang (Tongxiang) | Heng Shan (Sheng)  |
|------------------------------------|---|-------------------------|--|
| topography                         | plain   | plain                   | hill   |
| population                         | 1630  | 1240                    | 293  |
| water source                       | river   | river                   | reservoir  |
| water demand (m <sup>3</sup> /day) | 187   | 184                     | 34   |
| construction period                | Oct. 1988-June 89   | March 1989-Oct. 89      | Aug. 1990-Oct.90   |
| Technology process                 | river → pump stage → sloping-tube sedimentation → HRF → SSF → clear water tank → water tower (pump stage) → distribution pipe → users |                         | reservoir → HRF → SSF → clear water tank → distribution pipe → users |
| water supply system                | pumping scheme  |                         | gravity scheme   |

The technology processes in Jin Xing and Chen Zhuang are the same

**Table 2 Raw Water Features**

| Parameter                      | Jin Xing  | Chen Zhuang      | Heng Shan                 |
|--------------------------------|---|------------------|---------------------------|
| turbidity (NTU)                | 15-180 (43.9)   | 35-120           | turbidity:                |
| suspended solids (mg/l)        | 7-209 (42.0)  | 27-80 (50.9)     | dry season                |
| filtrability (ml/3 min.)       | 47-142 (94)   | 78-100 (91)      | 20 (TU)                   |
| settleable solids              | the values are below graduated line<br>(settled after 24 hours) |                  | rainy season<br>3-20 (TU) |
| C.O.D. (mg/L)                  | 2.3-6.6 (4.0)   | 3.5-7.7 (5.2)    | after rain storms         |
| NH <sub>3</sub> -N (mg/L)      | 0.64-2.94 (1.57)  | 0.41-2.66 (1.25) | 50-100 (TU)               |
| coliform group (MNP No/100 ml) | 920 - > 1600  | 33 - > 1600      |                           |

The results of the settleable solids in Jin Xing and Chen Zhuang are the same



### 3. The Design of Horizontal-Flow Roughing Filtration

The design parameters of three HRF demonstration water plants are listed in Table 3. All the designs are based on the design, construction and operation manual (Ref. 2). Some modifications have been made to fit the local conditions.

**Table 3 Main Design Parameters and Dimensions**

| Parameter                                | Jin Xing   | Chen Zhuang | Heng Shan   |
|--|------------|-------------|---|
| water demand (L/cd)                      | 80         | 80          | 80  |
| population in 15 years                   | 1630       | 1240        | 293   |
| daily operation hours                    | 18.7       | 18          | 24  |
| number of units                          | 2          | 2           | 1   |
| design capacity (m <sup>3</sup> /h.unit) | 5          | 5           | 1.4   |
| filtration rate (m/h)                    | 1.0        | 0.75        | 0.75  |
| cross-section area (m <sup>2</sup> )     | 5          | 6.667       | 1.867   |
| HRF chambers                             | 3          | 3           | 3   |
| filter depth (m)                         | 1.5        | 1.5         | 1.2   |
| filter width (m)                         | 3.333      | 4.445       | 1.556   |
| filter length(m)/gravel size(mm)         |            |             |   |
| coarse gravel                            | 3/dg 16-32 | 3/dg 30-50  | 2/dg 16-32  |
| medium gravel                            | 2/dg 8-16  | 2/dg 15-30  | 1/dg 8-16   |
| fine gravel                              | 1/dg 4-8   | 1/dg 8-20   | 1/dg 4-8  |
| inlet chamber length (m)                 | 0.6        | 0.6         | a group of distribution<br>water pipes perforated |
| outlet chamber length (m)                | 0.6        | 0.6         | a group of collecting<br>water pipes perforated   |

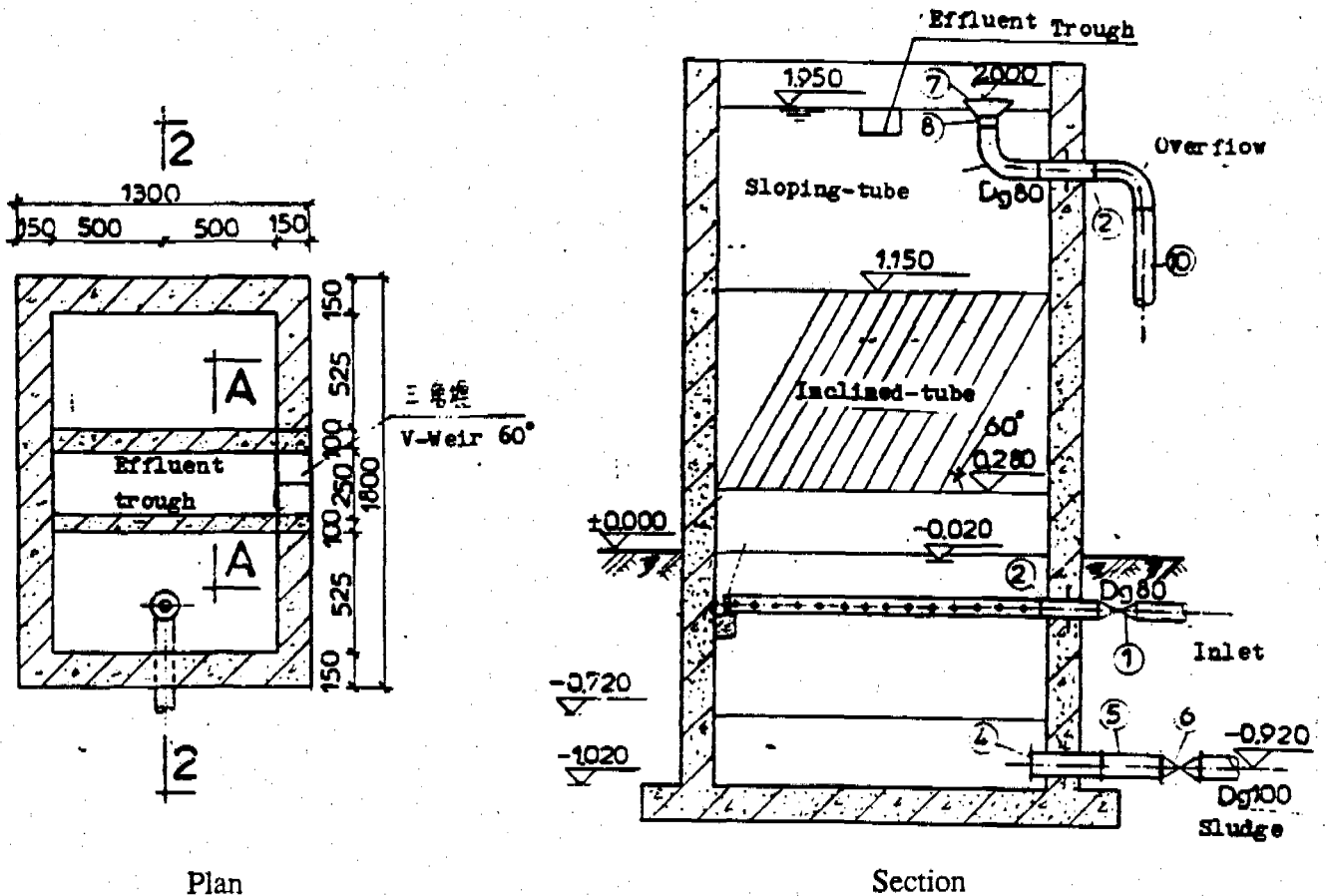


Fig. 1 Sloping-tube Sedimentation Tank

In order to reduce the filter load of HRF and to save land space, where the sedimentation tank is located, we designed a sloping-tube sedimentation tank instead of an earth basin sedimentation tank, which does not need any addition of flocculant agent. The main features of the tank are illustrated in Fig. 1.

#### Design of the Drainage System

The drainage systems are key facilities for HRF cleaning and efficient regeneration. Some investigations have shown that drainage troughs have some strong as well as short points, especially the troughs where solids cannot be removed efficiently in the far end of the gates (Ref. 4). Short-circuit of water would occur close to the gates. People can install a perforated steel pipe, but in our design, we constructed a drainage trough on the HRF floor with perforated covers on the top and side walls of the trough. It also has a certain function. To increase the hydraulic cleaning efficiency and further prevent water short-circuiting, we installed perforated branch pipes which are connected with the main trough in Jin Xing. The design is seen in Fig. 2. As in real practice, when, during the period of operation, HRF hydraulic cleaning was carried out about once per 30 days, no high resistance in HRF occurred. After 12-16 months of

operation, we observed silt accumulation on the gravel of HRF by excavating stratified gravels, and only a little accumulated silt could be seen by eyes, about 1 metre in Jin Xing and 2 metres in Chen Zhuang from the inlet of the first chamber. The silt was distributed evenly on both sides of the HRF.

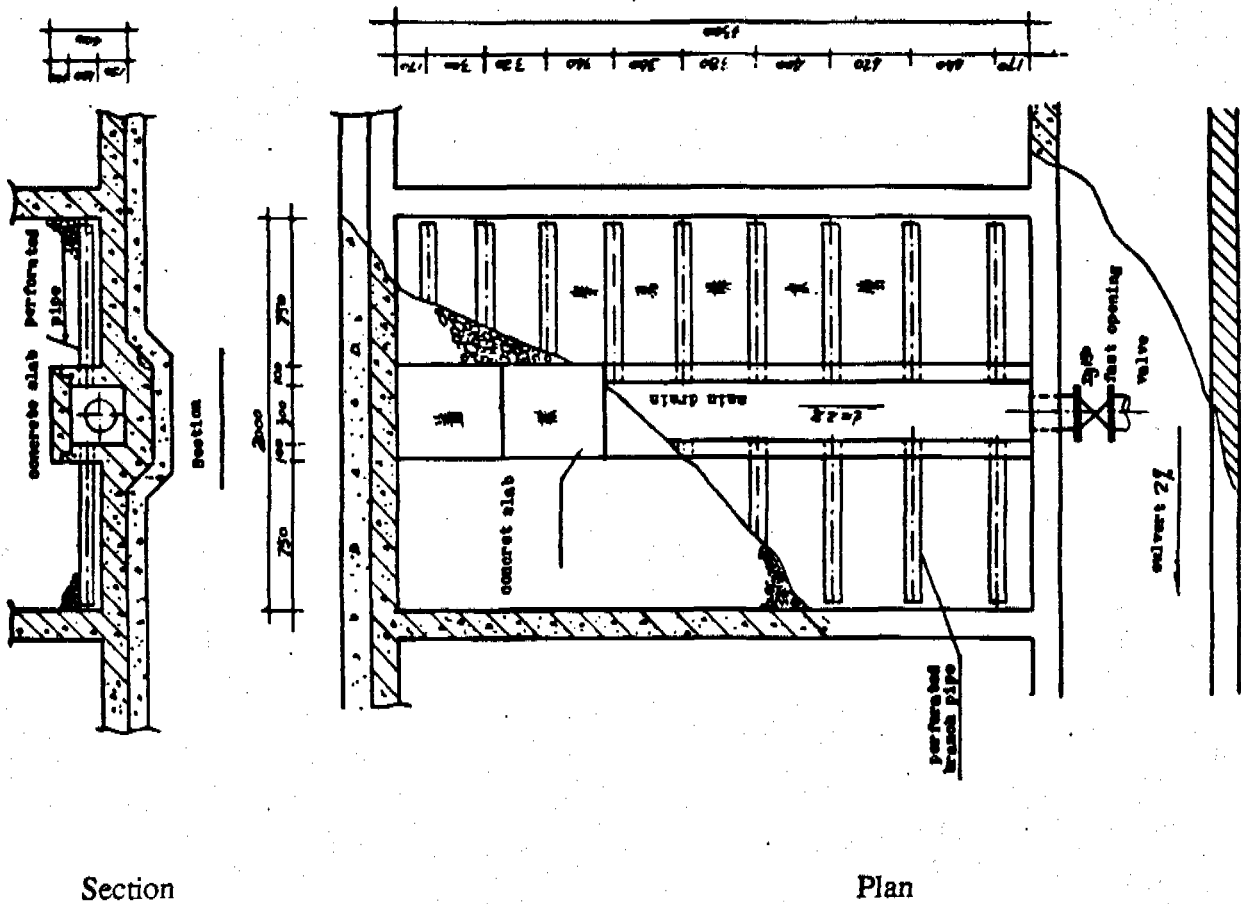
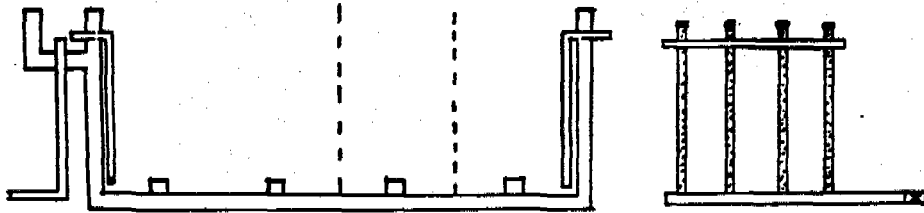


Fig. 2 Drainage System in Jin Xing

*The length of the gravel chamber, the inlet and outlet chamber*

With regard to the length of the HRF, some new ideas were formed in recent years, such as new design practice trends to reduce filter lengths to 4-7 m (Ref. 5). The practice in Jin Xing and Chen Zhuang has proved that, because of the efficient hydraulic cleaning, silt accumulation in the HRF is not serious, and therefore it is possible to shorten the length of the HRF. So we designed the HRF in Heng Shan with three filter chambers of 2 m, 1 m, 1m. Although the manual stresses objectives of installing inlet and outlet chambers, we considered the fact that the turbidity of raw water in Heng Shan is not high, and if we install a screen to retain floating matters from going into the inlet mouth, then both the inlet and outlet chambers can be omitted. Thus we used two groups of perforated plastic pipes and inserted them vertically in the inlet of the 1st gravel chamber and in the outlet of the 3rd chamber (Fig. 3).

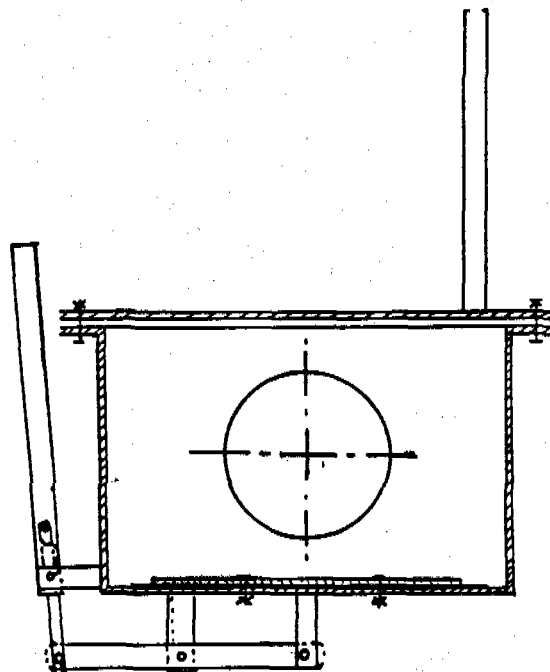


*Fig. 3 Perforated Pipes Used for Water Distribution and Collection*

The pipes are surrounded by some big gravels. By doing so, the same aim has been obtained, too. At present, after 1 1/2 years of operation, the water plant is working well. This design makes the water plant compact, easy to construct and saves cost and land. In order to prevent holes of the pipes from blocking with silt, the top of the pipes were closed with a plug. If necessary, the caretaker can open it and dredge it with a thin and long brush. The horizontal pipe on the floor which is connected with the vertical pipes can also play a drainage-cleaning role.

#### *The Fast-Opening Valve*

According to the requirements of the hydraulic cleaning of HRF, the fast-opening valve should be simple, sturdy, easy to open or close in a twinkl. In the long run, they must keep watertight. The ball valve now on sell on the market is rather expensive. So the fast-opening steel gate is made and installed in Chen Zhuang. The price can thus be reduced by 60-70% but the above requirements can still be met (Fig. 4).



*Fig. 4 Simple Fast Closing Gate*

## 4. Results

### HRF Construction Cost

Figure 5 shows the structure of HRF construction cost. Although the design capacity is the same in Jin Xing and Chen Zhuang, their cost structures are rather different. Due to the fact that the filter material consists of broken stones and the fast-opening gate is self-made in Chen Zhuang, the cost percentage is lower than in Jin Xing. On the contrary, the percentage of earthwork and structure cost is higher than in Jin Xing because its filter rate is lower than Jin Xing. The earthwork and structure cost is only 57.5% of the total construction cost in Heng Shan. The main reason is that the total length of the HRF is 4 m and inlet and outlet chamber are omitted.

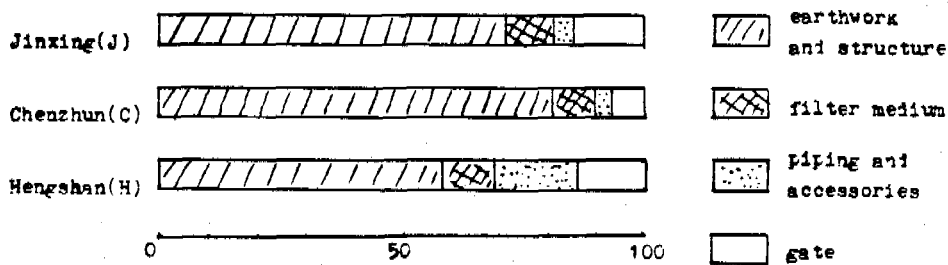


Fig. 5 HRF Construction Cost Structure (%)

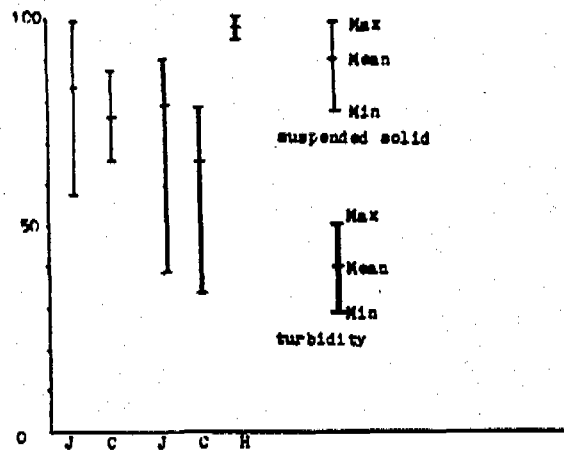


Fig. 6 Suspended Solid and Turbidity Removing Rate (%)

### HRF Pretreatment Efficiency

#### Removing Rate of the Suspended Solids and Turbidity.

Suspended solid and turbidity are the main indicators assessing HRF efficiency. The monitoring data show (Fig. 6) that both parameters have a high removing rate. The turbidity of the effluent is basically fine, especially Jin Xing and Heng Shan are better than Chen Zhuang (Fig. 7).

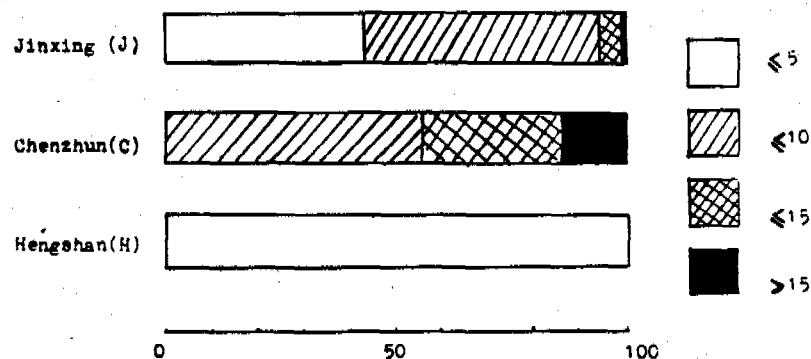


Fig. 7 Effluent Turbidity Composition (%)

### *Bacteriological Water Quality Improvement*

The monitoring results indicate that HRF has some ability of reducing coliform group. The average removing rate is 75.3% for Jin Xing and 52.9% for Chen Zhuang, respectively. But its purification efficiency is greatly fluctuating (Jing Xing 0-91.0%), Chen Zhuang (0-91.8). This may relate to the fluctuation of turbidity and the suspended solid removing rate.

### *Purification Efficiency of Organic Contamination*

Ammonia-nitrogen and chemical oxygen demand in the raw water in Jin Xing and Chen Zhuang are rather high. But the effluent concentrations are reduced to about 60% and 20%, respectively by HRF treatment which manifests that HRF have some biochemical effects.

## 5. Discussion

### *HRF Pretreatment Efficiency*

The main aim of HRF is to remove suspended solids in the water and decrease turbidity to meet the demands of inlet water quality of Slow Sand Filtration (SSF). Because there are some reasons in the field, the actual treatment filtration rate is much higher than the design. In Jin Xing, the actual filtration rate is 1.5-3.2 times higher than the designed rate. In Chen Zhuang, the actual filtration rate is 1.2-1.9 times higher than the original design. The effluent turbidity of Jin Xing HRF is below 10 NTU. The outlet of turbidity of Chen Zhuang is not ideal, namely below 10 NTU about 55.7%. 86.2% is below 15 NTU. Generally, it meets SSF demand, influent turbidity less than 20-30 NTU, which is indicated in some papers. So we think that the pretreatment efficiency of the three HRF water plants has reached the expected demands. According to the monitoring results of Jin Xing, we suggest that the design of filtration rate be reasonably increased to 1.5 meter/hr.

### Factors Influencing HRF Water Treatment Efficiency

There are many factors influencing HRF removal of suspended solids and the reduction of turbidity. According to our observations - under the conditions of the given filter length and filtration area - raw water turbidity, filtration rate and size of filter materials are decisive factors.

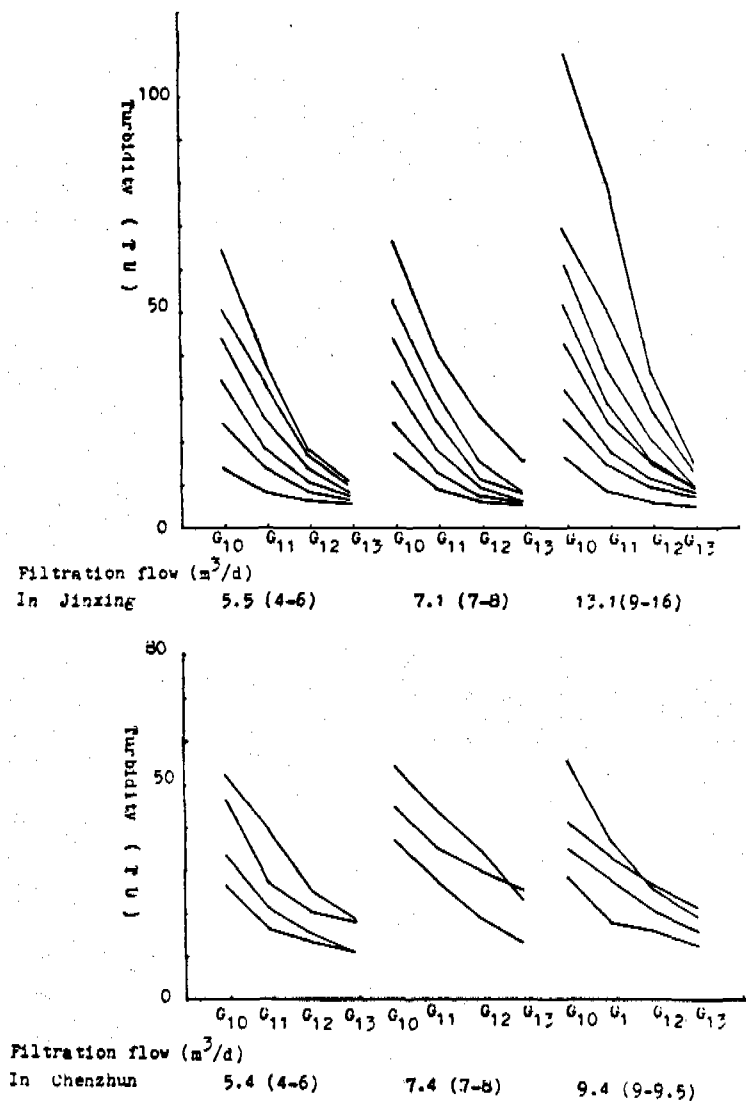


Fig. 8 Correlation of Effluent Turbidity, Raw Water Turbidity, Filtration Flow and Filtration Medium Size

Figure 8 shows that when the influent turbidity of HRF of Jin Xing is 50 NTU or below, the increasing of filtration rate has no obvious influence on the effluent turbidity. While the raw water turbidity increases, the flow rate is obviously increasing, and consequently the effluent turbidity will be over 10 NTU. Under similar conditions of filtration rate and raw water turbidity, compared with Chen Zhuang and Jin Xing, the effluent turbidity is obviously increasing. The reason, we believe, lies mainly in the type of filter material. In Jin Xing, filter materials are gravel, while in Chen Zhuang, filter materials are broken stones. Based on research results (Ref. 3), the kind and shape of filter materials have no influence on the results. In both

Jin Xing and Chen Zhuang plants, the size of filter materials is selected according to "The Design, Construction and Operation Manual of HRF" (Ref. 2). Actually the size of the filter materials in Chen Zhuang is 2-3 times higher than its original design. This might be the reason for the bad treatment results of HRF in Chen Zhuang. Thus, we conclude that under different turbidity conditions, the parameters on gravel size recommended by IRCWD are most suitable.

The data of water treatment in Heng Shan show that the results are good. This is not only because of adequate filter material size and filtration rate, but also because of character difference of suspended solids in raw water. We think that raw water turbidity in Jin Xing and Chen Zhuang water plants is not high. The resistance increased very little. Generally, in one month operation, the headloss is about 2-3 cm. The headloss can soon be recovered by hydraulic cleaning. This is possible associated with less suspended solids in raw water which is more stable, yet it is usually difficult to be treated as compared to the water with rather coarse suspended solids. Therefore, during the design, the designer has to consider the turbidity of raw water and the character of suspended solids in water as well. This may be helpful in design and further application.

#### *Role of Sedimentation Tank*

Data show that it is more convenient to clean the sludge from the sedimentation tank than from HRF. So it is necessary to build a horizontal-flow sedimentation tank before HRF. In order to save land, we designed a sloping-tube presedimentation tank which does not need the addition of any chemical agents. The removal rate of turbidity is about 20 percent. Sludge removal is easier than in the horizontal-flow sedimentation tank. Because the sedimentation tank removed part of the sludge, it reduces the load of sludge removal in the HRF. It effectively saved space and investment cost. So we think that an economical and useful sedimentation tank such as the simple sloping-tube sedimentation tank or intake and dynamic filter are helpful to HRF.

#### *Water Treatment Results of SSF*

Because of the pretreatment role of HRF, the operation period of SSF can last about three months. This ensures a regular frequency of washing sand in SSF. With treatment by both HRF and SSF technique, the effluent turbidity in the first two water plants is less than 3 NTU., total coliform group in Jin Xing, 12.5-20% sample tested is < 10/100 ml. Total coliform group in Chen Zhuan, 70-100% samples tested is < 10/100 ml, 20-30% sample tested < 1/100 ml. With the increasing inlet flow rate of HRF, the filtration rate of SSF also increased. Jin Xing increased from design rate 0.2 meter/hr. to average 0.3 meter/hr. and maximum 0.64/hr. Chen Zhuang increased from design rate 0.15 meter/hr. to 0.19 meter/hr. (average) and 0.29 meter/hr. (maximum). Because the filtration rate in Chen Zhuang is lower than in Jin Xing, the



bacteriological indicators are good. Therefore, if the filtration rate in two plants can be controlled at the designed level, the bacteriological indicators will be further improved.

To sum up we believe that the application of Horizontal-Flow Roughing Filtration with Slow Sand Filtration in the treatment of surface water is a practical and useful water treatment technique in the water supply of rural areas in China.

#### *Economic Analysis on Horizontal-Flow Roughing Filtration Technique*

Economic analysis of any civil engineering at least includes engineering investment and operation fee. Low-cost operation of HRF is obvious, while comparing with other water treatment techniques, an overall economic analysis is very important. The technology and management in HRF and SSF are matching techniques and often used in combination. The aim is to develop this technique to replace the conventional water treatment method in the rural areas of developing countries. While carrying out economic analysis, we should treat the HRF/SSF technique as a whole compared with conventional water treatment techniques. In conclusion, based on the above assessment, the potential feasibility of using HRF/SSF will be much more convincing to the people. According to our primary economic analysis on HRF/SSF water plants, it can recover the increased investment cost compared with conventional methods in a few years. In the long run, this technique is very attractive in water treatment in the rural area (Ref. 6). But in developing countries, it can be very difficult to start with, if the investment costs are too high at the beginning. So, we are trying to further study the reduction of its construction cost.

#### 6. References

1. Zhang Jian Ming, Xu Xiang Kuan, Operation and Management Investigation in Rural Small Water Plants in Zhejiang Province (unpublished) Nov. 1991.
2. M. Wegelin, Horizontal-Flow Roughing Filtration (HRF), A Design, Construction and Operational Manual, IRCWD Report No. 06/86.
3. IRCWD Horizontal-Flow Roughing Filtration: An Appropriate pretreatment for Slow Sand Filters in Developing Countries. IRCWD News No. 20 Aug. 1984.
4. IRCWD Filter News No.1 Aug. 1988.
5. IRCWD Filter News No. 2 Feb. 1989.
6. Xu Xiang Kuan, Economic Analysis of Horizontal-Flow Roughing Filtration/Slow Sand Filtration Water Treatment Technology (unpublished) Nov. 1991.

**"Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung"**

Arbeitstagung in Zürich, 25.-27. Juni 1992

## **Comparative Study of Different Pretreatment Alternatives**

**Gerardo Galvis, Javier Fernández**

**CINARA, Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua**

**Apartado Aéreo 25157, Cali, Colombia**

**Jan Teun Visscher**

**IRC, International Water and Sanitation Centre**

**P.O.Box 93190, 2509 AD The Hague, The Netherlands**

### **Zusammenfassung**

Dieser Artikel stellt die ersten Resultate einer im Gang befindlichen Vergleichsstudie über verschiedene Vorbehandlungs-Alternativen vor, wobei zwei Kiesfiltrationsstufen untersucht werden. Die 5 experimentellen Linien werden unter gleichen Bedingungen gefahren und behandeln Rohwasser eines verschmutzten Tiefland-Flusses. Die Resultate sind sehr vielversprechend und zeigen klar das grosse Potential der Kiesfilter-Technologien als Teil eines mehrstufigen Aufbereitungsverfahrens auf. Die Erkenntnisse weisen überzeugend auf die Notwendigkeit hin, nicht nur Schwebstoffe oder Trübungsgrad zu berücksichtigen, sondern vielmehr das hygienische Risiko, das mit gewissen Wasserbezugsquellen verbunden ist, bei Planung und Einsatz von Kiesfiltern in Betracht zu ziehen. Die Vorbehandlungs-Alternativen der Studie geben eine sehr gute Gelegenheit, mit diesem Hygienerisiko umzugehen und stellen einen wichtigen Schritt nach vorn in der Anwendung von mehrstufigen Aufbereitungs-Konzepten zur Wasseraufbereitung dar, welche die Langsamsandfiltration einschliessen. Die experimentellen Linien erreichen nun eine sichere 5.5 log-Reduktion von Faekalkoliformen. Die Kiesfilter sind so robust wie die Langsamsandfilter und viel weniger anfällig als chemische Aufbereitungssysteme.

## **ABSTRACT**

This paper presents the first results of an ongoing comparative study of different pretreatment alternatives based in two stages of roughing filtration. The experimental lines are being operated under similar conditions, processing raw water from a polluted low-land river. The results are very promising and clearly show the great potential of these technologies as part of a multi-stage water treatment system. The findings strongly show the need to take into account not only suspended solids or turbidity levels, but more importantly, the sanitary risk involved in a certain water source when planning and designing roughing filters. The pre-treatment alternatives under study provide a very good opportunity to cope with this sanitary risk and represent a major step forward to enable the adoption of the multi-barrier concept to water treatment systems which includes slow sand filtration. The experimental lines are now reaching consistent reduction levels of 5.5 log units of faecal coliform bacteria. The roughing filters are as robust as the slow sand filters and are much less vulnerable than the chemical pretreatment systems.

## **KEY WORDS**

Multi-stage water treatment, roughing filters, slow sand filters, disinfection, suspended solids, faecal coliforms.

## **1. INTRODUCTION**

Many people in the world have to rely on surface waters as their only source of drinking water. Increasingly however, the water quality of these sources is rapidly deteriorating and extensive treatment is required to cope with these problems to ensure provision of safe water. Treatment techniques frequently used to solve this type of problems require large amounts of chemicals, are costly to run, and adequate operation and maintenance are often well beyond local capabilities, making it impossible to guarantee a sustainable water supply, particularly in many rural and urban areas in developing countries.

Experience in several countries has shown that for these communities slow sand filtration

is a very suitable alternative to be considered (Visscher et al., 1987). This technology combines simple and low cost operation and maintenance with high removal efficiencies for a wide range of substances (Galvis et al., 1992). Nevertheless, its performance may not be sufficient to enable it to cope by itself with the level of contamination of the raw water source. This, for example, will be the case when the water comprises a high level of faecal contamination or when turbidity levels are over 10 - 20 NTU for long periods of time.

Particularly, the limitation of slow sand filters to handle high levels of turbidity or suspended solids has triggered worldwide investigations concerning possible pretreatment systems which could improve the quality of the water prior to its treatment. These efforts, which have a long history in countries such as England, Germany and Switzerland, were initially oriented towards simple systems such as plain sedimentation, long term storage and roughing filtration. Gradually however, more complicated systems were put in place prior to slow sand filtration, including coagulation and flocculation followed by sedimentation and rapid sand filtration.

Because of the limitations involved in the use of chemical water treatment processes, research has been revitalized on simpler pre-treatment systems by different organizations based in countries such as: Brazil, Colombia, England, India, Netherlands, Peru, Switzerland, Tanzania and Thailand. Several of these experiments concern rather small scale pilot plants, but others include research in full scale plants (Graham, N. J. D., 1988; Smet, et al., 1989; Wegelin, M., 1991).

The experiments in Colombia and India were carried out in the context of the International Development and Demonstration project on slow sand filtration. Research results were particularly promising in Colombia where pilot upflow and downflow roughing filters were tested alongside existing water schemes. The pre-treatment units provided good results in treating water from both high-land and low-land rivers which are the water source for many communities in Colombia (Galvis and Visscher, 1987). Based on these results, several systems to treat water from high-land rivers have been built, all of which include both pre-treatment and slow sand filtration and are consistently producing very good quality water with a very low sanitary risk (Galvis et al., 1992).

These results, supported by the need to cope with water quality deterioration in many raw water sources due to erosion and increasing levels of pollution, triggered the development of a research and demonstration project to compare the performance of different roughing filtration alternatives under similar conditions, in treating water from a polluted low-land river.

## 2. PRE-TREATMENT ALTERNATIVES

A preliminary selection was made of the pre-treatment systems to be compared. To cope with the raw water characteristics, which occasionally may have high peaks in suspended solids, it was decided to include basically two stages in the pre-treatment systems: a conditioning stage to cope with the peaks and a roughing filtration stage. The roughing filtration alternatives selected for this study were tested in parallel after the conditioning stage. Each line of roughing filtration was followed by one slow sand filter as a polishing or treatment stage.

### 2.1. CONDITIONING STAGE

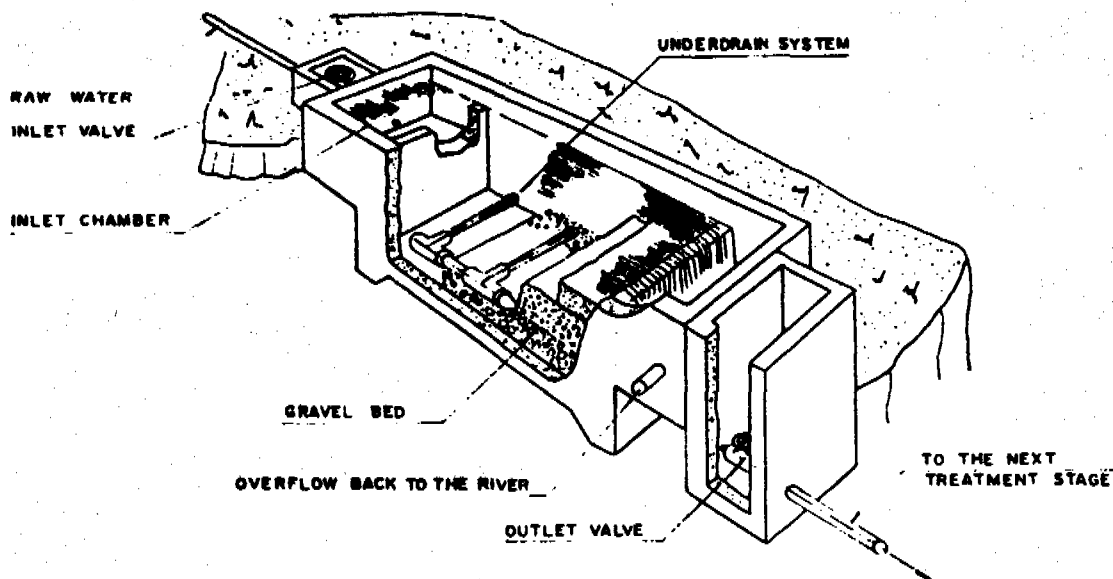
Four alternatives were reviewed for reducing the peak loads of suspended solids which are prevalent in many tropical rivers: i) plain sedimentation (PS); ii) tilted plate settling (TPS); iii) downflow shallow roughing filtration (DSRF) and iv) dynamic roughing filtration (DyRF). Whereas information was available in the literature about the first three processes, (Schulz et al., 1984; Smet et al., 1989), dynamic roughing filtration has been developed by CINARA in Colombia (Galvis et al., 1991).

A dynamic roughing filter consists of a thin layer of fine gravel on top of a shallow bed of coarse gravel with a system of underdrains. The water entering the unit passes over the gravel bed and part of it is drained through the bed to the next treatment stage, while the other part is returned to the river (Figure 1). Under normal conditions, the fine gravel layer will gradually clog. When peaks in suspended solid load are being received, clogging will become very rapid, thus reducing the flow through the bed and protecting the other stages of the treatment system. However, in the present study the tested velocities in the roughing filtration stage were maintained constant during each test period. Cleaning and recommencing operation of dynamic roughing filters is a matter of only a few minutes.

### 2.2. ROUGHING FILTRATION STAGE

The following roughing filtration alternatives were selected for the study:

**Horizontal-flow Roughing Filtration (HRF).** In this system water flows horizontally through the filter material. The filter bed is divided into three or four sections of decreasing length and filled with media of decreasing size. This technique has been



**Figure 1. Definition Sketch For a Dynamic Roughing Filter (DyRF).**

researched for example in South-east Asia (Than et al., 1977) and in Switzerland as part of an IRCWD supported project (Wegelin, 1986). Initially, an experimental unit was built based on the design criteria recommended by Wegelin in 1986. Since these criteria implied a longer gravel bed than for the downflow or upflow roughing filtration alternatives in series to be described next, a second unit, with similar silt storage capacity as these was later included. This second unit was provided with a drainage system to facilitate periodic hydraulic cleaning.

**Upflow Roughing Filtration (URF).** Compared to the conventional horizontal roughing filtration alternative, this option provides moderate silt storage capacity and hence requires periodic hydraulic cleaning, which is accomplished by simply draining the unit, by opening a flush valve connected to the underdrain system. These filters are being successfully used in series with slow sand filters processing water from different streams on the hilly sides of the Andean Cauca Valley in Colombia (Galvis et al, 1992).

Two types of upflow roughing filter were used: (i) a system consisting of three experimental units placed in series (URFS), each one having a decreasing predominant size of gravel and (ii) a system with one experimental unit with layers (URFL) of gravel of different size ranging from coarse at the bottom to fine at the top. Using coarse material at the bottom in this upflow alternative has the advantage that most deposits will

occur in this layer, which facilitates the removal of deposits from the gravel by draining the units.

**Downflow Roughing Filtration in Series (DRFS).** In South-east Asia experiments have been undertaken with coconut fiber as filter material (Than et al, 1976) while in South America gravel is commonly used. In Peru, as a result of pilot experiments, a full-scale plant was constructed in a rural water supply with promising results (Pardon, 1990). One system, consisting of three experimental units in series, each one having a decreasing predominant size of gravel, similar to the URFS, was built for this study. This alternative also requires periodic hydraulic cleaning, which is done by increasing the flow velocity by opening a flush valve connected to the underdrain system in a similar way to the URFS alternative. However, since the silt is lodged mainly in the upper part of the gravel bed, it requires more effort from the caretaker and more washwater to dislodge it.

### **3. MATERIALS AND METHODS**

A research and technology transfer station has been established in Puerto Mallarino-EMCALI by CINARA in close collaboration with IRC and support from the Colombian and Netherlands governments. The station is located in the Andean Cauca Valley, at 950 m above sea level and with temperatures of  $24 \pm 10^{\circ}\text{C}$ . The Valley usually presents two dry periods (January to March and July to September) and two rainy periods (April to June and October to December) per year, with an average precipitation in a year of 2500 mm on the hilly sides and 1000 mm on the flat area.

This station has the option to draw raw water from a low-land river having a wide range of water quality characteristics (Table 1), including suspended solids concentrations as high as 4000-5000 mg/l. Additionally this is a clay-bearing source with a high colloidal content, for the treatment of which chemicals have traditionally been used. This presents an additional challenge for the different pretreatment technologies being studied.

To date, the experimental work has gone through two phases. The first phase was aimed at identifying the best conditioning alternative and obtaining a first set of results on the performance of the different roughing filtration alternatives tested under similar conditions. This set of results was used to start the optimization of the experimental units.

When using raw water from the Cauca River, a test period should take at least six months to include both a dry and rainy period. These periods also should provide

enough time for "maturation", particularly when the filter beds are being tested for the first time. So far, one test period was included in the first phase and three in the second.

**TABLE 1. Raw Water Quality Characteristics For a Dry and a Rainy Period. Cauca River. CINARA Station, Cali, Colombia**

| Parameter (Units)                        | March 23 - June 22, 1990 |         |         | June 23 - October 22, 1990 |         |         |
|--|--------------------------|---------|---------|----------------------------|---------|---------|
|  | MEAN                     | MINIMUM | MAXIMUM | MEAN                       | MINIMUM | MAXIMUM |
| Turbidity (NTU)                          | 157.9                    | 32.0    | 1575.0  | 34.9                       | 15.0    | 208     |
| True Colour (P.C.U)                      | 94                       | 33      | 860     | 42                         | 18      | 135     |
| Suspended Solids (mg/l)                  | 277.0                    | 30.0    | 2434.0  | 42.0                       | 19.0    | 155.0   |
| Settable Solids (ml/l)                   | 0.3                      | 0.0     | 1.5     | 0.1                        | 0.0     | 0.5     |
| pH                                       | --                       | 6.0     | 7.5     | --                         | 6.3     | 7.4     |
| Dissolved Oxygen (mg/l)                  | 5.7                      | 4.1     | 6.7     | 6.4                        | 4.3     | 12.2    |
| Alcalinity (mg/l CaCO <sub>3</sub> )     | 29.0                     | 21.0    | 36.0    | 23.0                       | 18.0    | 27.0    |
| Total Hardness (mg/l CaCO <sub>3</sub> ) | 27.0                     | 20.0    | 33.0    | 31.0                       | 29.0    | 33.0    |
| Total Iron (mg/l)                        | 6.0                      | 4.0     | 9.0     | 4.3                        | 3.0     | 6.0     |
| Manganese (mg/l)                         | 0.7                      | 0.2     | 1.1     | 1.1                        | 0.9     | 1.5     |
| COD (mg/l)                               | 37.5                     | 26.0    | 49.0    | 15.4                       | 15.0    | 15.7    |
| Faecal Coliforms (UFC/100 ml)            | 189539                   | 18559   | 720000  | 134904                     | 1272    | 530000  |
| Faecal Strept (UFC/100 ml)               | 9168                     | 2364    | 26000   | 15028                      | 727     | 730000  |

Samples from the experimental lines were collected at regular intervals in the inlet and outlet side of each experimental unit. Piezometric levels were recorded twice a week, and all run periods between cleanings were registered for each unit.

While several parameters are being monitored in this study following established procedures (Standard Methods, 1981; 1989), this paper concentrates mainly on three: turbidity, suspended solids and faecal coliform concentrations.

The turbidity of the samples was measured using a HACH model 2100 A turbidimeter. Suspended solids were measured by gravimetry using Wathman filter paper F/A with 1.6 µm pore size; for low turbidities (< 20 NTU) a Shimadzu spectrophotometer model UV-120-01 working at 810 nm was used after preparing correlation curves with the gravimetric method. Levels of faecal coliforms were measured by the membrane filtration technique using lauryl sulphate membrane broth, with incubation periods of 2 hours at



37 °C, followed by 16 hours at 44.5 °C

### 3.1. PHASE I

During this phase, all four conditioning alternatives identified in 2.1 were tested in parallel using theoretic hydraulic retention times lower than 1 hour. These short periods were selected to study the possibility of including a protection stage against the coarsest suspended solids at a very low cost.

As is illustrated in Figure 2, the water flowing out of the different conditioning units is integrated in a constant head tank (O6) and thereafter passed on to the different experimental lines comprising roughing filtration, followed by slow sand filtration (SSF), except for line 4 which only had SSF. A summary of the main characteristics of the roughing filters is shown in Table 2. Except for the HRF, all the experimental units, including the SSFs, are made of ferrocement and are cylindrical in shape with a height and a diameter of 2.0 m. The HRF unit however, is built of plastered brickwork and is 8 m long; 1.2 m high and 2.6 m wide. All of the roughing filtration alternatives were fed with 0.52 l/s producing a filtration velocity  $V_F$  of 0.6 m/h. A flow rate of 0.13 l/s was passed on to the SSF, while the rest was discarded.

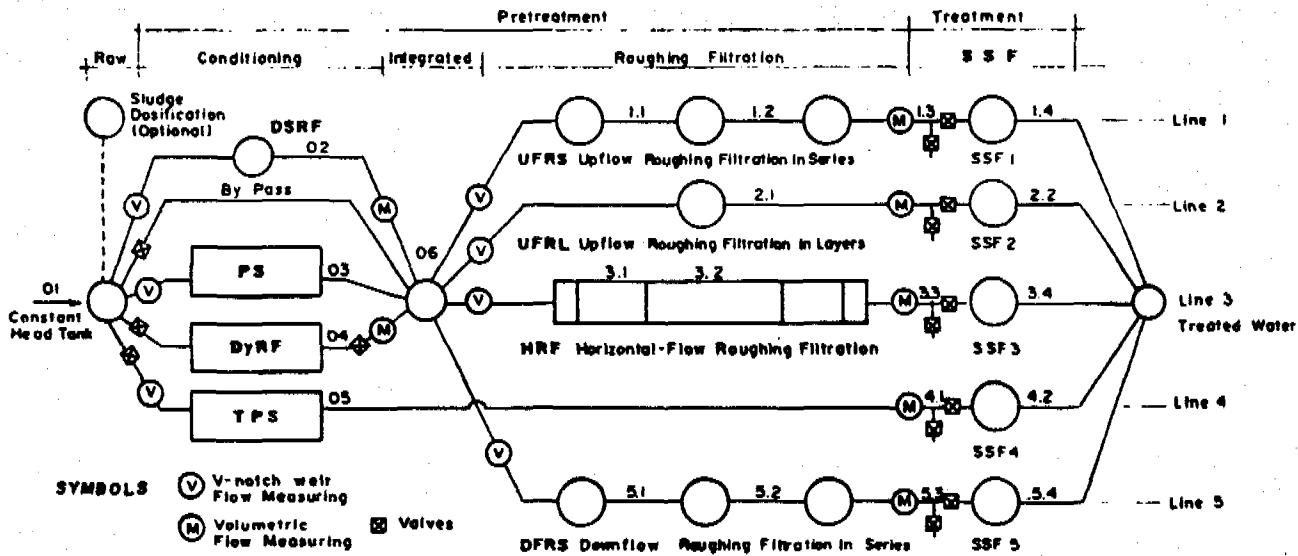


Figure 2. Schematic Flow Diagram. Pretreatment Project. Phase I.

**TABLE 2. Basic Filter Bed Characteristics. Pretreatment Project, Phase I and Phase II**

| Treatment Stage and Filtration Alternatives | Number of Units or Compartments | Filter Bed Characteristics |                                  |                  |                                  |
|---|---------------------------------|----------------------------|----------------------------------|------------------|----------------------------------|
|   |                                 | Phase I                    |                                  | Phase II         |                                  |
|   |                                 | Total length (m)           | Size range (mm)                  | Total length (m) | Size range (mm)                  |
| DyRF-A                                      | 1                               | --                         | --                               | 0.6              | 3 - 25                           |
| DyRF-B                                      | 1                               | 0.6                        | 6 - 25                           | 0.6              | 3 - 25                           |
| DyRF-C                                      | 1                               | --                         | --                               | 0.6              | 3 - 25                           |
| URFS  | 3                               | 2.4                        | 25 - 3                           | 4.3              | 25 - 1.6                         |
| URFL  | 1                               | 1.0                        | 38 - 3                           | 1.0              | 25 - 1.6                         |
| HRF   | 3                               | 7.1                        | 19 - 3                           | 7.1              | 25 - 1.6                         |
| MHRF  | 3                               | --                         | --                               | 4.3              | 25 - 1.6                         |
| DRFS  | 3                               | 2.4                        | 25 - 3                           | 4.3              | 25 - 1.6                         |
| SSF(*)                                      | 1                               | 1.0                        | D <sub>10</sub> = 0.2<br>Cu= 1.5 | 1.0              | D <sub>10</sub> = 0.2<br>Cu= 1.5 |

(\*) The total length of the filtering bed of the SSFs started with 1.0 m at the beginning of each phase. After scraping this value was accordingly reduced for each experimental unit. Resanding of none of the slow sand filters was necessary, even during the second phase after 18 months of continuous operation, when the lowest value was reached in experimental line 2 with 0.60 m of sand.

### 3.2. PHASE II

Building on the experience gained in the first phase, the pretreatment alternatives under study were adjusted as shown in Figure 3. For the conditioning stage, three dynamic roughing filters (DyRF) were operated in parallel. All three were packed with gravel beds of similar characteristics but were operated with different filtration velocities.

A modified horizontal roughing filter (MHRF) having a similar theoretic hydraulic retention time as the upflow and downflow roughing filters in series (URFS and DRFS) was included in the study to facilitate comparison. Longer gravel beds of smaller size were selected for the roughing filtration alternatives as can be seen in Table 2. The sand from the slow sand filters used during the first phase was washed and replaced in the experimental units. Three test periods were planned in the second phase, starting with a filtration velocity of 0.3 m/h in the period January to July 1991 in all the roughing

filtration alternatives. Thereafter, filtration velocity was increased to 0.45 m/h (Jul, 1990-Jan, 1991), and at present the units are operated at 0.6 m/h (Jul - present, 1992).

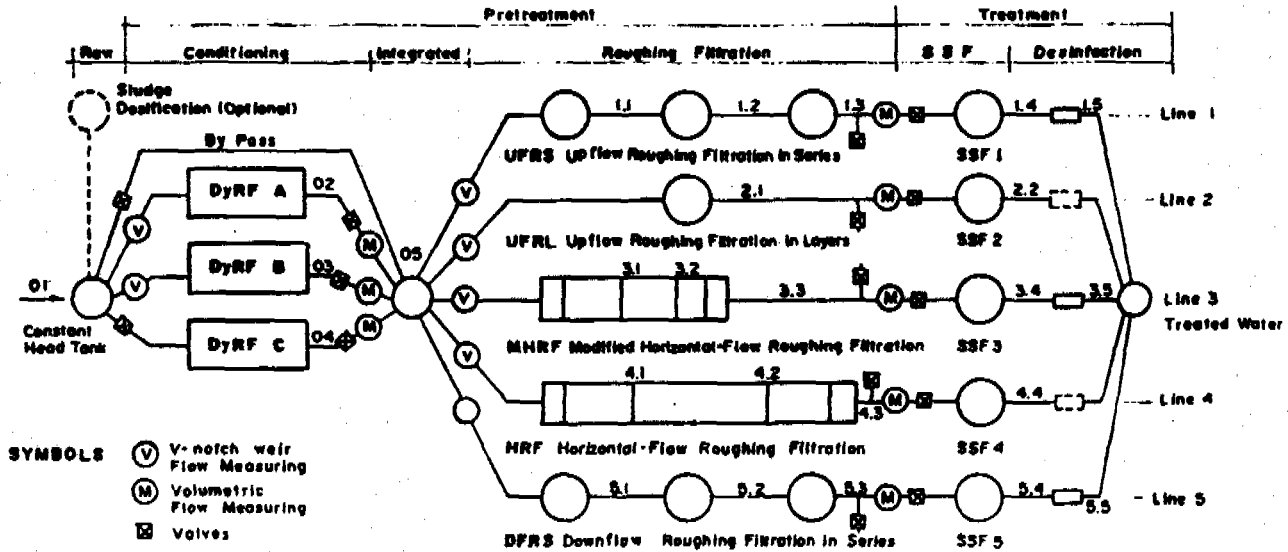


Figure 3. Schematic Flow Diagram. Pretreatment Project. Phase II.

#### 4. PRESENTATION AND DISCUSSION OF SOME RESULTS

An overview of the performance results of the different conditioning alternatives included in the study is shown in Figure 4, left. The Dynamic roughing filter (DyRF) produced the best results in the first phase. The potential of the DyRF technology to improve the water quality at low cost was further confirmed during the second phase, using finer gravel beds working at three different filtration velocities (Figure 4, right and Table 3). As it was expected, the best removal efficiencies were obtained for suspended solids, but also, a significant reduction in the level of faecal coliforms was achieved.

These results with Cauca River water, having medium to high suspended solids concentration, are consistent with reported data (Galvis and Fernández, 1991) for rivers with low suspended solid concentration (average values in the range 10-16 mg/l) where the efficiencies in suspended solids and Faecal Coliforms removal were in the range of 56-67 % and 47-67 % respectively for a filtering velocity of 1.5 m/h. However, when the

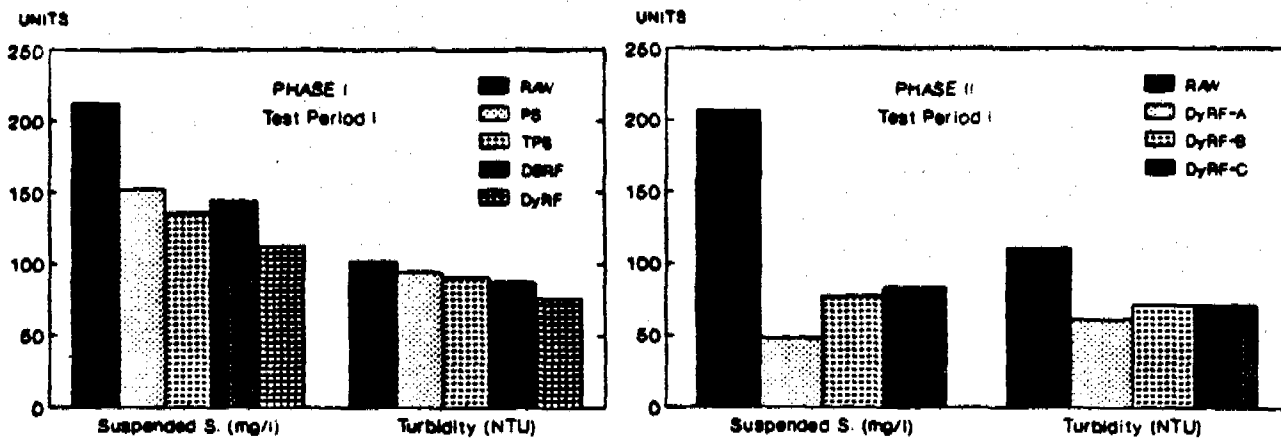


Figure 4. Average Removal Efficiencies of the Alternatives Included in the Conditioning Stage During Phase I (Mar-Jun, 1991) and Phase II (Feb-Jul, 1991).

TABLE 3. Average Removal efficiencies of the Dynamic Roughing Filters Working in Parallel During Phase II, Test Period Feb 22 - July 10, 1991. Filtering velocities: DyRF-A = 1.0 m/h; DyRF-B = 1.5 m/h; DyRF-C = 2.0 m/h

| Parameter               | Mean Value |       |       | Removal effc. (%) |      |    |    |
|-------------------------|------------|-------|-------|-------------------|------|----|----|
|                         | Raw Water  | DyRF  |       |                   | DyRF |    |    |
|                         |            | A     | B     | C                 | A    | B  | C  |
| Suspended solids (mg/l) | 207        | 48    | 77    | 83                | 77   | 63 | 60 |
| Turbidity (NTU)         | 111        | 61    | 71    | 71                | 45   | 36 | 36 |
| True Colour (P.C.U)     | 77         | 63    | 69    | 64                | 18   | 10 | 17 |
| F.Coliforms (CFU/100ml) | 41643      | 18196 | 14494 | 26875             | 56   | 65 | 35 |

filtering velocity was increased up to 9.0 m/h, the efficiencies were reduced to the order of 30%. Having in mind that a DyRF usually represents less than 5% of the overall capital investment in a multi-stage water treatment system, it seems to be advisable to look for a good performance in this conditioning stage, since its improvement increases

total system cost only marginally.

An overview of the negative impact of the effluents from the pretreatment alternatives in the performance of the SSF units is shown in Figure 5. Line 4 of Figure 2, which does not include Roughing Filtration, presents an average concentration of 137 mg/l of suspended solids and 99627 CFU/100ml in the effluent of the TPS. These values are much higher than those normally recommended at the inlet of SSF units: 5 mg/l of suspended solids (Wegelin, 1989) and 500 CFU/100ml (Lloyd et al, 1991). This is reflected in a very poor performance of SSF4, with an average effluent concentration of 871 CFU/100ml, and an average run length of only 8 days.

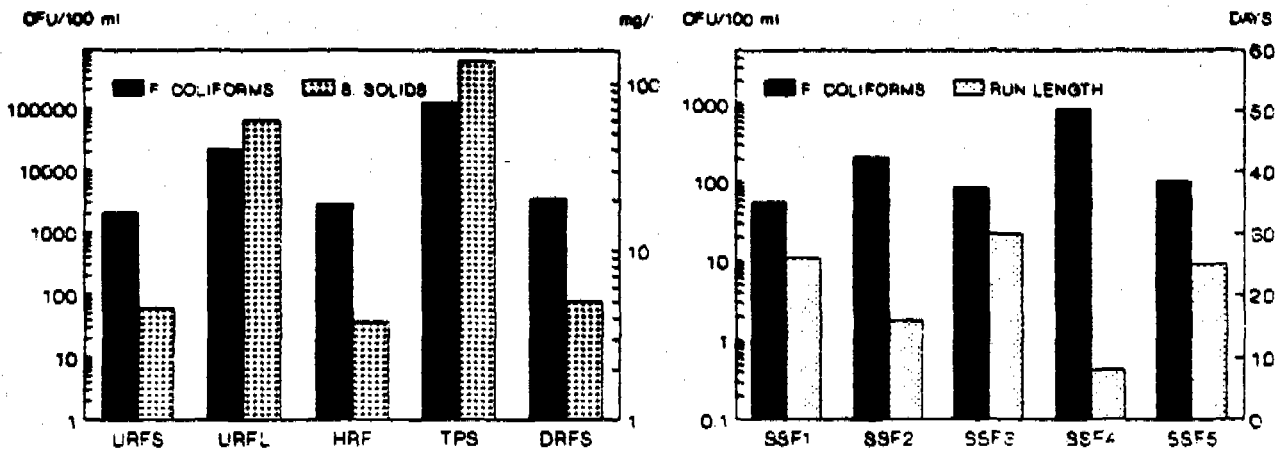


Figure 5. Impact of the Effluents From the Pretreatment Stage (Left) on the Performance of the Treatment Stage (Right). Phase I, Test Period 1.

The best results of phase I were obtained with lines 1, 3 and 5 (Figure 2). The mean concentration of suspended solids in the effluent of HRF was 3.8 mg/l, but the data covered a relatively wide range (0.3 - 50.0 mg/l) with a standard deviation  $\sigma = 5.4$  mg/l and the mean level for faecal coliforms was 2852 CFU/100 ml in a range of 108 to 12500 CFU/100 ml with  $\sigma = 3171$ . Although the average run length of the SSF3 was 30 days, longer than that of SSF4, its effluent was still having water quality problems, with an average concentration of 85 CFU/100 ml, probably due to the significant water quality changes of the effluent of the HRF.

A better water quality at the end of the pretreatment stage is reflected clearly in a better performance of the SSF units, as is illustrated in Figure 6. This better quality refers not only to the average values, but to the lower data dispersion as it is summarized in Table 4. The run lengths of the SSF units were in the range of 29 to 55 days treating water

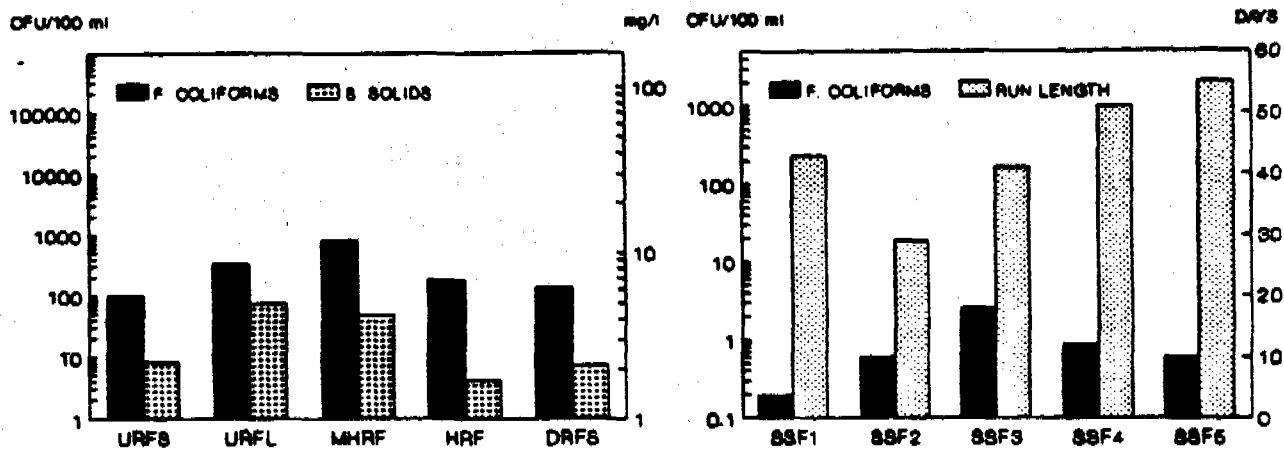


Figure 6. Impact of the Effluents From the Pretreatment Stage (Left) on the Performance of the Treatment Stage (Right). Phase II, Test Period I.

TABLE 4. Suspended Solids and Faecal Coliforms at the Different Stages of the Experimental lines. Phase II, Test Period I.

| Stages | Suspended Solids (mg/l) |        |      |       | Faecal Coliforms (CFU/100 ml) |        |      |        |
|--------|-------------------------|--------|------|-------|-------------------------------|--------|------|--------|
|        | Mean                    | Devia. | Min. | Max.  | Mean                          | Devia. | Min. | Max.   |
| RAW    | 198.3                   | 207.5  | 47.0 | 978.0 | 39527                         | 28556  | 6545 | 117000 |
| DyRF   | 86.8                    | 127.3  | 9.0  | 619.0 | 23644                         | 30311  | 4500 | 158000 |
| URFS   | 2.2                     | 2.1    | 0.3  | 10.0  | 100                           | 248    | 0    | 1500   |
| URFL   | 5.0                     | 5.2    | 0.4  | 28.0  | 341                           | 302    | 10   | 1309   |
| MHRF   | 4.2                     | 3.4    | 0.5  | 14.0  | 834                           | 522    | 130  | 2600   |
| HRF    | 1.7                     | 1.6    | 0.1  | 5.7   | 187                           | 162    | 15   | 660    |
| DRFS   | 2.1                     | 1.9    | 0.3  | 8.3   | 136                           | 148    | 17   | 780    |
| SSF1   | 0.3                     | 0.2    | --   | 1.0   | 0.2                           | 0.4    | 0    | 2      |
| SSF2   | 0.2                     | 0.2    | --   | 1.1   | 0.6                           | 0.9    | 0    | 4      |
| SSF3   | 0.3                     | 0.4    | --   | 1.3   | 2.6                           | 3.3    | 0    | 13     |
| SSF4   | 0.2                     | 0.2    | --   | 0.7   | 0.9                           | 1.9    | 0    | 8      |
| SSF5   | 0.2                     | 0.2    | --   | 0.7   | 0.6                           | 1.2    | 0    | 6      |

with mean suspended solids concentrations in the range of 1.7 to 5.0 mg/l. Ceylan, Restrepo, El Retiro and Cañas Gordas, four full scale SSFs operated by local caretakes and processing pretreated water with mean suspended solids concentration in the range of 0.2 to 3.4 mg/l had average run lengths in the range 205 to 89 days. All the SSFs were working with velocities in the range of 0.14 - 0.16 m/h and head losses in the range of 0.74 to 0.89 m (Galvis et al, 1991).

The results in Figure 6 and Table 4 also show that the MHRF alternative present a poorer performance than the alternative URFS and DRFS, in spite of having similar gravel beds (Table 2). This could be due to shorter hydraulic retention times presented in the MHRF alternative when compared to the URFS and DRFS alternatives, since it has been observed that short peak loads of turbidity or suspended solids show up in the effluent of the MHRF before they do in the other two alternatives. This seems to be consistent with the fact that the latter have similar reactor volumes  $V$  than the MHRF option but distributed in three units working in series, each one having a volume of  $V/3$  (Hudson, H.E. , 1981).

Figure 7 shows comparative performance results for the different roughing filtration alternatives under study in Phase I and Phase II (Test period 3), grouped by different intervals of affluent suspended solids concentration. It should be noted that due to the pronounced lack of rain during the first semester of 1992, which has been one of the driest periods in the present century, no data for the higher intervals are yet available for Phase II (Test period 3). If by the end of this test period data for these intervals are still not available, the option of sludge dosing is foreseen. This lack of data for the upper ranges does not invalidate the considerations for the others.

A quick comparison between the two graphs clearly shows the improvement in performance after the introduction of the DyRFs as the only option for the conditioning stage and the gravel bed changes summarized in Table 2. This highlights the importance of the multi-stage pretreatment concept used in this study and the necessity of specifying the filter bed in relations to the raw water quality characteristics. As far as suspended solids concentrations are concerned, during phase II, test period 3, and using the suspended solids concentration criterion of 5 mg/l as acceptable for SSFs affluent (Wegelin, 1989), a preliminary analysis of the data so far available shows that for the first two intervals, all pretreatment alternatives are adequate from the technical standpoint. Good engineering practice would indicate selecting the alternative which has the lowest life-cycle cost. Using total filter bed length as an indicator of capital investment, and ease of cleaning as an indicator of recurrent costs, clearly the combination of DyRF and URFL is the pretreatment alternative of choice.

the only option in the conditioning stage. This situation is now presented as one of the reasons for the technical and economic optimization of the pretreatment technology to be introduced in the following phase of the present study.

Most of the literature in the field of roughing filtration stresses on its importance for the reduction of suspended solids or turbidity. However, the results presented in Table 5 clearly establish the potential of this technology to improve the microbiological quality of the water being treated, representing 2 to 3 logs of the overall 4.9 to 5.5 log reduction of the microbiological water quality indicator achieved with this multi-stage water treatment system.

TABLE 5. Average Removal Efficiencies of Faecal Coliform Counts per 100 ml at the Treatment Stages of the Different Experimental Lines. Phase II, Jan-May, 1992.

FABCAL COLIFORMS (UFC/100 ml)

| RAW WATER | CONDITIONED   |                     |        | ROUGHING FILTERED |             |            | SLOW SAND FILTERED |             |            |
|-----------|---------------|---------------------|--------|-------------------|-------------|------------|--------------------|-------------|------------|
|           | Average Value | Partial Removal (%) | Option | Average Value     | Removal (%) |            | Average Value      | Removal (%) |            |
|           |               |                     |        |                   | Partial     | Cumulative |                    | Partial     | Cumulative |
| 78216     | 10724         | 86.3                | URFS   | 57                | 99.5        | 99.93      | 0.4                | 99.30       | 99.9995    |
|           |               |                     | URFL   | 524               | 95.1        | 99.33      | 1.0                | 99.81       | 99.9987    |
|           |               |                     | MHRF   | 707               | 93.4        | 99.10      | 1.1                | 99.84       | 99.9986    |
|           |               |                     | HRF    | 133               | 98.8        | 99.83      | 0.2                | 99.85       | 99.9997    |
|           |               |                     | DRFS   | 60                | 99.4        | 99.92      | 0.2                | 99.67       | 99.9997    |

## 5. PRELIMINARY CONCLUSIONS

The results so far obtained in this ongoing research and demonstration project bring closer the possibility of safe drinking water for many people in the world, who have to rely on surface water sources. They also show that selection of roughing filtration alternatives should be done considering the raw water quality characteristics and the operation and maintenance requirements, with great advantage for the efficient use of the limited economical resources available in the water supply and sanitation sector, particularly in the developing world.

The DyRF as a first stage in the pretreatment system proved to be a very powerful tool to enhance the performance of the roughing filters. The pretreatment alternatives included



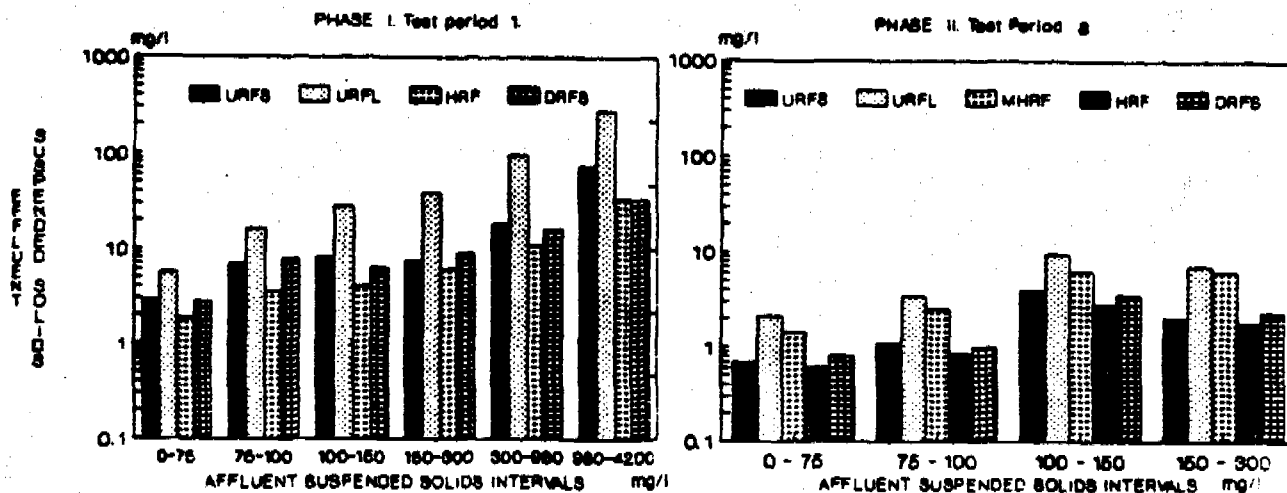


Figure 7. Average Effluent Conc. at the Pret. Stage for Different Intervals of Raw Water Quality; Roughing Filtration Velocity = 0.6 m/h. Phase I, Feb- Jul, 1990 and Phase II, Jan- May, 1992.

For the two upper intervals, the choice would lie between URFS, HRF and DRFS, because the other two alternatives no longer meet the criterion. Again, using the indicator previously established, a combination of DyRF and URFS is the alternative of choice. However, the cheaper combination of DyRF and URFL is very close to the suspended solids criterion and could be optimized to reach it. On the other hand, there is still the option of using URFS with two units in series instead of three.

The data trends for this and the previous test periods indicate that for higher suspended solids concentration intervals in the raw affluents probably none of the alternatives that have been studied would meet this criterion. The same could happen, if the criterion of acceptable suspended solids concentration for SSF affluents is reduced to ensure longer filter runs, even for lower intervals. To face this situation the roughing filtration alternatives could be specified with longer gravel beds as it has been already recommended for the HRF option (Wegelin, 1986). However, the introduction of the DyRF, as the first pretreatment stage, have created room to improve further the specification of the gravel bed in the roughing filtration stage.

In fact, the accumulated head losses in the vertical roughing filtration alternatives during Phase I were in the range of 18 to 36 cm, after an average running period of 3 weeks. During Phase II they were in the range of 5 to 8 cm, after 4 weeks when the roughing filter units were cleaned only because of a pre-established maintenance program. This drastic head loss reduction seems to be due mainly to the introduction of the DyRF as

in this study together with the SSF technology were consistently reducing faecal coliform levels in the order 4.9 to 5.5 logs, a value well above those quoted in the literature for this type of technologies. The step by step pretreatment approach of this study probably stimulated a better environment for polishing microorganisms at the end of the roughing filtration stage or at the SSFs, in such a way that the final effluent presents a very low sanitary risk. Chemical disinfection could be used as a final safety barrier wherever possible and an eventual failure of this stage would not represent a major risk.

Whilst the URFL alternative appears to have the largest potential application for water sources with low to medium suspended solids concentrations ( $< 150$  mg/l), the URFS with two or three units in series would be around the medium range with an upper value beyond 300 mg/l. The HRF, with longer filter beds than the other options, seems to have better possibilities for higher suspended solids concentrations. However, the results so far available after the first two phases of the project show that optimization of these technologies, particularly the upflow alternatives, is highly feasible. These will permit similar efficiencies to those presented to be maintained with lower capital investment, or to reach higher efficiencies with the present financial requirements. Especial emphasis will be given in the following phase to the study not only of the technical and economic optimization of these technologies, but also to the development of tools oriented to facilitate the transfer of the present experience at professional, technical, operative and community-based organization levels.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

The research activities on which the present article is based are supported by the government of Colombia through different institutions of the water supply and sanitation sector, by the Universidad del Valle and by the government of the Netherlands through the IRC. The article is also based on part of several projects undertaken in CINARA in collaboration with the IRCWD based in Switzerland; the Robens Institute, University of Surrey, based in England; the IDRC based in Canada, and PAHO.

#### REFERENCES

1. Galvis, G. and Vischer, J.T. (1987). Filtración Lenta en Arena y Pretratamiento. Tecnología para Potabilización. A joint publication by Universidad del Valle, Colombia. Ministerio del Salud, Colombia. IRC, The Hague, The Netherlands.
2. Galvis, G. and Fernández, J. E. (1991), Manual de Diseño, Operación y Mantenimiento de Filtros Gruesos Dinámicos. CINARA, Cali, Colombia
3. Galvis, G. Vischer, J.T. and Lloyd B. (1992), Multi-stage Water Treatment For Community Water Supply in Colombia. Water Lines, Vol 10, No. 3, January 1992.

4. Galvis, G. Visscher, J.T. and Lloyd B. (1991), *Overcoming Water Quality Limitations With the Multibarrier Concept. A Case Study from Colombia. Slow Sand Filtration Workshop. AWWA - University of New Hampshire, Durham, 1991.*
5. Graham, N.J.D., Ed. (1988) *Slow Sand Filtration: Recent Developments in Water Technology*, Ellis Horwood Ltd, Chichester, England.
6. Hudson, M.E. (1981) *Water Clarification Processes. Practical Design and Evaluation*, Van Nostrand Reinhold Company, USA.
7. Lind, B., Galvis G. and Badovique, R. (1991), *Evaluation of Multiple Barrier Drinking Water Treatment Systems for Surface water Sources, 20th Caribbean Engineers Conference. Cayman 1991.*
8. Pardon, M. (1990). *Treatment of Turbid Surface Water for Small Community Supplies. PhD Thesis, University of Surrey, England.*
9. Smet, J.E.M. and Visscher, J.T. (1989), *Pretreatment Methods for Communities Water Supply. IRC, International Water Supply and Sanitation Centre, The Hague, The Netherlands.*
10. Schulz, C.R., and Okun, D.A. (1984), *Surface Water Treatment for Communities in Developing Countries. John Wiley and Sons. USA.*
11. *Standard Methods for The Examination of Water and Wastewater. (1981), Washington D.C. American Public Health Association, 15th Edition.*
12. *Standard Methods for The Examination of Water and Wastewater. (1989), Washington D.C. American Public Health Association, 17th Edition.*
13. Thanh, N.C. and Pescod, M.B. (1976), *Application of Slow Sand Filtration for Surface Water Treatment in Tropical Developing Countries. Final Report No. 65, Thailand, Asian Institute of Technology.*
14. Thanh, N.C. (1977), *Horizontal-flow Coarse-Material Prefiltration, Research Report No. 70, Thailand, Asian Institute of Technology.*
15. Visscher, J.T., Paramasivam, R., Raman, A. and Heijnen, H.A. (1987), *Slow Sand Filtration for Community Water Supply. Technical Paper No. 24, IRC, International Water Supply and Sanitation Centre, The Hague.*
16. Wegelin, M. (1986), *Horizontal-flow Roughing Filtration, a Design, Construction and Operational Manual. IRCWD, Duebendorf, Switzerland.*
17. Wegelin, M., Mbewete, T.S.A. (1989), *Horizontal-flow Roughing Filtration. In : Smet, J.E.M and Visscher, J.T., Ed. Pretreatment Methods for Community Water Supply, IRC International Water Supply and Sanitation Centre, The Hague, The Netherlands, 1989.*
18. Wegelin, M. (1991), *Horizontal-flow Roughing Filtration. International Seminar on The Improvement of Treatment Systems for Drinking Water With Pretreatment Alternatives, Organized by CINARA. Cali, Colombia, 1991.*

"Roughing Filters for Water Treatment"  
Workshop, Zürich, 25 - 27 June 1992

## **Trends in Water Filtration Technology**

Markus Boller, Dr.sc.techn., Dipl.Ing.ETH

Swiss Federal Institute for Water Resources and Water Pollution Control (EAWAG)

CH-8600 Dübendorf

### **Zusammenfassung**

Durch neue qualitative Anforderungen sowie neue Einsatzbereiche hat die Filtration von Oberflächen- und Abwasser im letzten Jahrzehnt an Bedeutung gewonnen. Der Einsatz mehrstufiger Filtersysteme hat die Anwendung der Vorfiltration in Form von Kiesfiltern und die Schnellfiltration mit innovativen Neukonstruktionen gefördert. Langzeiterfahrungen mit neuen Filtertypen wie Mehrlagen-Gewebefilter, Magnetfilter oder Biofilter sind abzuwarten. Der Trend zum geringeren Gebrauch chemischer Oxidantien und der vermehrte Einsatz von Grundwasseranreicherungen lassen auch die Langsamfiltration wieder an Aktualität gewinnen. In Zukunft wird zudem die Membranfiltration, insbesondere die Ultrafiltration nicht nur im Bereich der industriellen Abwasserreinigung, sondern auch für die Aufbereitung von Trinkwasser vermehrt in Betracht zu ziehen sein.

### **Abstract**

On account of new qualitative standards for finished waters and wastewater discharges as well as new possibilities for filter applications, filtration of surface and wastewater has gained importance during the last decade. The application of new multistage filter systems has given rise to innovative ideas in roughing filtration and other prefiltration systems, particularly in rapid filtration where many new construction types were investigated and put to practice. New filter systems such as membrane-stack cloth filters, magnetic filters, and biofilters, etc. require careful studies to ensure technical feasibility under long-term conditions. The trend to use less chemicals and more natural oxidation processes in drinking water treatment will lead to an increase in slow sand filter application. In future, also membrane filtration, particularly ultrafilters, will have to be considered as an alternative to conventional multistage schemes for the treatment of drinking water and industrial effluents.

## 1. INTRODUCTION

Water treatment by granular materials or by some kind of cloth strainers dates back to early in recorded history. From ancient India, China, and Greece, various filter systems are known to have served as water clarifiers. In modern history, the use of filters started in the first half of the nineteenth century when filters, particularly slow sand filters, were the only treatment step. Obviously, these filters were able to meet the hygienic requirements, although the disinfection theory was only developed at the end of the last century.

In modern engineering applications, filtration has become a widely used water treatment process in the production of potable water and in wastewater treatment. Whereas surface water treatment requires filtration usually as first or second treatment step, the removal of residual suspended solids, often combined with advanced phosphorus removal in wastewater treatment, restricts filtration to the final step. The application of filters in drinking water treatment has a long tradition and the design and operation are based on long-term practical experience. Although wastewater filtration makes use of a similar technology, considerable differences, especially with regard to the water characteristics, have led to different design considerations. The inhomogeneous composition of the particulate matter, the presence of still biodegradable organic substances and the enormous daily and seasonal fluctuations of the water quality and quantity require the filter systems to be carefully adapted to the wastewater characteristics. In recent years, the many new filter types and improved back-wash systems which have been developed and are still operated have helped to decrease installation costs primarily of smaller plants and have improved operation safety.

Various new standards for suspended particulates and hygienic parameters for drinking water or suspended solids and phosphorus for wastewaters resulted in an innovative phase in filtration technology and led to the application of compact treatment systems, eventually including biochemical processes. The present filter technology can still be made more reliable and economical.

In developing countries, the use of filters has become an appropriate and well-recognized technology for potable water treatment. The production of hygienically safe drinking water is of prime importance and can be brought about by a combination of different filter systems. Simple and safe operation combined with low-cost installations have made possible the application of filters not only in large treatment plants but also in small rural areas. Further development of these filter systems is possible and future experimental pilot and full-scale studies will improve the economic aspects of the filtration technology.

In recent years, a new type of filter system in the form of membrane filters was brought onto the market and rapidly gained importance in all kinds of water treatment schemes. Ultrafiltration and nanofiltration are processes with a high potential for various applications in drinking water and industrial wastewater treatment. Further development of new membranes and module constructions will certainly favor the future economic aspects of membrane filters and change many of the traditional flow schemes.

The aim of this paper is to elucidate some aspects of the various applications of water filtration and the new approaches leading to an improved technology with respect to reliability and economics.

## **2. RECENT DEVELOPMENTS -- STATE OF THE ART**

Filter performance is determined by the suspension to be filtered and the possibility to influence the particulate characteristics by chemical flocculants as well as filter construction and operational features. Therefore, recent developments in filter technology may be considered under two different aspects; i.e. chemical conditioning of the particulates and filter construction and operation.

### **2.1. Addition of Chemical Flocculants**

In the last two decades, the advantages of direct and contact filtration have been widely recognized in drinking and wastewater treatment and many existing plants have been equipped with chemical dosing facilities. In most new plants, chemical dosing and flocculation tanks have been included in filter design, although they may presently not be used.

In Switzerland, Scandinavia, and Germany, wastewater filtration is often combined with advanced phosphorus removal which requires the addition of hydrolyzing Al or Fe salts. In these cases the dose of metal salts is usually higher than necessary for particle destabilization. Precipitation of metal-hydroxo-phosphate-complexes occurs and dominates the properties of the particulates. Compared to conventional filter operation, higher headlosses, lower particulate densities and shear strength of the newly formed flocs are observed.

A preceding coagulation and flocculation step enhances undoubtedly particulate removal in filters. Especially the separation of colloidal particulates can be improved substantially by preceding flocculation and, thereby, lead to macroscopic floc formation in the filter inflow (direct filtration) or, in some cases, enhance particulate aggregation in the pore space of the media by the added chemicals without a separate flocculation step (contact filtration). The effect of the addition of Fe

salts to a tertiary filter inflow is shown as an example in Figure 1, by a comparison of the particle removal efficiency as a function of particulate size between filters with and without the use of chemicals.

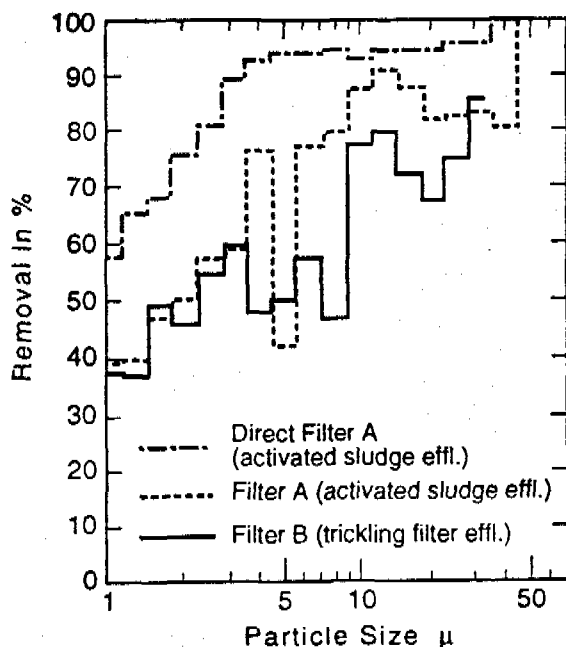


Figure 1 Particulate removal as a function of particulate size in deep-bed filters with and without the addition of flocculants

## 2.2. Filter Construction

With the conventional deep-bed gravity filters, a marked improvement was achieved when changing from single to dual or multimedia filters. The advantages of using fractioned grain sizes have been demonstrated in many instances in the past and do not need to be re-explained in detail [1,2,3].

In the last decade, several filter constructions including different systems for filter backwashing were developed and applied. The main features of the new construction types are (1) avoidance of construction of additional storage tanks for backwash and sludge water by continuous or pseudo-continuous filter operation, (2) optimization of backwash efficiency and minimization of backwash water use by special backwash facilities and backwash cycles, and (3) new types of filter bottoms and filter media.

Figure 2 gives an overview of some major full-scale construction types. In Switzerland, some of these filters are in operation since the beginning of the 80s for direct tertiary wastewater filtration. After some operating problems during the initial phase, the non-conventional filter types, which are especially suited for small water flows ( $3000 < m^3/d$ ), showed a satisfactory to excellent

Figure 2a Filter constructions applied in water filtration

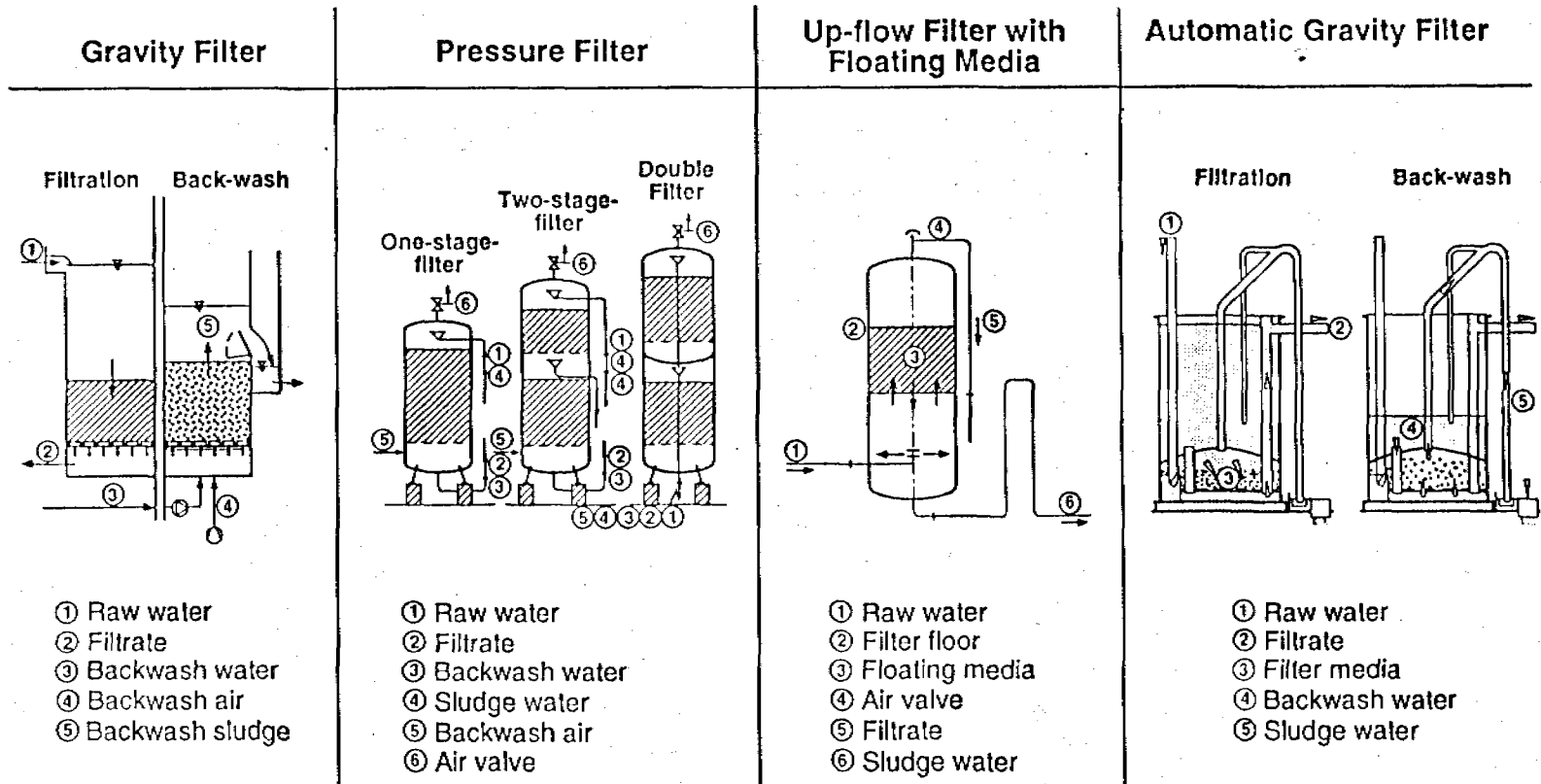
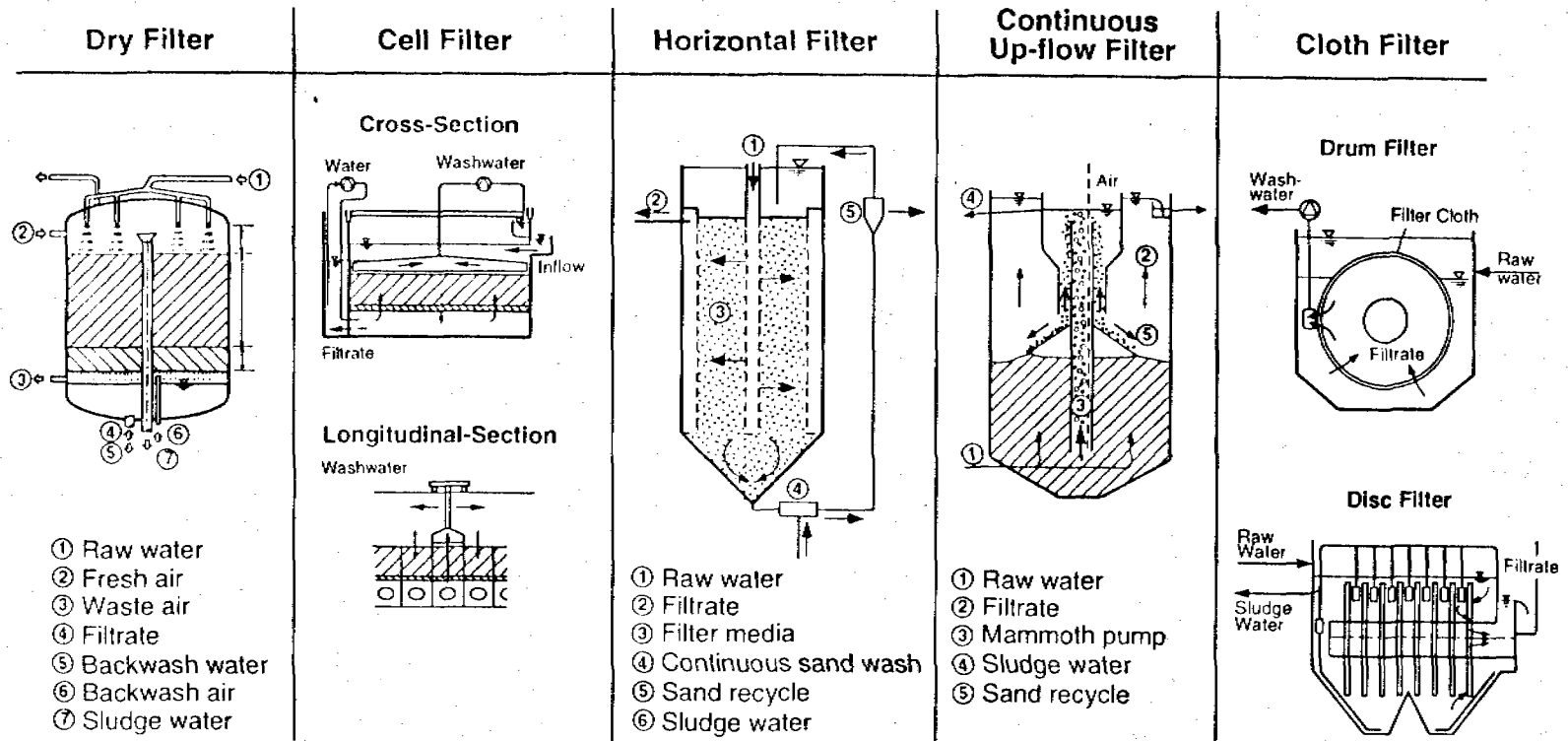




Figure 2b

Filter constructions applied in water filtration



performance. This would appear to confirm that new construction ideas may still lead to improved operation at lower costs.

### 3. TRENDS IN FILTRATION TECHNOLOGY

In order to classify filtration systems with respect to new developments, filter application is divided into four different groups: (1) prefilters or roughing filters, (2) rapid filters and similar types, (3) slow sand filters, and (4) membrane filters.

#### 3.1. Roughing Filtration

Prefilters or roughing filters are usually the first in a series of at least two filters used to remove larger quantities of particulates. Roughing filters, thus, protect following filter systems from rapid clogging. Roughing filters in the form of gravel beds or microstrainers are more efficient than plain sedimentation and less effective than rapid or slow sand filters and, thus, are well suited to meet intermediate water quality requirements. Microstrainers are often used to decrease solid loads for succeeding rapid filters treating water from lakes and reservoirs, whereas the gravel filter types serve to pretreat turbid river waters for succeeding slow sand filters or groundwater recharge basins. In developing countries where chemical flocculants cannot be applied [4], the latter application has been recognized as perfectly suited for drinking water treatment schemes.

The use of microstrainers, especially for the separation of algae, has shown that opening size and algae type (size, shape) are primary variables affecting strainer performance. In order to improve the efficiency of solid separation in strainers, the opening size of the mesh is decreased. New strainer materials allowing openings down to 5  $\mu\text{m}$  are already available. However, they are limited by the rapid headloss increase which leads to higher energy consumption and higher use of backwash water. Experience with tertiary contact strainers has shown that a somewhat better performance can be achieved with unwoven felt cloth materials. Compared to steel or nylon microstrainers, precipitated Fe-hydroxide flocs of low shear strength are retained with higher efficiency in cloth filters. However, a comparison of cloth filters with deep-bed rapid filters revealed that colloidal matter  $<10 \mu\text{m}$  is usually removed with lower efficiency in strainer type filters. Since particle mass removal efficiency of cloth filters compares well with deep-bed filters they may not be grouped together with the roughing filters. However, if the removal with respect to particle number concentrations is considered, the surface type filters show an inferior performance. In Figure 3, the particle removal efficiency of a deep-bed and a cloth filter is shown as a function of particulate size and confirms the expected difference.

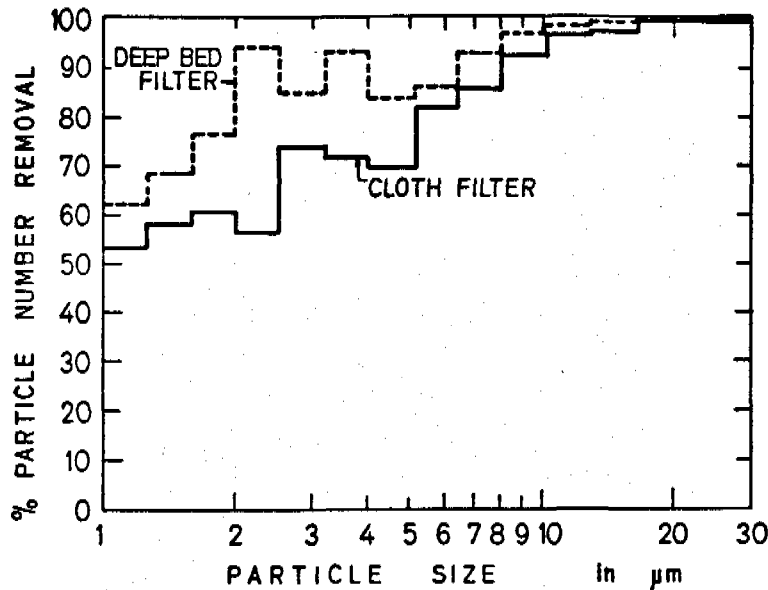


Figure 3 Particulate removal efficiency as a function of particulate size in contact cloth and deep-bed filters

Other types of pretreating filters are the horizontal or vertical flow gravel filters. Their design and application have been discussed in more detail elsewhere [5]. Many recent studies, especially in third world countries and in Switzerland, have shown that the operation of these filters may be improved considerably by optimizing the backwash. Since backwashing operations ought to be as easy as possible, the filters are usually regenerated by simple downflow flushing of the remaining water contained in the filter box. In an investigation of the groundwater recharge plant of Aesch, Switzerland, several different flushing modes were compared [6]. The results of backwash efficiency clearly demonstrated the advantage of sectionwise flushing by intermittent opening and closing of the underdrains. With regard to backwash efficiency and ease of operation, a series of vertical flow filters has shown to be slightly more appropriate than a long horizontal roughing filter. Another gravel filter type was recently investigated by Rajapakse and Ives [7]. The so-called pebble-bed filter consists of gravel media whose pore space is partially filled with sand. High silt storage capacities and easy cleaning are the claimed advantages of the upflow filter type. Figure 4 shows the media arrangement of a pebble-bed filter.

Another idea which may gain importance in roughing filter design is the replacement of the coarse gravel by a media with a more favorable surface/volume ratio. Since a gravel bed has a porosity of 45 - 50%, more than half of the bed volume is dead space. The question is whether part of this volume can be made available as reactor volume and whether the internal collector surface of the filter can be increased by choosing other materials. A study of horizontal roughing filters with different media types was conducted at EAWAG for the treatment of secondary wastewater [8]. A gravel filter and a filter with randomly packed plastic chips were run in parallel. Some media

characteristics are shown in Table 1 together with some results of this investigation. A significant improvement in filter performance of the plastic media filter could be observed. New high porosity media and the high specific surface area lead to increased separation efficiency and longer filter runs. Where durable and robust materials of high specific surface area are available, it is worthwhile testing them together with conventional gravel media. However, the denser the media packing, the greater the operational problems expected with filter cleaning and backwashing. More corresponding studies are needed to find technically feasible solutions.

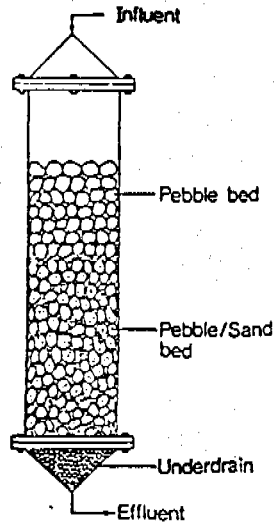


Figure 4 Schematic diagram of a pebble-bed filter from Rajapakse and Ives [7]

Table 1 Comparison between conventional gravel media and plastic media in horizontal roughing filtration

|  | Treatment of Primary Effluent |                    |                     |                   |                | Treatment of Secondary Effluent |                   |                |
|--|-------------------------------|--------------------|---------------------|-------------------|----------------|---------------------------------|-------------------|----------------|
|  | Media Porosity                | Dispers. Coeff.    | Headloss after 35 d | Turbidity Removal | E.coli Removal | Headloss after 70 d             | Turbidity Removal | E.coli Removal |
|  | %                             | cm <sup>2</sup> /s | cm                  | %                 | %              | cm                              | %                 | %              |
| Horizontal Gravel Filter<br>$v_f = 1\text{m/h}$<br>$d_g = 15\text{-}30\text{mm}$ $L = 50\text{cm}$<br>$d_g = 4\text{-}8\text{mm}$ $L = 140\text{cm}$ | 32-35                         | 3.7                | 2.5                 | 45.8              | 48.7           | 6.5                             | 72.7              | 50.9           |
| Horizontal Plastic Media Filter (plastic chips)<br>$v_f = 1\text{ m/h}$<br>$L = 190\text{cm}$  | 82-95                         | 0.38               | 3.0                 | 73.4              | 60.5           | 0.5                             | 82.7              | 62.2           |

### 3.2. Rapid Filtration

In use over many decades, deep-bed rapid filtration has become a widely recognized drinking water treatment process. In recent years, filtration has gained new interest in the field of drinking water and, especially, wastewater treatment. Problems encountered with the disinfection of resistant pathogens such as *Giardia* cysts, ought to be solved by solid separation in filters. Consequently, new water treatment regulations in the US will stimulate an increased use of filtration plants.

In addition, the conventional flow schemes for suspended solids removal with flocculation/sedimentation/filtration can or could in many cases be replaced by a more efficient double filter system where the space-consuming sedimentation step can be omitted. Two contact filters in series with an appropriate media selection have shown to handle solids concentration levels of clay suspensions of up to 400 g TSS/m<sup>3</sup> [9].

The high standard of conventional mechanical-biological treatment plants in the wastewater treatment technology of many Western countries is supplemented by additional treatment steps for phosphorus and nitrogen removal as well as tertiary filtration. Combined with the use of chemical flocculants, tertiary filtration has proved to be an excellent means of reaching low suspended solids concentrations of 0-5 g TSS/m<sup>3</sup> and low phosphorus residuals of 0-0.2 g total P/m<sup>3</sup> [10]. Future trends suggest that filtration may also be increasingly combined with biological processes such as nitrification or denitrification in biofilters.

#### 3.2.1. Progress in Filtration Theory

Today, filtration plants are still designed on purely empirical rules. Astonishing enough, the intense research work and the numerous findings of the last decades had little impact on filter design. The development of new filter techniques and filter systems is usually based on pilot or full-scale testing performed by construction engineers and applied researchers.

The reason for this poor information transfer from theoretical particle removal models to practical application is that models simplify considerably real process conditions, even though most of the important transport and attachment mechanisms have been taken into account in various complex and sophisticated filter models. Main discrepancies between theoretical studies and real filter systems are found in model assumptions concerning the particulates (spherical, monodisperse, monodense) and the filter media (spherical, clean, smooth).

New filter models are still under development. Recently established simulation models of the filtration process take into account the inhomogeneous nature of the pore space and require pilot

and full-scale testing [11]. Further progress in filtration theory can be expected if more information on the heterogeneous characteristics of particulates contained in surface or wastewaters and on their behavior in the course of an entire filter cycle is available and transferred to an appropriate formulation of transport and attachment mechanisms of single particulates.

### 3.2.2. Trends in deep-bed filter design

Since the filter area is directly determined by filtration rate, high design velocities indicate a reduction in construction costs. The high filtration rate tendencies, as observed over the last three decades, were often accompanied by a decrease in filtrate quality and stability which was compensated by the use of filtration aids such as Fe, Al salts and appropriate polyelectrolytes. However, the trend to apply higher velocities or even high-rate filters with rates of up to 40 m/h [12] was not widely practiced on account of too short filter runs and increased danger of breakthroughs. The highest rates are applied in tertiary wastewater filters during rain weather flow with velocities of up to 20 m/h. Under dry weather conditions, these filters are usually operated far below 10 m/h.

The trend to so-called contact filters where coagulants are added directly to the filter inlet and flocculation is supposed to occur in the pore space may be successful in the first filter of a double filter system, but is not recommended for single-stage filters. There, a minimum flocculation time of 10 - 20 minutes at moderate velocity gradients is necessary to produce a suitable floc size to be removed in porous media filters.

Another frequently studied filter parameter is the filter media. Many new types of granular materials have been investigated over the last decades and some improvements in separation efficiency, decrease of headloss, and media costs have been achieved. In practice, only a few types of media are applied which are suited for dual or, in a few cases, for three media filters. The use of plastic and similar materials did not show striking advantages and are comparatively too expensive. In future, the trend to non-granular materials may be more successful. Instead of using grains where 50-60 % of the filter volume is lost as dead space, particle collectors of higher porosity could lead to considerably higher solid retention capacities. An approach in this direction are fiber or cloth filters in the form of membrane-stack filters as suggested and investigated by Gimbel [13]. Figure 5 illustrates the concept of woven or non-woven membrane layers where the particulates are retained between and on the fiber membranes which comprise a certain number of relatively large holes for easy water advection at low pressure drop. Several different membrane materials were applied for the separation of quartz particulates and compared with conventional granular media. Higher filter efficiency combined with more than tenfold higher solids retention capacities at similar headlosses were observed and confirmed the advantages of this new concept. However, further development of

construction details and appropriate backwash systems will be needed to develop an appropriate filter type for the treatment of larger water quantities.

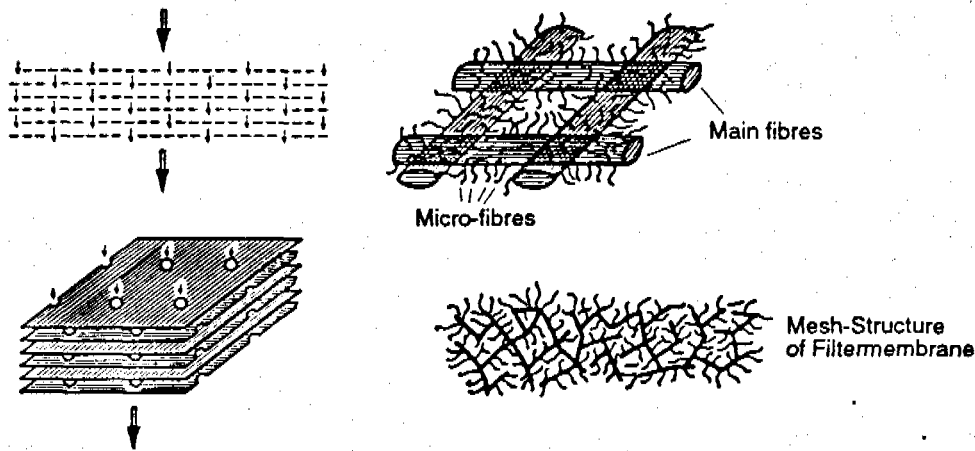


Figure 5 Concept of cloth membrane-stack filters according to Gimbel [13]

### 3.2.3. New Filter Applications

New elements of solid separation mechanisms and additional processes taking place in or on the media are currently studied and developed as pilot and full-scale units.

Remarkably new elements are contained in magnetic separators where particulates are agglomerated by magnetite or flocculants of magnetic properties, and separated on collectors consisting of irregular wire meshes surrounded by a high gradient magnetic field which is generated by an electric coil. Figure 6 shows the flow scheme and some construction elements of a typical magnetic filter. Particulates as small as  $1\ \mu\text{m}$  are rapidly transported under the attractive forces to the wire mesh. The main advantages of magnetic filtration are its small space requirement and its suitability for the treatment of smaller water flows (e.g. industrial effluents). Magnetic filters are cleaned at regular intervals (15-30 minutes) by interrupting the flow and the power to the coil. The wire mesh is demagnetized for a short time and can be backwashed.

The development of new magnets producing superconducting magnetic fields may lead to larger system capacities at lower specific energy costs and heat losses. The potential possibility of separating paramagnetic waterborne particulates without the need of magnetic seeding is theoretically possible and would offer great advantages. Yet, under practical conditions this process has not been operating successfully with regard to an economically promising solid separation alternative for various treatment applications.

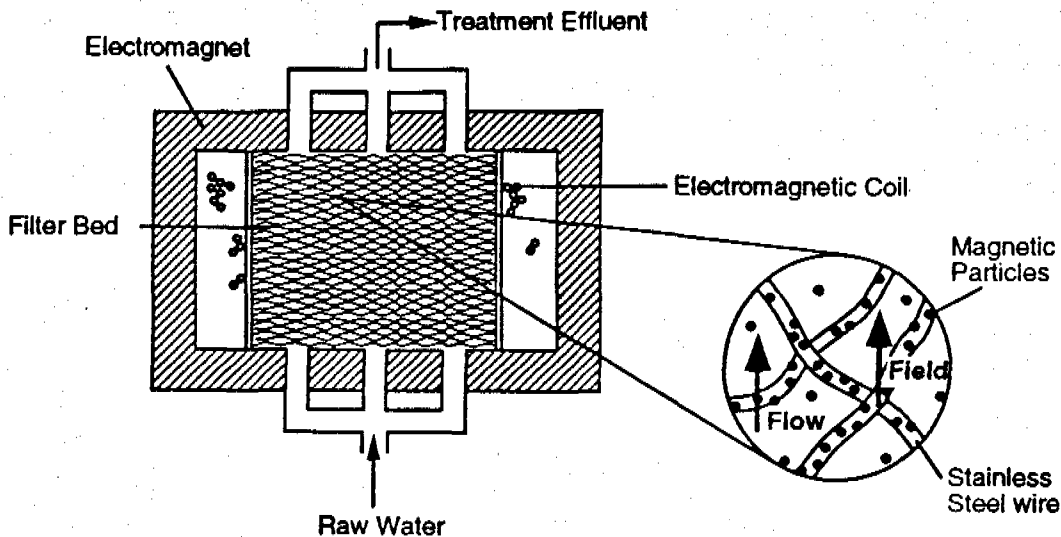


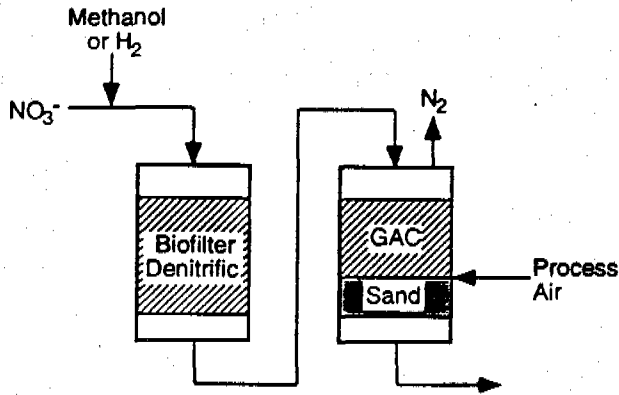
Figure 6 Magnetic filter scheme

By integrating biochemical processes into particle separating filter units, the granular materials can serve two purposes (1) as solids removal media, and (2) as fixed biomass carrier material. Many studies of new process applications are currently under way with these biofilters. Degradation of organic matter, nitrification, denitrification, and biological phosphorus removal are processes which can be combined with the separation of the produced surplus sludge in the same filter unit. A few of the many different process combinations with biofilters in drinking water as well as wastewater treatment flow schemes are shown in Figure 7. Some have already been tested on a full-scale and will widen the experience that is needed to further optimize biofilter performance.

The high specific surface area of the filter material allows relatively high biochemical transfer rates and, consequently, smaller process units. The characteristic of biofilters is the relatively high gas flow in the form of air, oxygen or nitrogen which is responsible for substantial backmixing and the hydraulically inhomogeneous flow patterns. From a process engineering point of view, biofilters can, therefore, not be compared with typical dispersed flow type reactors such as deep-bed and trickling filters. Different types of biofilters are in use which can automatically be backwashed with air and water. In some biofilters, only the top layers are aerated whereas the lower part acts as normal granular deep-bed. In others, the gas flow penetrates the total filter height. Lower solids removal efficiency, but longer filter runs can be expected from the latter system. Figure 8 shows some major biofilter types which are in pilot or full-scale use today.



### Drinking Water Treatment



### Wastewater Treatment

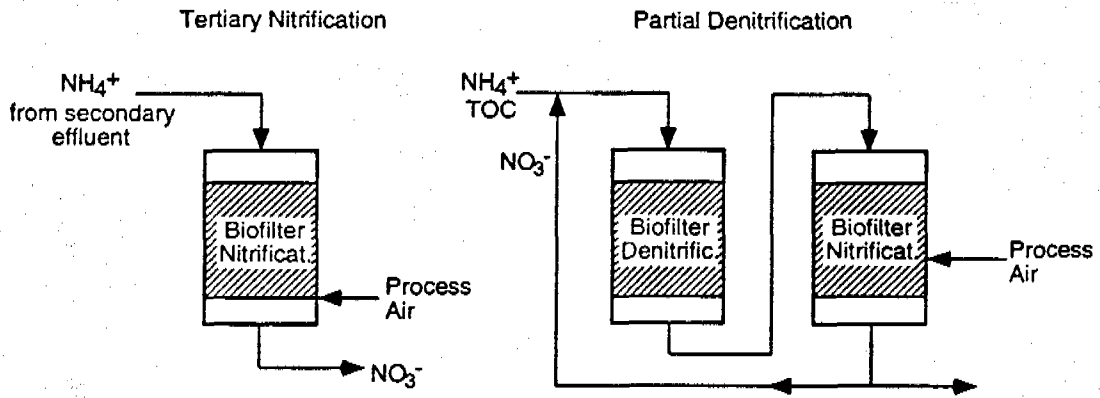


Figure 7 Process combinations with biofilter systems

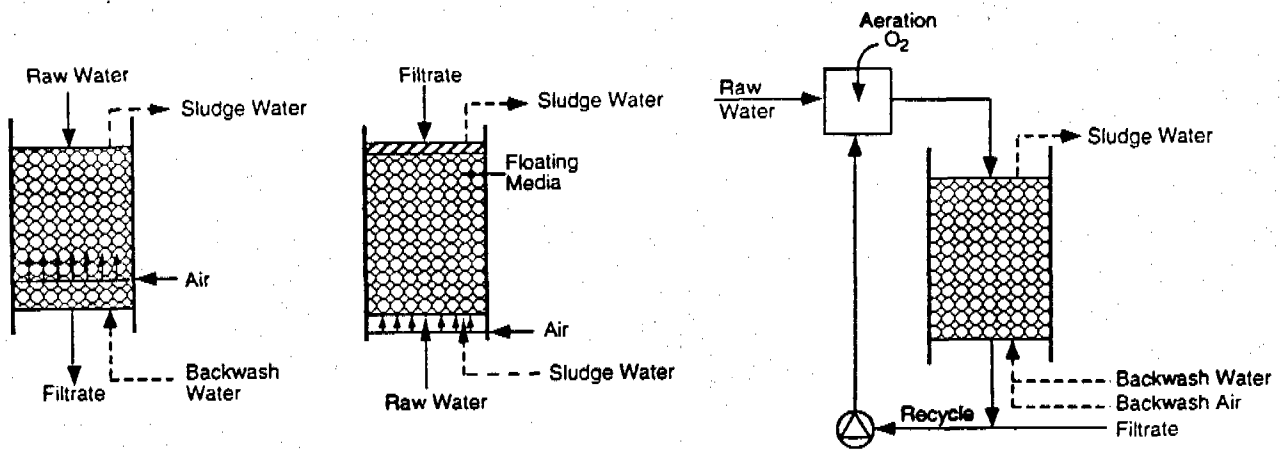


Figure 8 Types of biofilters

### 3.3. Slow Sand Filtration

Slow sand filtration is a simple and reliable technology capable of producing a hygienically safe drinking water from surface waters. Therefore, this technology was already adopted in the last century since the flow through a fine granular media at low velocities seemed sufficient to reach a desired drinking water quality. However, due to the large space required by this process, slow sand filters have been abandoned in larger new treatment schemes. Today, many of the old slow sand filters are still in operation, sometimes under modified operational conditions. Replacement of part of the sand layer by activated carbon and operation at higher filtration rates were the main modifications made to the old system used at the Zurich waterworks [14].

Similar to slow sand filters, artificial recharge basins may be considered a more recent slow sand filter application. Similar filtration rates and the same chemical-biological processes in the media may occur in a sand layer preceding the infiltration into the underground.

In future, slow sand filtration may gain increasing importance since a series of disadvantages have been observed when using chemical disinfectants such as  $\text{Cl}_2$ ,  $\text{ClO}_2$ , and  $\text{O}_3$ . The formation of undesirable by-products (trihalomethanes, aldehydes, bromate) can only be avoided when precursors are removed or when low dosages or no chemicals are applied. In both cases, slow sand filtration and artificial recharge are alternative processes based on more natural removal mechanisms which may be more frequently used in future.

Since slow sand filtration is known to be a simple and reliable treatment process for safe drinking water production, it is perfectly suited for treatment schemes in developing countries. A great number of slow sand filters, which have recently been put into operation all over the world, have usually shown a satisfactory performance. Slow sand filters are perfect solid separators due to their fine filter grains and low filtration velocities. The major fractions of suspended solids usually do not penetrate into the media but are deposited on the media surface. This, of course, may lead to a rapid clogging if the particulate concentration exceeds a certain level. A consequent rapid headloss increase and short filter runs are the main operational drawbacks encountered with slow sand filters. In developing countries, this is the reason why many filters have become inoperative and are in need of rehabilitation. A new scheme using roughing filters as first and slow sand filters as second treatment step seems to overcome this problem without the use of chemical flocculation or disinfection.

Another way of prolonging slow sand filter runs is to cover the top layer with a special fleece of unwoven meshwork or with gravel layers. Experiments carried out by different investigators

[6,15,16] showed that especially with synthetic fleece covers at least a threefold increase in filter run time can be expected.

In future, more ecological drinking water treatment and distribution systems may gain increasing importance, i.e., the demand for a sustainable technology. In Switzerland, the water authorities have agreed to maintain the groundwater and springwater quality at a level which will allow the production of drinking water possibly without treatment whereas surface water quality should be such that drinking water can be produced by a simple and reliable technology [16]. In view of the latter aspect, the question arises if the large energy-consuming drinking water systems, including costly multistage treatment schemes and expensive distribution networks, will be considered a sustainable technology in future. In some cases, especially in mountainous regions, the alternative might well be the tapping of more springwater and groundwater or the treatment of surface water above consumer level and the distribution of the water by gravity instead of using groundwater or lake water which has to be pumped with remarkably high pressure heads. Case studies are needed to determine installation and operation costs of alternative systems which would allow a cost benefit analysis of different technical alternatives under various energy cost scenarios.

### 3.4. Membrane Filtration

Membrane filtration, which is a promising alternative to conventional water treatment processes such as flocculation/sedimentation/granular media filtration/disinfection, will certainly be a process of increasing importance. Depending on the cutoff of the membrane, membrane filters are able to remove turbidity, bacteria and other microorganisms down to the size of viruses, organic compounds and even dissolved inorganic ions. Membrane filters are divided into ultrafilters, nanofilters and reverse osmosis modules according to their cutoff range. Figure 9 gives an overview of the range of particle cutoffs used for the three membrane filter types.

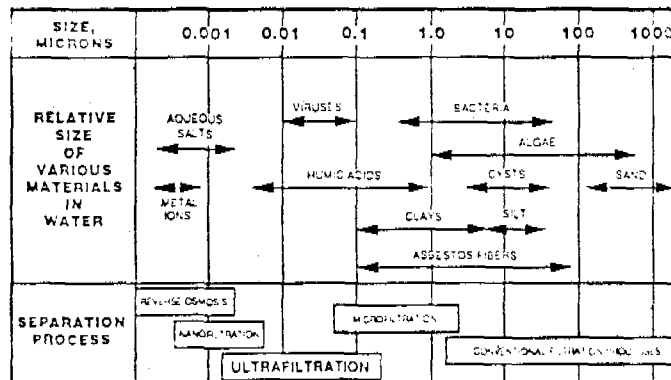


Figure 9 Membrane separation processes and their application range in relation to particulate size

The first membranes on a polymeric basis were developed in the 60s. In the last decade, developments in membrane materials and manufacturing technology have considerably increased the potential for their application in water treatment. Higher transmembrane fluxes and more specialized membranes for specific applications helped lowering capital and operating costs. Membrane filters are increasingly competitive with a series of conventional treatment steps.

As regards the membranes suited for suspended solids removal, the typical particulate size range for ultrafiltration reaches from 0.05 to about 10  $\mu\text{m}$ , whereas nanofilters operate at lower cutoffs down to 0.001  $\mu\text{m}$ . The latter are often called softening membranes because calcium and magnesium ions as well as dissolved organics in the order of 500 daltons can be removed. Whereas nanofilters employ pressures between 5 and 10 bar for operation, ultrafilters can operate at lower pressures between 0.7 and 8 bar. In the following discussion of membrane applications for particulate removal, only ultrafiltration is further considered. Ultrafilters are able to remove bacteria, algae, cysts, clay minerals, asbestos fibres, etc., quantitatively from the water. Recent studies have shown that even viruses can be retained effectively by ultrafiltration, and, thereby, confirm its aptitude as perfect disinfection process as long as no aftergrowth occurs.

Today, ultrafilters serve a variety of purposes in industrial wastewater treatment in food and in other processing industries. For particulate removal in drinking water treatment, only few studies have been conducted on the use of various membranes and modules. Several investigations [18,19,20] have tested pipe, plate-and-frame, spiral wound and hollow fiber modules with different membranes often on the basis of cellulosic derivatives for turbidity and bacterial removal. Recent studies with hollow fiber membranes for the treatment of river waters by Jacangelo et al. [21] have revealed detailed performance data on particulate removal and viruses. The removal of three groups of particulates were investigated by a membrane with a cutoff of 80000 daltons. Viruses (MS2 bacteriophages, bacteria (*E. coli*), and protozoa (*Giardia muris*) ranging in size from approximately 0.02  $\mu\text{m}$ , 1-3  $\mu\text{m}$  and 7-14  $\mu\text{m}$ , respectively, at a concentration of  $10^5 - 10^7$  organisms/ml were filtered. All organisms were eliminated down to the detection limit; i.e. at least a 5 - 7 log reduction was achieved. Figure 10 shows the particle size distribution in two investigated surface waters and in the ultrafiltrate water in the size range from 1 to 100  $\mu\text{m}$ . The data confirm that particulates larger than 5  $\mu\text{m}$  are removed down to the detection limit and, below this limit, very low particulate concentrations were measured. It also illustrates the ability of ultrafilters to remove particulates in the size range of *Giardia* and *Cryptosporidium* nearly quantitatively. The specific membrane fluxes with applied pressures of 0.9 - 1.0 bar were in the range of 100 - 110  $\text{l/m}^2\text{h}$ , the feed water recovery was 90 - 95% and the backwash water use amounted to 5 - 10% of the flow.

According to the reported results, ultrafilters are capable of replacing processes like coagulation, filtration, pre-disinfection, and may even be combined with powdered activated carbon to

simultaneously eliminate adsorbable organic substances. With the help of membrane filters, water treatment becomes very compact and space saving. Nevertheless, ultrafiltration is still an expensive process and, since long-term performance data are not yet available, only estimates of operation and maintenance requirements can be made.

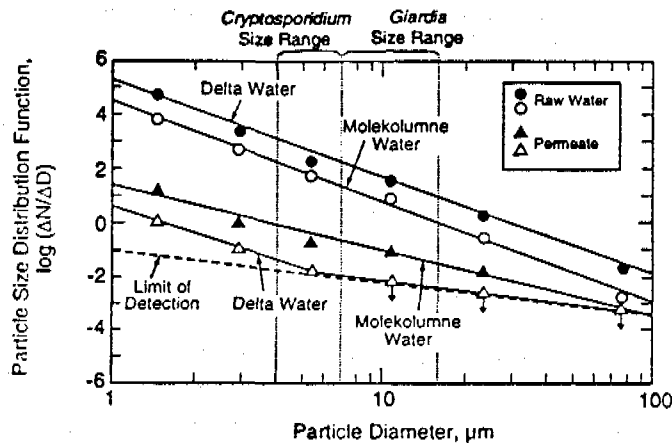


Figure 10 Particle size distribution in two surface waters and in the filtrate of an ultrafilter plant. Data from Jacangelo et al. [21]

A cost comparison between a conventional treatment train comprising pre-ozonation/flocculation/sedimentation/filtration/chlorination and an ultrafiltration plant including prefiltration in the USA [21] is given in Figure 11. The specific total costs in SFr./m<sup>3</sup> are plotted as a function of the plant size and reveal that ultrafilters may be competitive only below a hydraulic capacity of about 2000 m<sup>3</sup>/d. A significant difference between the two alternative treatment schemes is visible when investment and operating costs are compared. With an investment cost component of 75% for the ultrafiltration alternative, the total costs are predominantly determined by the costs for ultrafilter modules, whereas for conventional systems, the investment fraction amounts to only 45%.

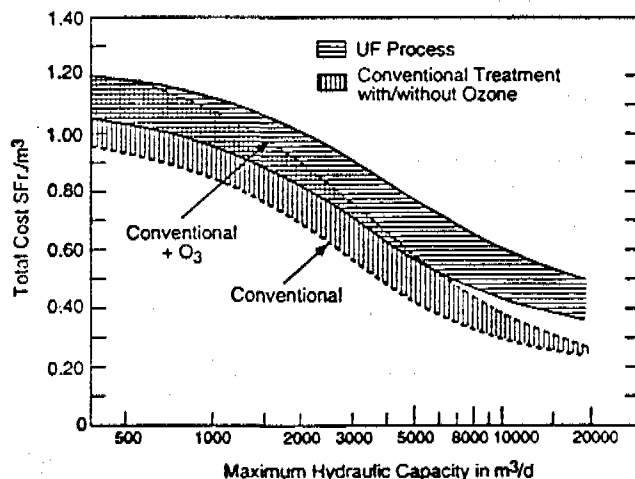


Figure 11 Cost comparison between conventional treatment methods and ultrafiltration as regards turbidity removal, chemical oxidation, and disinfection

The application of low-pressure ultrafilters looks promising and may replace many of the conventional treatment schemes in order to meet the new quality requirements. However, in order to solve problems encountered with membrane fouling, concentrate disposal and energy consumption, further research is necessary, especially on long-term performance.

#### 4. CONCLUSIONS

Filtration has been widely applied for many decades in water treatment. It is a standard process in many schemes treating surface waters for drinking water production or polishing secondary wastewater effluents. New regulations and quality requirements in the field of drinking water and wastewater are and will be responsible for the increasing importance of filtration. At the same time, an innovative phase in filtration technology has brought and will continue to bring many new elements into the design and operation of all kinds of water filters whose new application fields are still being explored.

Whereas filtration for drinking water treatment is mostly applied in the form of conventional gravity filters, the present wastewater filtration technology is more diverse and comparisons are now possible between the different alternatives under full-scale long-term conditions. Except for membrane filters, the new filter types are usually developed to produce an equal filtrate quality at lower costs. Filters may be divided into four groups according to their area of application. Since roughing filters, rapid filters, slow sand filters, and membrane filters produce different quality filtrates, their developments have to be considered separately.

Roughing filters are applied as pretreatment step and usually combined with succeeding rapid or slow sand filters. The increasing application potential of so-called double filter systems and the development of appropriate drinking water treatment schemes in third world countries, applying a combination of roughing and slow sand filters, are good reasons to emphasize the improvement of simple and reliable systems. Investigations on the upgrading of the present backwash technology and the replacing of coarse gravel media by materials with higher specific surface and higher porosity, as well as tests with horizontal and vertical upflow and downflow gravel or pebble-bed filters for various raw water suspensions containing particulates such as clay minerals, algae, and wastewater particles are necessary to further develop and improve the application of roughing filters.

In the field of rapid filters, the application of many new filter systems has enabled a decrease in the total costs at equal or even better efficiency, especially with smaller water quantities. At the same time, due to the variety of technical solutions, it has become more difficult to make a choice

between the different alternatives. A careful study of the most promising systems under full-scale conditions is, therefore, recommended.

It is astonishing that the rapid progress in filtration technology was achieved without the backing of theoretical filtration developments. Theoretical models are still too strongly based on artificial conditions that deviate considerably from practical application. A closer correlation between theoretical and practical issues is to be subjected to future studies.

As regards roughing filters, the replacement of granular materials by highly porous media may offer considerable advantages when designing future rapid filter systems. However, the development of fiber membrane filters and similar types has not reached technical feasibility for large water quantities. Further developments of backwash systems and construction details are needed.

Magnetic separators, which have found a recent application in filtration technology, enable very rapid and effective particle transport to the collector surface consisting of a magnetized wire mesh. Until now, the waterborne particulates had to be aggregated by magnetite seeding in order to allow effective removal. Future developments might bring some improvements with superconducting magnetic fields where no seeding would be necessary.

Another trend in rapid filtration, especially in wastewater treatment, is the combination of particulate removal with biological processes. Biological oxidation of organic matter, nitrification, denitrification, biological phosphorus removal, and anaerobic treatment are processes which can be combined with filtration on granular media. In the near future, the results of pilot and full-scale investigations will reveal the technical feasibilities and economic aspects of the various combinations.

In the future, slow sand filtration may gain increasing importance in the treatment of surface waters not only in developing countries but also in Western countries. The ever increasing number of undesirable disinfection by-products resulting from chemical oxidation may lead back to traditional slow sand filtration or artificial recharge and bank filtration systems as effective means of pathogen removal and biochemical oxidation processes.

The application of membrane filters has gained recognition as a new technology in water treatment. In ultrafiltration, nanofiltration, and reverse osmosis, membranes of different cutoffs are used for different purposes. Ultrafiltration as an alternative to the filtration of colloidal particulates, is capable of completely removing particles down to the size of viruses and, thus, enables a whole process combination, consisting of flocculation/filtration/chemical disinfection, to be replaced by

one unit. At present, feasibility studies are showing promising results with respect to water fluxes and separation efficiency. The costs for the membrane modules, however, are still high and restrict their economic application to small water quantities. If the investment costs of future developments can be decreased and long-term performance improved, membrane filters will certainly be a competitive water treatment technology.

## REFERENCES

- [1] Ives K.J. (1979) - The basis for the application of multiple layer filters to water treatment, Z. f. Wasser- und Abwasserforschung, 12, p.106-110
- [2] Bernhardt H. und Schell H. (1988) - Erfahrungen mit dem Betrieb von Mehrschichtfiltern, GWF, 6, p. 403-412
- [3] Schalekamp M. (1971) - Mehrschicht-Schnellfiltration - Vergleichsuntersuchungen, Gas-Wasser- Abwasser, 55, p. 495-501
- [4] Wegelin M., Schertenleib R., Boller M. (1991) - The decade of roughing filters - development of a rural water treatment process for developing countries, Aqua, Vol. 40, p. 304-316
- [5] Wegelin M. (1986) - Horizontal-Flow Roughing Filtration (HRF), A Design, Construction and Operation Manual, IRCWD-Report No. 06/86, Duebendorf
- [6] Wegelin M. (1990) - Feldversuche zur Optimierung der Kies- und Sandfilter auf der Grundwasseranreicherungsanlage Aesch/BL, EAWAG-Bericht 15-4740, Amt f. Umweltschutz und Energie, Kanton Basel-Land
- [7] Rajapakse J.P. and Ives K.J. (1987) - Pebble Matrix Filtration, Final Report, Dept. of Civil and Municipal Eng., Univ. College London
- [8] Wegelin M., Mechsner K. and Boller M. (1990) - Roughing Filtration of Wastewater, EAWAG-Report, not published
- [9] Boller M. and Munz Ch. (1988) - Double Direct Filtration for High Turbidity Removal. In: Particle Technology in Relation to Filtration Separation, Vol. 11, The Royal Flemish Society of Engineers, Antwerp, Belgium
- [10] Boller M. (1985) - Full Scale Experience with Tertiary Contact Filters, Chem. Water and Wastewater Treatment, Schriftenreihe, Verein WaBoLu, 62, Fischer Verlag, Stuttgart/New York
- [11] Burganos V.N., Paraskeva C.A. and Payatakes A.C. (1991) - Three-Dimensional Trajectory Analysis and Network Simulation of Deep Bed Filtration, J. Colloid. and Interf. Sci., Vol. 148, p. 167-181
- [12] West J., Rachwal A.J., Cox C.G. (1979) - Experiences with high rate tertiary treatment filtration in the Thames Water Authority, Inst. of Water Eng. and Scientists, 33, p. 45-63



- [13] Gimbel R. (1983) - Entwicklung eines neuartigen Tiefenfilters zur Trübstoffabscheidung, Vom Wasser, 61, p.1-16
- [14] Schalekamp M. (1971) - Die Wirksamkeit schnell betriebener Langsamfilter I und II, Gas-Wasser-Abwasser, 51, p. 152-163 und p. 199-205
- [15] Mbwette T.S. and Graham N.J. (1988) - Pilot Plant Evaluation of Fabric-Protected Slow Sand Filters, In: Slow Sand Filtration, Ellis Hoorwood Ltd., England
- [16] Schalekamp M. (1991) - Langsamfilter bei der Grundwasseranreicherung. Zehnmal längere Laufzeiten als bisher, Gas-Wasser-Abwasser, 8, p. 552-561
- [17] Maag Ch. (1992) - Editorial, Gas-Wasser-Abwasser, 3, p. 139
- [18] Conlon W.J. and Click J.D. (1984) - Surface Water Treatment With Ultrafiltration, FS/AWWA, FPCA, 58th Annual Conf.
- [19] Michaels A.S. (1981) - Ultrafiltration: An Adolescent Technology, Chemtech., 43
- [20] Jacangelo J.G., Aieta M.E., Carns K.E., Cummings E.W., Mallevalle J. (1989) - Assessing Hollow-Fiber Ultrafiltration for Particulate Removal, JAWWA, Vol. 81, 11, p. 68-75
- [21] Jacangelo J.G. (1991) - Pilot Investigation of Membrane Technology for Particulate Removal in Drinking Water Treatment, Final Report, James M. Montgomery, Consulting Eng., Pasadena, California, USA