



Versuchsanstalt für Wasserbau,  
Hydrologie und Glaziologie  
der Eidgenössischen  
Technischen Hochschule Zürich

---

**Mitteilungen**

**124**

**Die Kolmation von Fliessgewässersohlen:  
Prozesse und Berechnungsgrundlagen**

Ulrich Schälchli

Zürich, 1993

Herausgeber: Prof. Dr. Dr.h.c. D. Vischer

## Vorwort

Unter Kolmation, Kolmatierung oder Kolmatage versteht man im allgemeinen eine Überflutung von Gelände mit sinkstoffhaltigem Wasser. Mit dieser Massnahme soll entweder eine Erhöhung des Geländes oder dessen Düngung erreicht werden. Schon seit langem verwendet man aber den gleichen Begriff auch für die Ablagerung von Wasserinhaltstoffen auf oder in einer Gewässersohle. Nur handelt es sich dann nicht um eine gewollte Massnahme sondern um einen Nebeneffekt des Feststofftransports, der je nachdem erwünscht oder unerwünscht sein kann. Dadurch wird nämlich die Gewässersohle zunehmend abgedichtet, so dass Exfiltrationen aus dem Gewässer ins angrenzende Grundwasser unterbunden oder zumindest stark gehemmt werden.

Der Autor dieser Mitteilung, Dr. U. Schälchli, hatte im Rahmen von Umweltverträglichkeitsuntersuchungen die Gelegenheit, sich mit diesem Nebeneffekt zu befassen. So ging es bei einem wichtigen Projekt um die Beurteilung einer Kette von Flussstauhaltungen, wobei sich folgende Fragen stellten: Würde sich eine Kolmation bilden und welche Auswirkungen betreffend des Sickerwasserabflusses wären zu erwarten? Liesse sich die Kolmation durch zeitweilige Stauabsenkungen wieder wegspülen? Wie müsste die Folge der Kolmations- und Dekolmationsprozesse beeinflusst werden, um genügend Exfiltrationen von Flusswasser in das stark genutzte Grundwasser zu gewährleisten?

Dr. U. Schälchli setzte sich zum Ziel, diese Prozesse grundsätzlich zu erhellen. Auf dem Weg zu diesem Ziel bediente er sich des Experiments und der Filtrationstheorie. Für ersteres stand ihm eine grosse hydraulische Versuchsrinne zur Verfügung, die er für seine Zwecke ergänzte und ausrüstete. Dabei konnte er durch Einbau von natürlichen Mischungen von Sohlenmaterial sowie durch dessen Beaufschlagung mit schwebstoffbelasteten Strömungen den Kolmationsvorgang simulieren. Eine darauf abgestimmte elektronische Datenerfassung erlaubte ihm die Durchführung von Langzeitversuchen. Die Datenauswertung geschah mit Ansätzen, wie sie auf den Gebieten der Sedimenthydraulik, der Grundwasserströmung und insbesondere eben der Filtrationstheorie bekannt sind, und mündete in einer Anzahl von konkreten Aussagen.

Wir sind sicher, dass diese Aussagen bei weiteren einschlägigen wasserwirtschaftlichen Fragestellungen und Umweltverträglichkeitsprüfungen Beachtung finden werden und das sowohl in der Forschung wie in der Praxis der Wasserbau-Ingenieure und der Hydrogeologen.

Wir danken hier ausdrücklich Dr. Boller und Dr. Sturm von der Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (EAWAG) für ihre Hilfe.

Prof. Dr. D. Vischer

## INHALT

Zusammenfassung .....	9
Abstract .....	10
Résumé .....	11
<b>TEIL 1: EINFÜHRUNG UND GRUNDLAGEN .....</b>	<b>13</b>
<b>1. EINLEITUNG .....</b>	<b>15</b>
1.1 Ausgangslage .....	15
1.2 Ziel der Untersuchungen .....	17
1.3 Aufbau des Berichts .....	17
<b>2. GRUNDLAGEN UND LITERATUR-ÜBERBLICK .....</b>	<b>19</b>
2.1 Definition der Kolmation .....	19
2.2 Grundlagen der Filtrationstheorie .....	21
2.2.1 Tiefen- oder Raumfiltration .....	21
2.2.1.1 Prozesse .....	21
2.2.1.2 Berechnungsgrundlagen .....	25
2.2.2 Kuchenfiltration .....	27
2.2.2.1 Klassische Filtergleichung der Kuchenfiltration .....	27
2.2.2.2 Probleme bei der Anwendung der klassischen Filtergleichung .....	31
2.2.3 Folgerungen für die Kolmation von Fliessgewässersohlen .....	33
2.3 Kolmationsentwicklung .....	34
2.3.1 Überblick der Einflussgrössen .....	34
2.3.2 Sohlenmaterial .....	35
2.3.3 Fliessgeschwindigkeit und Sohleinschubspannung .....	36
2.3.4 Schwebstoffe .....	39
2.3.5 Grundwasserspiegellage, hydraulischer Gradient und Filtergeschwindigkeit .....	40
2.3.6 Wassertemperatur .....	43
2.3.7 Morphologie .....	45
2.3.7.1 Quer- und Längenprofil .....	45
2.3.7.2 Natürliche Schwelten (rifles) .....	45
2.3.7.3 Einzelne Steine oder Blöcke .....	47
2.3.7.4 Alternierende Kiesbänke .....	47
2.3.7.5 Ufergehölz, Holzschlag .....	47
2.3.7.6 Uferverbauungen .....	48
2.3.8 Biologische Kolmation .....	48
2.4 Kolmationstiefe .....	49
2.5 Spül-Hochwasser .....	50
2.6 Berechnungsansätze .....	52
2.6.1 Infiltration ohne sohlenparallele Strömung .....	52
2.6.2 Infiltration bei Fliessgewässern .....	54
2.7 Flussstauhaltungen .....	56
2.7.1 Schwebstoffablagerung und Kolmation .....	56

2.7.2 Aufbau von Dünen .....	59
<b>3. DIE VERSUCHSANLAGE.....</b>	<b>61</b>
3.1 Aufbau .....	61
3.2 Sohlenmaterial.....	64
3.3 Schwebstoffe.....	66
3.4 Übertragbarkeit.....	69
3.4.1 Das Flussmodell .....	69
3.4.2 Das Filtrationsmodell.....	70
3.5 Messgenauigkeit .....	71
3.5.1 Der Rinnenabfluss.....	71
3.5.2 Der Porenwasserdruck.....	72
3.5.3 Der Sickerwasserabfluss.....	72
3.5.4 Die Abflusstiefe.....	73
3.5.5 Mittlere Fehler abgeleiteter Größen.....	73
<b>TEIL 2: KOLMATION IN FLIESSGEWÄSSERN.....</b>	<b>77</b>
<b>1. AUFBAU ALLUVIALE R FLIESSGEWÄSSERSOHLEN.....</b>	<b>79</b>
1.1 Beobachtungen in Kiesgruben-Aufschlüssen .....	79
1.1.1 Sedimentstrukturen.....	79
1.1.1.1 Grauer Kies.....	81
1.1.1.2 Brauner Kies.....	82
1.1.1.3 Wechsellagerung von Grauem und Braунem Kies.....	82
1.1.1.4 Rollkieslagen .....	82
1.1.1.5 Bimodal-Wechsellagerung mit integrierten Rollkieslagen .....	82
1.1.1.6 Sandlinsen .....	84
1.1.1.7 Siltlinsen .....	84
1.1.2 Durchlässigkeit.....	84
1.2 Sohlenbildungsprozesse .....	85
1.2.1 Grauer und Brauner Kies.....	86
1.2.2 Rollkieslagen und bimodale Wechselschichtlagerungen .....	88
1.2.3 Sandlinsen.....	92
1.3 Analyse von Kornverteilungen.....	92
1.3.1 Naturbeobachtungen .....	92
1.3.2 Mischungen im Versuchsstand.....	95
1.4 Durchlässigkeit natürlicher Korngrößenverteilungen.....	97
<b>2. KOLMATIONSPROZESSE .....</b>	<b>102</b>
2.1 Beobachtungen in Natur .....	102
2.2 Beobachtungen im Versuchsstand .....	105
2.3 Ablauf der inneren Kolmation.....	112
<b>3. KOLMATIONSVERSUCHE .....</b>	<b>117</b>
3.1 Versuchsprogramm.....	117
3.2 Datenaufbereitung.....	119
3.2.1 Hydraulische Parameter der Gerinneströmung.....	119
3.2.2 Hydraulische Parameter der Sickerströmung.....	121

3.2.3 Tiefe der Kolmationsschicht.....	122
3.3 Dimensionsanalyse .....	125
3.4 Kolmations-Gleichung .....	129
3.4.1 Grundlagen und Vorgehen .....	129
3.4.2 Darstellung der Versuchsresultate .....	130
3.4.3 Auswertung der Versuchsresultate .....	134
3.4.3.1 Vorgehen.....	134
3.4.3.2 Zusammenhang zwischen dem spezifischen Filterwiderstand und den Einflussgrößen .....	135
3.4.3.3 Regression mit allen Einflussgrößen.....	139
3.4.3.4 Regression mit vier Einflussgrößen.....	140
3.4.3.5 Regression mit drei Einflussgrößen.....	145
3.4.4 Die Kolmations-Gleichung .....	149
3.5 Sonderfälle.....	152
3.5.1 Grundwasserexfiltration .....	152
3.5.2 Ungesättigte Infiltration.....	157
3.5.3 Trockenfallen der Sohle.....	161
3.5.4 Transport von Feingeschiebe.....	163
3.6 Grenzzustand der Kolmation .....	166
3.6.1 Beobachtungen.....	166
3.6.2 Multiple Regressionen mit fünf Variablen .....	168
<b>4. HOCHWASSERVERSUCHE .....</b>	<b>174</b>
4.1 Versuchsprogramm.....	174
4.2 Beobachtungen der Dekolmation.....	175
4.3 Versuchsresultate .....	179
4.3.1 Vorgehen .....	179
4.3.2 Deckschichtstabilität.....	181
4.3.2.1 Berechnung nach Gessler und Günter.....	181
4.3.2.2 Berechnung nach Tsujimoto und Günter.....	184
4.3.3 Grenzbedingungen der Dekolmation .....	186
4.3.4 Durchlässigkeitszunahme beim Dekolmationsbeginn .....	189
4.4 Interpretation .....	191
<b>TEIL 3: KOLMATION IN FLUSSSTAUHALTUNGEN.....</b>	<b>195</b>
<b>1. EINLEITUNG .....</b>	<b>197</b>
<b>2. KOLMATIONSENTWICKLUNG .....</b>	<b>198</b>
2.1 Versuchsprogramm.....	198
2.2 Versuchsablauf und -Resultate .....	199
2.2.1 Versuche ohne Geschiebetransport (ESw1 und ESw2).....	199
2.2.2 Versuch mit Geschiebetransport (ESv1).....	204
2.3 Kolmationsprozesse .....	207
2.3.1 Parallelen und Unterschiede zur klassischen Kuchenfiltration.....	207
2.3.2 Massgebende Prozesse.....	207
2.3.2.1 Sortierung des Materials in Fliessrichtung: .....	207

2.3.2.2 Einlagerung von Feinstpartikeln in die Poren der bestehenden Ablagerungen.....	208
2.3.2.3 Dünen und Riffel.....	208
2.4 Folgerungen .....	209
2.4.1 Zeitliche Entwicklung der Durchlässigkeit.....	210
2.4.2 Unterer Grenzwert der Durchlässigkeit .....	210
<b>3. SPÜLUNGEN UND HOCHWASSERABFLUSS.....</b>	<b>212</b>
3.1 Versuchsprogramm.....	212
3.2 Spülprozesse und Durchlässigkeitszunahme .....	213
3.3 Erosionsbeginn der konsolidierten Feinmaterialablagerungen.....	219
<b>4. FOLGERUNGEN.....</b>	<b>222</b>

## ANHANG

1.1 Kornverteilungskurven verschiedener aus den Messquerschnitten entnommener Proben .....	229
2.1 Gemittelte Wasserspiegel - Längenprofile für verschiedene Abflüsse im Bereich eines Messquerschnitts.....	230
2.2 Vertikale Geschwindigkeitsverteilung .....	231
2.3 Streifenweise hydraulische Berechnung.....	232
2.4 Rechenschema Normalabfluss Rinne .....	234
2.5 Filterbelegungs - Widerstands - Diagramme aller ausgewerteten Kolmationsversuche .....	236
2.6 Liste der in den Regressionen ausgeschiedenen Versuchsresultate.....	248
2.7 Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten spezifischen Filterwiderständen.....	249
2.8 Widerstands - Filterbelegungs - Diagramme der Versuche mit ungesättigter Infiltration .....	251
2.9 Kornverteilungskurve der zudosierten Feingeschiebemischung.....	252
2.10 Widerstands - Filterbelegungs - Diagramme der Versuche, wo ein oberer Grenzwert erreicht worden ist .....	253
2.11 Zusammenstellung der Hochwasserversuche mit den massgebenden gemessenen und berechneten Größen.....	255
2.12 Versuchsresultate Hochwasserversuche.....	259
<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>267</b>
<b>Symbole .....</b>	<b>271</b>
<b>Lebenslauf .....</b>	<b>274</b>

## ZUSAMMENFASSUNG

Unter Kolmation versteht man die Ablagerung von Schwebstoffen in oder auf der Fliessgewässersohle. Die Kolmation bewirkt einerseits eine Reduktion der Sohlendurchlässigkeit und anderseits eine Verringerung des Porenraums bei gleichzeitiger Verfestigung des Sohlensubstrats. Kolmatierte Fliessgewässersohlen führen damit zu einer Reduktion der Grundwasserneubildung und zu einer Beeinträchtigung des Lebensraums der Gewässerfauna.

Aufgrund von Naturbeobachtungen sowie ausgedehnten Untersuchungen in einer Rinne der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, sind die Kolmationsprozesse in freien ungestauten Fliessstrecken analysiert worden. Für die Kolmation massgebend sind die feinsten Schwebstoffpartikel der Silt- und Tonfraktion. Es zeigt sich, dass die suspendierten Feinpartikel unmittelbar unter der Deckschicht, im Porenraum der Filterschicht, abgelagert werden. Bei grösseren Abflüssen können diese schwach durchlässigen Horizonte erodiert werden, womit die Sohlendurchlässigkeit wieder auf ihren maximalen Wert ansteigt. In natürlichen Fliessgewässern ist also eine von den hydraulischen Verhältnissen und vom Feststoffangebot geprägte Ganglinie der Kolmation zu beobachten. Werden bei Massnahmen im Einzugsgebiet oder im Fliessgewässer die die Kolmation bestimmenden Grössen verändert, so kann die Durchlässigkeit und die Struktur der Gewässersohle nachhaltig verändert werden. Die vorliegende Arbeit bietet ein Werkzeug, um das Ausmass solcher Veränderungen abschätzen und quantifizieren zu können.

In der oben erwähnten Laborrinne ist eine mehrjährige Versuchsserie zur Kolmation der Sohle freier Fliessstrecken durchgeführt worden. Die Messungen erlaubten die Herleitung verschiedener Gleichungen, mit denen erstmals möglich ist, die Kolmationsentwicklung eines konkreten Fliessgewässers in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussgrössen vorherzusagen. Die einzelnen Elemente des Gleichungssystems betreffen die Berechnung

- *der Kolmationstiefe,*
- *der Kolmationsentwicklung,*
- *des Grenzzustandes der Kolmation,*
- *der strömungshydraulischen Grenzbedingungen des Dekolmationsbeginns,*
- *sowie der Durchlässigkeitszunahme beim Dekolmationsbeginn.*

Zusätzlich konnte der Einfluss einer ungesättigten Infiltration, einer Grundwasserexfiltration, eines Trockenfallens der Sohle, sowie eines Feingeschiebetransports über die stabile Deckschicht analysiert und interpretiert werden.

Ein weiterer Teil der Untersuchungen widmet sich der Kolmation von Flussstauhaltungen. Die Schwebstoffpartikel lagern sich hier in Form äusserer Kolmationsschichten auf der Gerinnesohle ab. Die diesbezüglich durchgeführten Rinnenversuche bieten einerseits einen Einblick in die komplexen Kolmationsprozesse und anderseits resultieren Angaben betreffend der zeitlichen Entwicklung und des zu erwartenden unteren Grenzwertes der Durchlässigkeit. Die Spül- und Hochwasserversuche zeigen ferner, unter welchen Randbedingungen die Erosion der Feinmaterialablagerungen einsetzt und welche Durchlässigeitszunahme dabei erwartet werden kann. Die Untersuchungsergebnisse zur Kolmation von Flussstauhaltungen erlauben insofern eine Optimierung des Wehrbetriebs, als eine bessere Annäherung an die gewünschten Sickerwasserverhältnisse erreicht werden kann.

## ABSTRACT

The siltation of a river bed takes place when the wash load either deposits on the surface layer or intrudes into the porous system of the gravel matrix. This results in both a reduction of the hydraulic conductivity and a cementation of the structure of the river bed. The consequence of this is the decrease of the groundwater recharge as well as the detraction from the habitat of the benthos.

Based on observations in nature and extensive flume tests at the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology of the Federal Institute of Technology of Zurich, the siltation process was analyzed in free flowing channels with a coarse gravel bed. The clogging of the pore space is decisive characterized by the very fine particles of the silt and the clay fractions. It is shown that the wash load is deposited directly under the armor layer in the so-called filter layer. During floods these layers with low permeability are flushed and eroded, so that the hydraulic conductivity increases to the upper limit again. In natural rivers one can observe a characteristic hydrograph of the siltation process which is dominated by the hydraulic conditions and the solid load (bed and wash load). When one or several of these parameters are changed the permeability and the structure of the river bed may become detrimentally affected. This work gives a tool to quantify the extent of such consequences.

In the laboratory flume several long-run experiments were carried out with natural grain size distributions of both, bed load and wash load. The measurements led to the derivation of several equations to calculate the siltation process of a certain river bed in dependency on the dominant parameters. These equations concern

- *the clogging depth,*
- *the development of the clogging process,*
- *the lower limit of the hydraulic conductivity,*
- *the required flow-conditions for flushing the clogging layer*
- *and the increase in permeability during the flushing process.*

In addition some special cases were analyzed including the unsaturated infiltration, the exfiltration of groundwater, the effect of drying up of the river bed and the transport of fine gravel over the stable river bed.

The third part of this thesis concerns the siltation of reservoirs. Here the wash load is deposited *on* the original coarse river bed. The flume experiments gave insight into the complex siltation processes with some information about the time dependent decrease and the lower limit of the hydraulic conductivity. Flushing experiments were carried out to observe the flow conditions required for the erosion of the deposits and to measure the magnitude of the increasing permeability. The results make possible to optimize the operation of reservoirs with regard to the desired interaction between river and groundwater.

## RESUME

Le colmatage de lits de rivières est un processus qui est provoqué par la déposition de matériaux en suspension sur le fond ou dans les pores de la couche superficielle. Il en résulte une réduction de la perméabilité du fond et une cimentation de sa structure. Des fonds de rivières colmatés présentent donc une capacité de régénération de la nappe phréatique et des possibilités pour le benthos de trouver des habitats réduites.

Le processus de colmatage de fonds de rivières non influencés par un remous de barrage a été étudié de façon approfondie en nature et en un canal du Laboratoire de Recherches Hydrauliques, Hydrologiques et Glaciologiques de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich. Les particules fines appartenant aux fractions de limons ou d'argiles sont responsables du colmatage. Elles sont déposées immédiatement sous la couche de pavage, donc dans les pores de la couche appelée de filtration. Sous des conditions naturelles ces couches sont érodées à intervalles plus ou moins réguliers par des débits de crue, ce qui résulte en un rétablissement de la perméabilité maximale. Dans des cours d'eau naturels on peut donc observer une sorte d'hydrographe du colmatage qui dépend des conditions hydrauliques et de l'alimentation en matière solide. Des interventions effectuées dans le bassin versant ou le cours d'eau lui-même qui altèrent un des paramètres dictant le colmatage de façon substantielle il peut en résulter un changement permanent de la structure et la perméabilité du fond de cette rivière.

L'étude présentée offre une méthode d'évaluation de l'influence de changements de cette sorte.

Des mesures qui ont été prises en canal de laboratoire lors d'expériences à longue durée ont permis d'établir des équations qui permettent de décrire l'évolution du colmatage d'un fond de rivières. Le système d'équations dérivé permet en particulier de calculer

- *la profondeur du colmatage*
- *l'évolution du colmatage*
- *l'état limite du colmatage*
- *la valeur limite pour les conditions hydrauliques qui déclenchent un décolmatage*
- *l'augmentation de la perméabilité lors du début du décolmatage.*

En plus, l'influence de conditions non-saturées pour l'infiltration, d'une mise à sec du fond, et du transport d'un charriage de particules plus fins que celles du fond a été étudiée.

Une autre partie de l'étude a été consacrée au colmatage de fonds de retenues de barrages. Dans ce cas les matériaux en suspensions se déposent en des couches de colmatage externes sur le fond original de la rivière. Pour ce cas également le processus très complexe du colmatage a été éclairci et les résultats des mesures permettent de quantifier la réduction de la perméabilité et sa valeur à l'état limite. Des expériences simulant des opérations de chasse ont montrés quelles sont les conditions hydrauliques nécessaires pour une érosion de ces couches et permettent d'indiquer un ordre de grandeur pour l'augmentation de la perméabilité qui en résulte. L'opération des vannes peut en conséquence être optimisée en fonction des conditions d'écoulement dans la nappe phréatique désirées.

**TEIL 1:**  
**EINFÜHRUNG UND GRUNDLAGEN**

# 1. EINLEITUNG

---

## 1.1 AUSGANGSLAGE

Die Sohle von Fliessgewässern ist die Grenzschicht zwischen dem Gerinne und dem angrenzenden Boden. In der vorliegenden Arbeit wird davon ausgegangen, dass es sich bei der Gewässersohle um eine lockere Schüttung von Material mit vergleichsweise breiter Kornverteilung handelt. Die Gewässersohle stellt demnach eine durchlässige Grenzschicht dar, durch welche Wasser in das Gerinne austreten (exfiltrieren) oder in den Boden infiltrieren kann. In welche Richtung das Wasser fliesst, ist von der gegenseitigen Lage des Gerinne- und des Grundwasserspiegels und damit von den lokalen Druckverhältnissen abhängig. Die Gewässersohle wirkt dabei als Filtermedium, das bei der Infiltration die festen Inhaltstoffe (Feinpartikel) des Sickerwassers zurückhält. *Durch die Ablagerung dieser Feinpartikel wird der Porenraum verringert, die Filterschicht verfestigt und die Durchlässigkeit reduziert. Dieser Prozess wird als Kolmation bezeichnet* (eine ausführlichere Beschreibung des Phänomens folgt in Kapitel 2.1).

Aus hydraulischer Sicht weist die Gewässersohle für den Gerinneabfluss eine bestimmte Rauhigkeit auf, die zusammen mit der Gerinnegeometrie zum massgebenden Fliesswiderstand führt. Umgekehrt wirkt der Gerinneabfluss mit einer bestimmten Schleppkraft auf die Sohle ein. Erreicht diese Schleppkraft eine bestimmte Grösse, so kann sich die Form und die Zusammensetzung der Sohle ändern. Gerinneberandung und Strömung beeinflussen sich also gegenseitig, wobei erstere durch den Abfluss und den dazugehörenden Feststofftransport massgebend geprägt wird. Die Kolmation entwickelt sich während den nicht-gerinnebildenden Phasen des Abflussgeschehens. Wird die Form und die Zusammensetzung der Gewässersohle durch die Strömung verändert, so führt dies in der Regel zu einer Resuspension der abgelagerten Feinpartikel und damit zu einer **Dekolmation** der Sohle.

Die Sohle eines Fliessgewässers ist der Lebensraum verschiedenster Pflanzen und Tiere. Die Oberfläche und der Porenraum der Sohle können von Algen besiedelt werden. Die Sohle bietet ihnen Halt und Schutz zugleich. Makroinvertebraten, das Larvenstadium von am Wasser lebenden Insekten, bewohnen sowohl die Sohleoberfläche als auch das Interstitial (Porenraum) der oberflächennahen Schichten. Sie ernähren sich als Weider vom Aufwuchs an Steinen (Algen, Pilze, Bakterien) oder als passive Filtrierer aus dem partikulären Nachschub von organischem Material des Abflusses (Frutiger, 1991). Die Fische suchen Schutz zwischen den grösseren Steinen und Blöcken der Sohle oder in unterströmten Uferzonen. Die forellenartigen Fische legen ihre Eier in Laichgruben ab. Die ausgeschlüpften Fische im Embryonalstadium verbringen

ihren ersten Lebensabschnitt im Porenraum der Sohle, wo sie Schutz finden. Durch die Kolmation wird die Bedeutung der Flussohle als Lebensraum in vielfacher Hinsicht tangiert. Betroffen sind im wesentlichen 1) die Art und die Grösse des Lebensraumes infolge der Reduktion des Porenraums, 2) die Gestaltung des Lebensraums infolge der Verfestigung des Korngefüges und 3) die Nähr- und Sauerstoffzufuhr in das Innere der Gewässersohle infolge einer Reduktion der Durchlässigkeit.

*Die Kolmation von Fliessgewässersohlen beeinflusst demnach sowohl den Wasseraustausch zwischen Oberflächen- und Grundwasser (Grundwasserneubildung), als auch den Lebensraum der verschiedensten Pflanzen und Tiere.* Kolmation ist daher ein stark interdisziplinäres Thema. In der vorliegenden Arbeit werden vor allem die strömungshydraulischen und feststoffmechanischen Aspekte untersucht. Aus früherer Auftragsarbeit und einem weiterführenden Literaturstudium sind dem Autor auch die Anliegen anderer Sachbereiche bekannt. Mit der vorliegenden Arbeit sollen daher auch Prozesse und Resultate dargestellt werden, welche diesen mitbetroffenen Fachgebieten dienen.

Wie später im Detail erklärt wird, ist Kolmation ein Phänomen, das in jedem natürlichen Fliessgewässer, örtlich und zeitlich beschränkt, auftritt. Durch menschliche Eingriffe kann die Kolmation verstärkt, flächenmäßig ausgedehnt und zeitlich verlängert werden. Die Eigenschaften einer Fliessgewässersohle können dadurch massgebend und nachhaltig verändert werden. Die menschlichen Eingriffe können grob in vier Gruppen eingeteilt werden:

- Verminderung der Hochwasserspitzen durch Hochwasserableitungen, durch Wasserumleitungen in Kanälen oder bei grösseren Wasserfassungen (Restwasserstrecken).
- Grössere Reduktion der Fliessgeschwindigkeit in Flussstauhaltungen.
- Flussbauliche Eingriffe mit grösseren flussmorphologischen Veränderungen durch Begradigung, künstliche Abflästerung, Schwellenbau oder monotone Uferlinienführung.
- Massive Reduktion oder Unterbindung der Geschiebezufuhr und des Geschiebetransports.

Die Bedeutung und die Auswirkung solcher Eingriffe muss im Einzelfall untersucht werden. Oft lassen sich durch einfachere Massnahmen oder durch einen angepassten Betrieb von Regulierorganen die gravierendsten Auswirkungen auf den Wasserhaushalt und den Lebensraum des Benthos deutlich verringern.

## 1.2 ZIEL DER UNTERSUCHUNGEN

*Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf Fliessgewässer in alluvialen, nicht-bindigen Ablagerungen. Im Blickpunkt des Interesses stehen Bäche und Flüsse, wie sie in der Schweiz häufig anzutreffen sind mit einer breiten, vergleichsweise groben Kornverteilung des Sohlenmaterials, einer mässigen bis starken Schwebstoffkonzentration, sowie einer eher schwachen organischen Belastung des Abflusses.*

*Das Ziel dieser Arbeit besteht im wesentlichen aus den folgenden vier Punkten:*

- **Erkennung und Beschreibung der Kolmationsprozesse.**
- **Herleitung von Berechnungsgrundlagen für die Kolmation von Fliessgewässersohlen.**
- **Festlegung der Grenzbedingungen für die Dekolmation von Fliessgewässersohlen.**
- **Beschreibung der Kolmationsprozesse in Flussstauhaltungen.**

*Besonderes Gewicht dieser Arbeit gilt der Praxisrelevanz. Trotz der Komplexität des Themas sollen die physikalischen Zusammenhänge so dargestellt werden, dass damit konkrete Problemstellungen angegangen und gelöst werden können. Das primäre Ziel der Arbeit ist daher, die Kolmation in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussgrössen zu quantifizieren.*

*Der Grossteil der Untersuchungen erfolgte in einer Laborrinne der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH in Zürich. Es wurde grossen Wert darauf gelegt, die Versuchsbedingungen möglichst ähnlich denjenigen in Natur nachzubilden. Das Sohlenmaterial als auch die Schwebstoffe sind daher direkt aus einem natürlichen Gewässer entnommen und in der Rinne eingebaut, respektive dem Abfluss beigemischt worden. Naturbeobachtungen und -Messungen ergänzen im Rahmen des Möglichen die Laborresultate.*

## 1.3 AUFBAU DES BERICHTS

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in drei Teile:

**Teil 1** widmet sich zuerst den Grundlagen der Filtrationstheorie (Kapitel 2.2), welche die Basis für die Herleitung der Kolmationsgleichungen bilden. Anschliessend ist in den Kapiteln 2.3 bis 2.9 eine thematisch gegliederte Zusammenfassung der bestehenden Literatur zur Kolmation von Fliessgewässersohlen zu finden. Zum Teil sind dabei auch eigene Untersuchungen und Überlegungen integriert. In Kapitel 3 werden die Versuchsanlage, das verwendete System zur Datenaufnahme mit der Messgenauigkeit, sowie die Ähnlichkeitsbedingungen der Versuchsanlage vorgestellt.

**Teil 2** widmet sich der Kolmation und der *Dekolmation* von freien (ungestauten) Fliessgewässersohlen. Darin werden einerseits die in Natur und im Labor beobachteten Kolmationsprozesse beschrieben (Kapitel 1 und 2) und anderseits ein auf den Versuchsresultaten basierendes Berechnungsinstrumentarium hergeleitet, das den gesamten Komplex der Kolmation und der Dekolmation umfasst (Kapitel 2 bis 4).

**Teil 3** widmet sich den Kolmations- und Spülprozessen in Flussstauhaltungen. Die Beobachtungen in der Laborrinne werden zusammengefasst und interpretiert. In den Folgerungen (Kapitel 4) werden Entscheidungshilfen angeboten, um den Betrieb der Regulierorgane so zu gestalten, dass die angestrebten und gewünschten Sickerwasserverhältnisse ohne weitergehende Massnahmen möglichst gut angenähert werden können.

## 2. GRUNDLAGEN UND LITERATUR-ÜBERBLICK

---

### 2.1 DEFINITION DER KOLMATION

*Unter der Kolmation einer Fliessgewässersohle können alle Vorgänge verstanden werden, die zu*

- *einer Reduktion des Porenvolumens,*
- *einer Verfestigung des Filtermediums*
- *und zur Durchlässigkeitsabnahme der Sohle führen.*

Mit Kolmation wird also ein *Prozess* bezeichnet, nämlich der Eintrag und die Ablagerung von Wasserinhaltstoffen (suspendierte und gelöste Stoffe) auf oder im porösen Sohlenkörper. Nach Beyer & Banscher (1975) wird die Ablagerung der Wasserinhaltstoffe *auf* der Sohle als **äussere Kolmation** und der Eintrag sowie die Ablagerung dieser Stoffe *in* der Sohle als **innere Kolmation** bezeichnet. Im weiteren Sinn ist auch Feinsand, der unter bestimmten hydraulischen Bedingungen als Geschiebe transportiert wird, an der Kolmation beteiligt.

Ist dieser Prozess so weit fortgeschritten, dass sich die hydraulischen und bodenmechanischen Eigenschaften der Sohle wesentlich verändert haben, so ist die Sohle **kolmatiert**. Dabei haben sich im Innern der Sohle **Kolmationshorizonte** gebildet oder auf der Sohle **äussere Kolmationsschichten** abgelagert.

Biologische Vorgänge können die Kolmation einer Sohle fördern oder hemmen; im ersten Fall spricht man von biologischer Kolmation (vgl. Kapitel 2.3.8).

Entscheidend für den Ablauf der Kolmation sind die Kornverteilungen des Sohlenmaterials und der Schwebstoffe. Die Feinpartikel können entweder erstens ungehindert in den Porenraum eindringen und unter Umständen zum Teil mit der Strömung bis in den Grundwasserträger transportiert werden (Tiefenfiltration), zweitens im oberflächennahen Porenraum abgelagert oder drittens auf der Sohle in Form eines Filterkuchens zurückgehalten werden (Oberflächenfiltration). Welche Prozesse massgebend sind, hängt vom Verhältnis der Korngrössen des Sohlenmaterials und der Schwebstoffe ab. In der Literatur geben verschiedene Autoren Kriterien an, um in Abhängigkeit von charakteristischen Korndurchmessern festzulegen, welcher Prozess dominierend ist. Leider beziehen sich diese Kriterien vornehmlich auf Einkornmischungen oder auf Mischungen mit kleiner Streuung.

Sowers & Sowers (1970) geben zwei Funktionen an, die sich auf charakteristische Korndurchmesser von Mischungen mit breiter Kornverteilung

stützen und mit denen die Wirksamkeit eines Filtermediums beurteilt werden kann:

$$d_{15} \text{ (Filtrat)} < d_{15} \text{ (Filter)} / 5 < d_{85} \text{ (Filtrat)} \quad (1.1)$$

Demgemäß muss der Poredurchmesser des Filtermediums (entspricht  $d_{15} \text{ (Filter)} / 5$ ) kleiner als das  $d_{85}$  der Schwebstoffpartikel sein, damit der Transport von Partikeln durch das Filtermedium verhindert wird. Anderseits muss für eine freie Drainage, das heisst ohne eine oberflächliche Verstopfung des Filters, der Poredurchmesser grösser sein als das  $d_{15}$  der Schwebstoffe. Bei Erfüllung dieser zwei Ungleichungen werden die Schwebstoffe also im Innern des Filtermediums wirksam zurückgehalten. Die Formel 1.1 hat Gültigkeit, falls die beiden Kornverteilungskurven des Filtermediums und der Schwebstoffe in etwa parallel verlaufen.

Sherard, Dunnigan & Talbot (1984) geben ferner eine Beziehung an, für welche Feinsand (fs) nicht in Grobsand (cs) eindringen kann:

$$d_{15}(\text{cs}) < 9 d_{85}(\text{fs}) \quad (1.2)$$

In Abbildung 1.1 sind die zweite Ungleichung von Sowers & Sowers und die Beziehung von Sherard et al. dargestellt. Durch die zwei Geraden werden drei Bereiche gebildet: Bei der mit Auswaschung bezeichneten Fläche ist der Filter nicht voll wirksam und zumindest ein Teil der Schwebstoffe wird durch das Filtermedium transportiert. Bei der in der Mitte liegenden Fläche werden alle Schwebstoffe im Porenraum des Filters abgelagert. Mit zunehmender Annäherung an die Gerade von Sherard et al. wird ein wachsender Anteil der Partikel an der Filteroberfläche abgelagert. Bei der mit äusserer Kolmation bezeichneten Fläche werden die Schwebstoffe gesamthaft *auf* dem Filtermedium abgelagert.

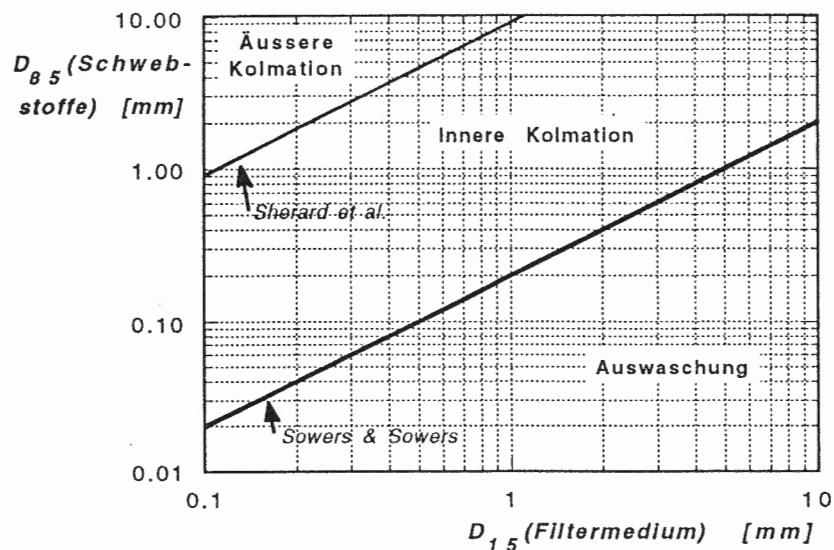


Abbildung 1.1 Filterwirkung für Kornmischungen nach Sowers & Sowers (1970) und Sherard, Dunnigan & Talbot (1984).

Abbildung 1.1 erlaubt demnach - ohne Berücksichtigung der oberflächenchemischen Wechselwirkungen - eine grobe Abschätzung, welche Prozesse für einen vorgegebenen Fall massgebend sind. Wie sich später zeigen wird, fallen die meisten Fliessgewässer bei ungestauten Verhältnissen in den mittleren Bereich, wobei die Ablagerung der gröberen Schwebstoffpartikel auf der Sohle durch den Gerinneabfluss verhindert wird. *Die innere Kolmation kann daher als der dominante Prozess bezeichnet werden.*

## 2.2 GRUNDLAGEN DER FILTRATIONSTHEORIE

### 2.2.1 Tiefen- oder Raumfiltration

#### 2.2.1.1 Prozesse

Das Merkmal der Tiefen- oder Raumfiltration ist die Abtrennung der Feinpartikel im *Innern* des Filtermediums. Dabei werden die Partikel durch verschiedene Transportvorgänge und Ablagerungsmechanismen aus der Suspension ausgeschieden und an das Filtergerüst angelagert. Im folgenden werden die verschiedenen **miskroskopischen Prozesse** zusammengefasst (Einzelkollektormodelle), bevor anschliessend deren makroskopische Bedeutung verglichen und bewertet wird.

Die Voraussetzung für die Ablagerung eines Partikels ist der *physikalische Transport* an die Oberfläche des Filtermediums. Mechanismen, die den Transport beeinflussen sind (nach Herzig et al., 1970):

- Die *Gravitation*. Infolge der unterschiedlichen Dichte der Partikel und der Flüssigkeit entspricht die Geschwindigkeit eines Partikels nicht derjenigen der Flüssigkeit, wodurch die Partikel durch *Sedimentation* auf der Oberfläche des Filtermediums abgelagert werden können (Abbildung 1.2).
- Die *Trägheit*. Wegen ihrer grösseren Dichte folgen die Partikel nicht exakt den Stromlinien, wodurch sich ihre Position im Porenkanal verändert. Die Partikel können dadurch in Kontakt mit der Filteroberfläche kommen.
- *Hydrodynamische Effekte*. Das ungleichförmige Schubspannungsfeld (parabolische Geschwindigkeitsverteilung bei laminarer Strömung) und die unregelmässige Kornform führen zu einer seitlichen Migration der Partikel, wodurch sie mit dem Filtermedium in Kontakt kommen können.
- Die Strömungsverhältnisse bei Porenverengungen oder bei der Umströmung von Hindernissen (*Interception*). Hier verengen sich die Stromröhren, wodurch ein Partikel wegen des gleichbleibenden Durchmessers mit der Filteroberfläche in Kontakt kommen kann (Abbildung 1.2).

- Die *Brown'sche Diffusion*. Die Eigenbewegung der Kolloide ( $d_{p_a} \leq 0.1 \mu\text{m}$ ) infolge ihrer Wärmebewegung zum Konzentrationsaustausch kann ebenfalls zum Kontakt mit dem Filtermedium führen (Abbildung 1.2).

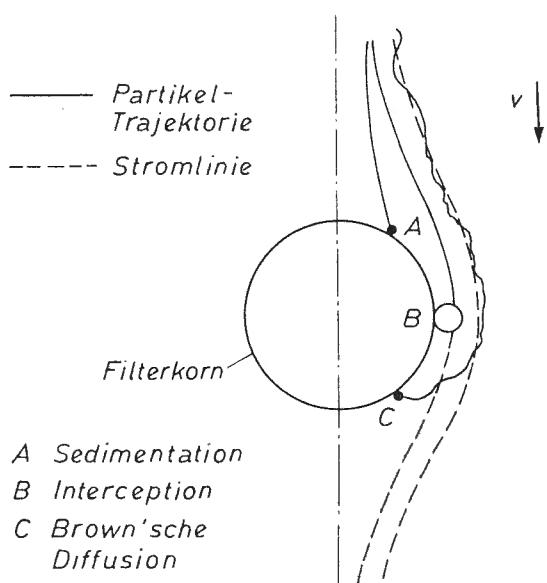


Abbildung 1.2  
Transportvorgänge die zum Kontakt zwischen Partikel und Filterkorn führen  
(nach Yao, Habibian & O'Melia, 1971).

Falls ein Partikel mit der Oberfläche des Filtermediums in Kontakt kommt, können die folgenden *Haftkräfte* zu einer Anlagerung führen:

- *Haftreibung*. Zum Beispiel bei eingekielten und leicht verformten Partikeln.
- *Strömungsdruck*. Zum Beispiel bei einer Einkeilung oder der Siebung in engen Poren.
- *Van der Waals-Kräfte* zwischen der Korn- und der Partikeloberfläche. Diese Kräfte wirken immer positiv (anziehend) und ihre Grösse ist umgekehrt proportional zum Quadrat des Abstands der beiden Oberflächen. Die Van der Waals-Kräfte verlieren daher mit wachsendem Abstand rasch an Bedeutung.
- *Elektrochemische Kräfte* infolge von Oberflächenladungen. Diese Kräfte können sowohl anziehend als (mehrheitlich) auch abstoßend wirken.

Gemäss Abbildung 1.3 können nach Herzig, Leclerc & Le Goff (1970) folgende *Orte der Ablagerung* unterschieden werden:

- Die Kornoberfläche.
- Zwischen Körnern durch Einkeilung in Verengungen.
- In zu engen Porenkanälen infolge Siebung. Dabei kann ein Porenkanal auch durch Brücken, die durch mehrere Partikel gebildet werden, verstopft werden.
- Durch Ablagerung der Partikel in Toträumen.

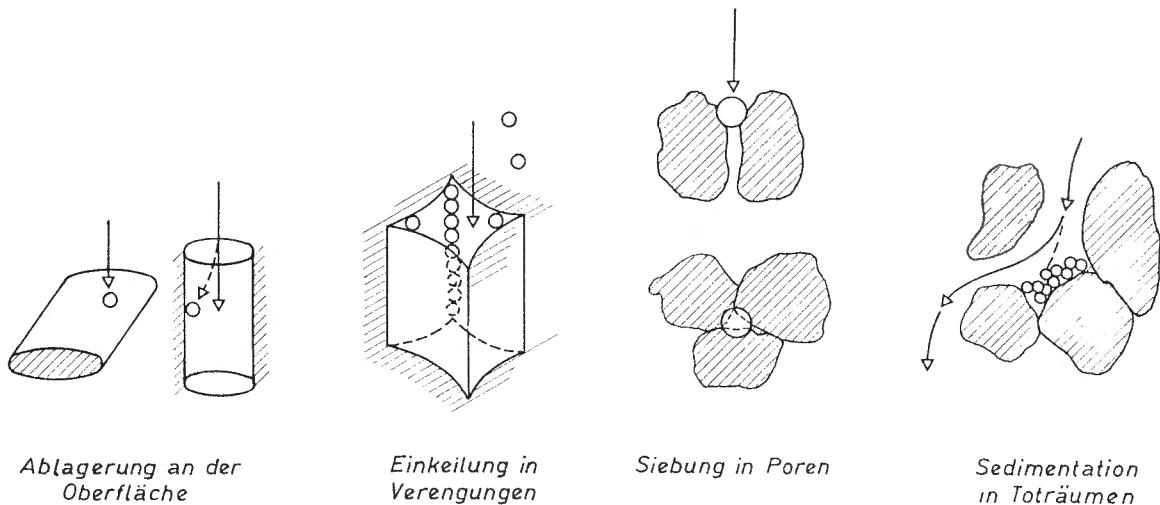


Abbildung 1.3 Ablagerungsorte bei der Tiefenfiltration nach Herzig, Leclerc & Le Goff (1970).

Die Bedeutung der verschiedenen Transport- und Anlagerungsmechanismen wird von den folgenden Parametern massgebend bestimmt:

- Der Partikelgrößenverteilung.
- Der Kornverteilung des Korngerüstes und dem Korndurchmesser des betroffenen Filterkorns.
- Der Poren-Fliessgeschwindigkeit.
- Dem Abstand zwischen dem Partikel und der Kornoberfläche.
- Der Dichte der Feststoffe und der Flüssigkeit.
- Der Oberflächenchemie.

Bei den meisten Theorien zur Tiefenfiltration wird davon ausgegangen, dass die Schwebstoffkonzentration *keinen* Einfluss auf alle Transport- und Ablagerungsmechanismen eines Einzelpartikels hat und damit die Wahrscheinlichkeit, dass ein Partikel abgelagert wird, nicht beeinflusst.

Ein Vergleich der verschiedenen Transport- und Anlagerungskräfte führt zu den folgenden Resultaten (Herzig et. al, 1970). Die verschiedenen Parameter sind dabei so gewählt, dass sie in etwa mit den Verhältnissen bei der Kolmation von Fliessgewässersohlen übereinstimmen:

*Relative Bedeutung zwischen Gravitations- und Trägheitskräften:* Bei Filtergeschwindigkeiten unter  $10^{-3}$  m/s spielt die Trägheitskraft gegenüber der Gravitationskraft eine vernachlässigbare Rolle.

*Relative Bedeutung zwischen Sedimentation (Sinkverhalten) und den Strömungsverhältnissen.* Grundsätzlich nimmt die Bedeutung der Sedimentation mit wachsendem Partikeldurchmesser und abnehmender Filtergeschwindigkeit zu. Erst für kleinste Partikel  $< 1\mu\text{m}$  kann die Wirkung der Sedimentation vernachlässigt werden.

*Relative Bedeutung der Brown'schen Diffusion verglichen mit den Strömungsverhältnissen.* Der Einfluss der Brown'schen Diffusion nimmt mit abnehmendem Partikeldurchmesser und abnehmender Filtergeschwindigkeit zu. Ein Vergleich der zurückgelegten Weglängen zeigt jedoch, dass selbst bei kleinsten Partikeln ( $0.1 \mu\text{m}$ ) und tiefen Filtergeschwindigkeiten ( $10^{-5} \text{ m/s}$ ) der infolge Brown'scher Diffusion zurückgelegte Weg bloss 2 % des infolge der Sickerströmung zurückgelegten Weges entspricht und damit die Wirkung der Brown'schen Diffusion meistens vernachlässigt werden kann.

*Die Wirkung der Interception* ist proportional dem Quadrat des Quotienten aus dem Partikeldurchmesser und dem Radius der Verengung (Einzelkollektormodell; bei Kornhaufen ist eine Korrektur dieser Funktion notwendig). Das heisst, je grösser der Partikelradius und je stärker die Einengung, desto bedeutender wird die Interception.

*Bedeutung der Siebung in Poren:* Ausgehend von einem dreieckigen Porenquerschnitt, der durch drei sich berührende Kugeln gebildet wird, erfolgt die Siebung eines einzelnen Partikels für  $d_{\text{pa}}/d_K \geq 0.154$ . Ebenfalls denkbar ist eine Verstopfung, die durch Brückenbildung mit drei oder vier Partikeln gebildet wird; dabei verringert sich obiges Verhältnis auf 0.10, respektive 0.082. Die verschiedenen Partikel müssen dazu nicht gleichzeitig eintreffen, sondern können sich nacheinander in den Verengungen ablagern. Nach einer Verstopfung des Porenquerschnitts werden alle nachträglich eintreffenden Partikel zurückgehalten, wobei sie den oberen Porenraum sukzessive auffüllen. Boller (1980) hat die Bedeutung der Siebung experimentell bei der Filtration von dreistufig geklärtem Abwasser bestimmt und einen Einfluss bereits ab  $d_{\text{pa}}/d_K \geq 0.015$  nachgewiesen. Dies bedeutet, dass in der Praxis gegenüber dem oben erwähnten Kugelmodell die Siebung bereits für kleinere Partikel wirksam wird.

Gemäss Sakthivadivel & Einstein (1970) ist die Brückenbildung in Porenkanälen nur möglich, falls der Porendurchmesser kleiner ist als  $2 \cdot d_{\text{pa}}$ . Dieses Resultat wurde aus Versuchen hergeleitet, wo Feinsand als Schwebstoffe und Grobsand als Sohlenmaterial verwendet worden ist. Das Resultat dürfte daher nur auf nicht-kohäsive Verhältnisse übertragbar sein und damit sowohl für die Tiefenfiltration als auch für die Kolmation von Fließgewässersohlen kaum repräsentativ sein.

*Bedeutung der Einkeilung:* Mit abnehmendem Verhältnis  $d_{\text{pa}}/d_K$  nimmt die Wirkung einer Einkeilung von Partikeln zwischen zwei Körnern ab, wobei für  $d_{\text{pa}}/d_K < 0.05$  deren Bedeutung vernachlässigt werden kann. Bei kleinerem Verhältnis kann angenommen werden, dass sich die Partikel auf der Kornoberfläche ablagern.

*Relative Bedeutung zwischen Van der Waals- und Gravitationskräften:* Falls sich ein Partikel nahe der Kornoberfläche befindet, so dominieren die Molekularkräfte über die Gravitationskraft für  $d_{\text{pa}} < 1 \mu\text{m}$ . Weil die

Gravitationskraft mit  $d^3$ , die zwischenmolekularen Kräfte hingegen nur mit  $d$  anwachsen, können bei Partikeldurchmessern  $d_{pa} > 10 \mu\text{m}$  die Van der Waals-Kräfte vernachlässigt werden.

*Die Bedeutung der elektrochemischen Oberflächenkräfte* variiert einerseits mit den chemophysikalischen Eigenschaften der Partikel und der Ionen, und anderseits mit dem pH-Wert und der Ionenkonzentration der Lösung. Die Reichweite der elektrochemischen Kräfte ist in der Regel grösser als diejenige der Van der Waals Kräfte, sie reichen jedoch selten über  $0.1 \mu\text{m}$ . Wegen Wechselwirkungen mit  $\text{H}_2\text{O}$  und der spezifischen Anlagerung negativ geladener Substanzen an der Oberfläche der Körner und der Partikel, wirken die elektrochemischen Kräfte mehrheitlich abstossend. Ihre Grösse kann stark variieren, sie ist im Mittel etwa vergleichbar mit derjenigen der Van der Waals Kräfte. Elektrochemische Oberflächenkräfte sind von grösserer Bedeutung bei der Filtration kleiner und kleinster Partikel, da sie die Interaktion zwischen Korn und Partikel einerseits, sowie zwischen einzelnen Partikeln über Flockungsvorgänge anderseits, wesentlich beeinflussen.

Zusammenfassend kann in Abhängigkeit des Partikeldurchmessers folgende Klassifikation vorgenommen werden (Herzig et. al, 1970):

- Bei grossen Partikeln ( $d_{pa} > 30 \mu\text{m}$ ) dominieren die dreidimensionalen Effekte (Sedimentation, Siebung, Einkeilung, Interception).
- Bei mittleren Partikeln mit Durchmessern zwischen  $1 - 30 \mu\text{m}$  liegen die dreidimensionalen und die Oberflächenkräfte oft in derselben Grössenordnung. Die Transport- und Anlagerungsmechanismen können vielfältiger Art sein oder durch ein Zusammenwirken verschiedener Kräfte bestimmt werden.
- Bei kleinen Partikeln mit Durchmessern um  $1 \mu\text{m}$  dominieren die Oberflächenkräfte (Van der Waals und elektrochemische Kräfte) und, bei kolloiden Partikeln ( $d_{pa} \leq 0.1 \mu\text{m}$ ), zusätzlich die chemischen Bindungen. Der Transport wird dann hauptsächlich durch Brown'sche Diffusion vollzogen.

Die Tiefenfiltration wird häufig mit einer konstanten Filtergeschwindigkeit betrieben. Das heisst, dass die Druckdifferenz mit fortschreitender Kolmation des Filters erhöht werden muss. Beim Erreichen des sogenannten *Durchbruchpunktes* erschöpft sich allmählich die Fähigkeit des Filtermediums, zusätzliche Partikel an der Oberfläche anzulagern.

### 2.2.1.2 Berechnungsgrundlagen

Für die Tiefenfiltration existieren Berechnungsmodelle, die sowohl den Konzentrationsverlauf des Filtrats als auch den Druckverlust-Verlauf in Funktion der Filterbelegung beschreiben. Entsprechend den Ausführungen des vorausgegangenen Kapitels kann zwischen makroskopischen und mikroskopischen Modellen unterschieden werden.

Die *makroskopischen Modelle zur Beschreibung des Konzentrationsverlaufs* beruhen meist auf dem Berechnungsansatz von Iwasaki (1937), wonach die Konzentrationsabnahme mit der Filterbettiefe proportional der Feststoffkonzentration ist

$$\frac{dC}{dz} = -\lambda_F C, \quad (1.3)$$

wobei  $\lambda_F$  als Filterkoeffizient [ $m^{-1}$ ] bezeichnet wird.  $\lambda_F$  ist abhängig von den Eigenschaften des Filtermediums, der Schwebstoffe, der Filtergeschwindigkeit und der Filterbelegung (also der Zeit) und muss experimentell bestimmt werden. In der Literatur sind verschiedene Ansätze zu finden, mit denen versucht wird, die Abhängigkeit des Filterkoeffizienten von der Filterbelegung zu beschreiben. In der Regel gehen sie von der vereinfachenden Annahme einer homogenen Beladung der Filterschichten von oben nach unten aus. In Wirklichkeit sind jedoch die tieferen Schichten eines Filters mit einheitlicher Korngrösse infolge Verschiebung der Partikelgrößenverteilung weniger wirksam (Boller 1992).

Bei den *mikroskopischen Modellen* werden die Transport- und Anlagerungsvorgänge eines einzelnen Partikels formuliert. Das sogenannte Einzelkollektormodell wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$\frac{\partial C}{\partial z} = -\frac{3}{2} \frac{(1-n)}{d_K} \alpha \eta C \quad (1.4)$$

wobei  $\alpha$  den Kollektowirkamkeitsfaktor (Erfolgreiche Anlagerung / Frequenz der erfolgten Kollisionen) und  $\eta$  den Kontakthäufigkeitsfaktor (Frequenz erfolgter Kollisionen / Frequenz geometrisch möglicher Kollisionen) darstellen. Der Kontakthäufigkeitsfaktor lässt sich aufsplitten in die massgebenden Transportvorgänge Interception, Sedimentation und Brown'sche Diffusion. Das Ergebnis dieses mechanistischen Ansatzes zeigt, dass die Brown'sche Diffusion für Partikel  $< 1 \mu m$  der dominante Transportmechanismus darstellt und dass die Kontakthäufigkeit für Partikelgrößen um  $1 \mu m$  ein Minimum erreicht (Yao und O'Melia 1968, zitiert in Boller 1992).

Die *Berechnung des Druckverlustes in Funktion der Filterbelegung* basiert auf der Carman-Kozeny-Gleichung (vgl. Kapitel 2.2.2), mit welcher die laminare Strömung durch poröse Schüttungen berechnet wird:

$$\frac{\Delta h_w}{L} = v_F \frac{v S^2}{g} K \frac{1}{n^3} \quad (1.5)$$

Mit fortschreitender Filtration ändern sich die Porosität  $n$  und die spezifische Oberfläche  $S$  des Filtermediums, sodass der Filterwiderstand eine Funktion der Filterbelegung wird. Die Beziehung zwischen Filterbelegung und Filterwiderstand muss empirisch bestimmt werden; verschiedene Ansätze sind in Boller (1992) zusammengestellt.

Beide Berechnungsmodelle mit den empirischen Ansätzen zur Bestimmung des Filterkoeffizienten  $\lambda$ , respektive des Druckverlust-Verlaufes, beruhen auf der Filtration mit konstantem Sickerwasserabfluss, das heisst, dass die Druckhöhe laufend angepasst wird. Bei der Kolmation von Fliessgewässersohlen bleibt jedoch für einen konstanten Gerinneabfluss die massgebende Druckdifferenz (der hydraulische Gradient) mehr oder weniger konstant, wogegen der Sickerwasserabfluss - in Abhängigkeit der abgelagerten Feinpartikel - stetig abnimmt.

## 2.2.2 Kuchenfiltration

Bei der Kuchenfiltration werden die Feststoffpartikel auf dem Filtermedium in Form eines Filterkuchens abgelagert. Der Kuchen wird durch die ausgeschiedenen Partikel Schicht um Schicht aufgebaut; er beeinflusst den Ablauf der Filtration massgebend und stellt nach einer Anfangsphase das eigentliche Filtermedium dar (Abbildung 1.4). Die Aufgabe des Filtermediums besteht im wesentlichen nur darin, die Bildung eines porösen Filterkuchens zu ermöglichen und die in ihm geklärte Phase hindurchströmen zu lassen (Müller, 1983).

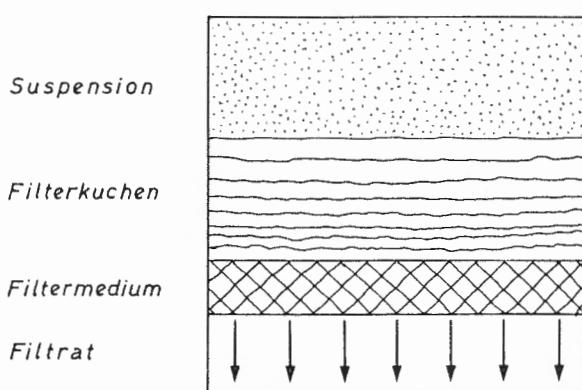


Abbildung 1.4  
Schematische Darstellung der Kuchenfiltration.

### 2.2.2.1 Klassische Filtergleichung der Kuchenfiltration

Als Grundlage zur Berechnung der Druckverluste von laminaren Strömungen durch Schüttungen dient in der Regel die Carman-Kozeny-Gleichung

$$\Delta p = K \eta v_f L S^2 \frac{(1-n)^2}{n^3} \quad (1.6)$$

wobei  $\Delta p$  die Druckdifferenz über dem Strömungsweg  $L$ ,  $S$  die spezifische Oberfläche des Filtermediums,  $n$  dessen Porosität,  $K$  die Kozeny-Konstante,  $v_f$  die Filtergeschwindigkeit und  $\eta$  die dynamische Viskosität des Fluids darstellen. Die Gleichung - die im Prinzip identisch ist mit Gleichung 1.5 - ist gültig sofern die Zusammensetzung und der Aufbau des Filtermediums unverändert bleiben. Erfolgt eine Ablagerung von Feinpartikeln im Filter, so verändern sich die spezifische Oberfläche und die Porosität des Filters.

Weil die zwei geometrischen Größen  $S$  und  $n$  in der Regel schwer zu bestimmen sind, werden sie zusammen mit der Kozeny-Konstanten, die in der Regel einen Wert um 5 annimmt, in der Permeabilität  $B$  [ $m^2$ ] zusammengefasst. Aufgelöst nach der Filtergeschwindigkeit  $v_f$  ergibt sich damit die Darcy-Gleichung

$$v_f = B \frac{\Delta p}{\eta L} = \frac{B \gamma_w}{\eta} \cdot \frac{\Delta h}{L} = k i \quad (1.7)$$

Die *klassische Filtergleichung der Kuchenfiltration* wird aus der Feststoffbilanz der abgelagerten (nicht agglomerierten) Feinpartikel und der Darcy-Gleichung hergeleitet. Die Feststoffbilanz ergibt sich aus

$$V_K = L A_F = \frac{V_{Pa}}{(1-n_K)} = \frac{m_K A_F}{(1-n_K) \rho_{Pa}} = \frac{V_A C}{(1-n_K) \rho_{Pa}} \quad (1.8)$$

mit

$V_K$ : Volumen des abgelagerten Filterkuchens

$L$ : Mächtigkeit des Filterkuchens

$A_F$ : Fläche des Filtermediums

$V_{Pa}$ : Partikelvolumen

$n_K$ : Porosität des Kuchens

$m_K$ : Masse der abgelagerten Feinpartikel pro Flächeneinheit

$\rho_{Pa}$ : Dichte der Feinpartikel

$V_A$ : Filtratvolumen

$C$ : Schwebstoffkonzentration

Die Filtergeschwindigkeit der Darcy-Gleichung entspricht dem nach der Zeit abgeleiteten Filtratvolumen pro Flächeneinheit

$$v_f = \frac{1}{A_F} \frac{dV_A}{dt} \quad (1.9)$$

Wird Gleichung 1.9 in Gleichung 1.7 eingesetzt und anschliessend die Schichtstärke L (Kuchendicke) mit Hilfe von Gleichung 1.8 ersetzt, so ergibt sich

$$\frac{dV_A}{dt} = \frac{A_F^2 \Delta p_K B (1-n_K) \rho_{Pa}}{\eta V_A C} \quad (1.10)$$

Für die praktische Anwendung ist es sinnvoll, das Produkt  $1/(B(1-n_K)\rho_{Pa})$  in einer Grösse, dem spezifischen Filterwiderstand  $r$  [m/kg], zusammenzufassen. Gleichung 1.11 stellt die *Differentialgleichung der Sickerströmung durch den Filterkuchen* dar:

$$\frac{dV_A}{dt} = \frac{A_F^2 \Delta p_K}{\eta V_A r C} \quad (1.11)$$

Für das Filtermedium allein gilt im Prinzip die Darcy-Gleichung. Diese kann aus den Gleichungen 1.7 und 1.9 entsprechend Gleichung 1.11 wie folgt geschrieben werden

$$\frac{dV_A}{dt} = \frac{A_F \Delta p_M}{\beta \eta} \quad (1.12)$$

$\beta = L / B_F$  stellt den mit der Filterhöhe  $L$  multiplizierten Widerstand  $(1/B_F)$  des Filtermediums dar, also einen über  $L$  integrierten Widerstand des Filtermediums.

Der Gesamtwiderstand des Filtermediums und des Filterkuchens ergibt sich aus der Zusammensetzung der Gleichungen 1.11 und 1.12. Die resultierende Gleichung 1.13 wird als *klassische Filtergleichung oder als Darcy'sches Gesetz in Carmanscher Schreibweise* bezeichnet:

$$\frac{dV_A}{dt} = \frac{A_F \Delta p_G}{\eta \left( r C V_A + \beta \right)} \quad (1.13)$$

Die Integration dieser Gleichung ergibt unter der Voraussetzung einer zeitunabhängigen Gesamtdruckdifferenz  $\Delta p_G$  und der Anfangsbedingung  $V_A = 0$  bei  $t = 0$

$$t = \frac{\eta (C r V_A^2 + 2 A_F \beta V_A)}{2 A_F^2 \Delta p_G} \quad (1.14)$$

Das heisst,  $V_A = f(t)$  folgt einer Potenzfunktion mit einem Exponenten von  $\sqrt{2}$ . Leicht umgeformt kann Gleichung 1.14 auch geschrieben werden als

$$\frac{t}{V_A} = \frac{\eta C r}{2 A_F^2 \Delta p_G} V_A + \frac{\eta \beta}{A_F \Delta p_G} \quad (1.15)$$

Gleichung 1.15 ergibt in einem  $V_A$ -( $t/V_A$ )-Diagramm eine Gerade, aus deren Steigung sich der spezifische Filterwiderstand  $r$  und aus dem Achsenabschnitt der Widerstand des Filtermediums  $\beta$  bestimmen lässt (Abbildung 1.5).

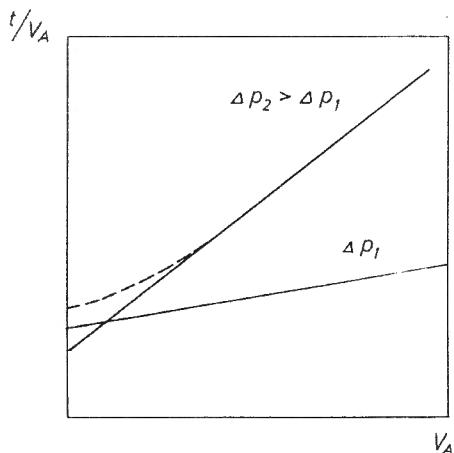


Abbildung 1.5  
 $t/V_A$  in Abhängigkeit von  $V_A$  entsprechend der klassischen Filtergleichung mit Abweichungen zu Beginn der Filtration (gestrichte Linie). Der Einfluss von kompressiblen Feinpartikeln äußert sich in der unterschiedlichen Neigung der Geraden für  $\Delta p_1$  und  $\Delta p_2$ .

Die klassische Filtergleichung der Kuchenfiltration ist im Prinzip nur dann gültig, falls die folgenden Randbedingungen erfüllt sind:

- Die abgelagerten Feinpartikel sind starr, das heisst sie können nicht zusammengedrückt, verformt oder geteilt werden.
- Die Feinpartikel weisen alle etwa dieselbe Grösse auf.
- Der Widerstand des Filtermediums ist während der Filtration konstant.
- Das Filtermedium hält den gesamten Feststoff zurück.

All diese Bedingungen sind im praktischen Anwendungsfall selbst bei reiner Kuchenfiltration kaum erfüllt. In der Regel sind grössere Abweichungen von der klassischen Filtergleichung zu beobachten, die sich in einer Änderung des spezifischen Filterwiderstandes  $r$  auswirken.

Für die Analyse einer Filtration eignet sich neben dem  $V_A$ -( $t/V_A$ )-Diagramm eine Darstellung, wo direkt Ursache und Wirkung - nämlich die Filterbelegung  $m_K$  (Kolmationsmasse pro Flächeneinheit) und der Gesamtwiderstand  $\gamma$  - einander gegenübergestellt werden. Der Gesamtwiderstand ergibt sich aus der Summe der Teilwiderstände des sauberen Filtermediums  $\beta$  und des zusätzlichen Widerstandes der abgelagerten

Feinpartikel  $\alpha$ .  $\alpha$  ist entsprechend  $\beta$  definiert und ergibt sich aus Gleichung 1.13 zu

$$\alpha = \frac{r C V_A}{A_F} = r m_K \quad (1.16)$$

Aus der für den Gesamtwiderstand resultierenden Beziehung

$$\gamma = \alpha + \beta = r m_K + \beta \quad (1.17)$$

folgt, dass der spezifische Widerstand  $r$  genau der Steigung der Kurve im sogenannten *Widerstands - Filterbelegungs - Diagramm* entspricht (Abbildung 1.6).

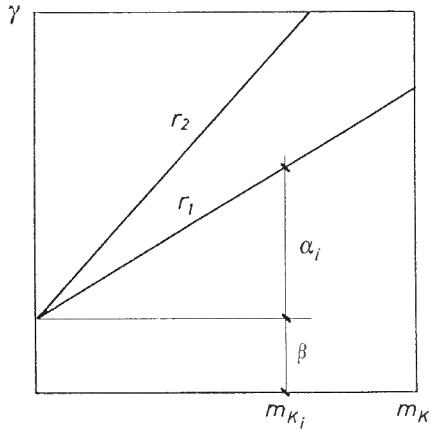


Abbildung 1.6  
Widerstands - Filterbelegungs - Diagramm.

### 2.2.2.2 Probleme bei der Anwendung der klassischen Filtergleichung

Bei der Kuchenfiltration ergeben sich Abweichungen von der klassischen Filtergleichung, falls eine oder mehrere der Randbedingungen gemäss Abschnitt 2.2.2.1 nicht erfüllt sind.

Bei *kompressiblen Feinpartikeln* ist der spezifische Filterwiderstand  $r$  abhängig von der Gesamtdruckdifferenz der Filtration. Das heisst, dass bei grösseren Drücken mit grösseren spezifischen Widerständen zu rechnen ist als bei kleineren Drücken (Abbildung 1.5). Aufgrund der Versuchsergebnisse verschiedener Autoren folgt die Abhängigkeit zwischen  $r$  und  $\Delta p$  einer Potenzfunktion, das heisst die Funktion

$$r = f(\Delta p) = a_0 \Delta p^{a_1} \quad (1.18)$$

wird in doppeltlogarithmischer Darstellung durch eine Gerade dargestellt.

Bei einer breiten Korngrößenverteilung der suspendierten Feinpartikel sind verschiedene Abscheideprozesse denkbar, wobei vereinfacht drei Varianten unterschieden werden können. Bei Variante 1 werden zuerst die gröbsten Partikel auf dem Filtermedium abgelagert. Anschliessend wird der Porenraum durch die feineren Partikel - beginnend von der Oberfläche des Filtermediums - langsam aufgefüllt. Bei der zweiten Variante können die feineren Partikel nicht in den Porenraum der vorgängig abgelagerten gröberen Partikel eindringen und es kommt zu einer Sortierung und Schichtung des Kuchens mit zunehmend feinerem Material. Bei der dritten Variante dringen die feineren Partikel in den Porenraum der vorgängig abgelagerten gröberen Partikel ein, wo sie sich entsprechend den bei der Tiefenfiltration beschriebenen Prozessen ablagern.

Bei jeder der drei Varianten kommt es zu einer teilweisen Schichtung und Sortierung der Feinpartikel, wodurch unterschiedliche spezifische Widerstände zu erwarten sind.

Die Filtergleichung ist ferner nicht erfüllt, falls der Widerstand des Filtermediums  $\beta$  während der Filtration verändert wird. Durch die Einlagerung von Feinpartikeln in den Poren oder an der Oberfläche des Filtermediums kann es zu einer Verstopfung des Filtermediums und damit zu einer Zunahme von  $\beta$  kommen.

Falls ein Teil der Schwebstoffe mit dem Filtrat durch das Filtermedium transportiert werden, entspricht  $m_K \cdot A_F$  nicht mehr dem Produkt  $C \cdot V_A$ , sondern einem um die Konzentration des Filtrats reduzierten Wert  $(C - C_F) \cdot V_A$ . Zu einer solchen Ausschwemmung der feinsten Partikel kann es zu Beginn der Filtration kommen, bis die Ausbildung eines zusammenhängenden Kuchens über dem Filter abgeschlossen ist. Anschliessend werden alle Partikel im oder auf dem Filterkuchen abgelagert. Dieser Effekt führt dazu, dass die Kurven der Abbildungen 1.5 und 1.6 zu Beginn eine Krümmung aufweisen, bevor sie in eine Gerade übergehen.

Denselben Effekt konnte Ribi (1983) bei der Oberflächenfiltration von Klärschlamm beobachten, wobei er die Ursache nicht auf das Ausschwemmen von Partikeln, sondern auf eine anfängliche Brückenbildung über grössere Poren des Filtermediums zurückführt. Die an diesem Prozess beteiligten Partikel bewirken eine unterproportionale Zunahme des Gesamtwiderstandes, wodurch eine anfänglich ebenfalls abgeflachte Kurve resultiert. Wie sich später zeigen wird, kann ein ähnlicher Effekt auch bei der Kolmation von Fliessgewässersohlen beobachtet werden.

*Diese Zusammenstellung verschiedener Abweichungen von der klassischen Filtergleichung zeigt, dass es keine auf rein physikalischen Zusammenhängen beruhende Lösung der Filtrationsprozesse gibt. Im Grunde genommen muss für jeden einzelnen Fall der spezifische Filterwiderstand  $r$  im Versuch ermittelt werden.*

### 2.2.3 Folgerungen für die Kolmation von Fliessgewässer- sohlen

Die Kolmation von Fliessgewässersohlen entspricht weder der Raum- noch der Kuchenfiltration. Als bedeutendste Unterschiede sind die oberflächenparallele Gerinneströmung und die Kornverteilung des Filtermediums (des Sohlenmaterials) zu nennen. Die Kolmation enthält jedoch Elemente beider Filtrationstypen.

Bei der inneren Kolmation werden die Schwebstoffe - wie bei der Raumfiltration - im Porenraum des Filtermediums abgelagert. Bei der Kolmation konzentrieren sich diese Ablagerungen jedoch auf eine vergleichsweise dünne oberflächennahe Schicht mit einem hohen Rückhaltegrad bezüglich der infiltrierenden Schwebstoffpartikel. Die kinetischen Berechnungsansätze der Raumfiltration sind indes zu detailliert, als es für die makroskopische Auswertung der durchgeführten Rinnenversuche nötig ist; diese Ansätze werden daher nicht weiter verfolgt.

Die Ähnlichkeit mit der Kuchenfiltration ergibt sich aus der Randbedingung einer über eine gewisse Zeit konstanten Druckdifferenz, währenddem der Filtratabfluss (der Sickerwasserabfluss) abnimmt. Die Kuchenfiltration kann zudem als äussere Kolmation der Sohle eines stehenden Gewässers betrachtet werden.

Die hydraulische Grundgleichung beider Filtrationstheorien basiert einerseits auf der Carman-Kozeny-Gleichung, welche die Strömung durch Schüttungen beschreibt und anderseits auf einer Feststoffgleichung, die den Zusammenhang zwischen dem abgelagerten Partikelvolumen und dem Sickerwasservolumen (Kuchenfiltration), respektive dem Druckverlust (Raumfiltration) herstellt. Für die in der Praxis kaum zu bestimmenden Grössen S (spezifische Oberfläche) und n (Porosität) bestehen sowohl in der Raum- als auch bei der Kuchenfiltration empirische Ansätze. Die darin enthaltenen Koeffizienten werden in der Regel experimentell bestimmt.

Für die Kolmation von Fliessgewässersohlen wird auf den physikalischen Ansatz der Kuchenfiltration zurückgegriffen. Die Feststoffbilanz betrifft dabei die in der Gewässersohle abgelagerten Feinpartikel, die einen zusätzlichen Filterwiderstand erzeugen. So betrachtet wird von der Kuchenfiltration nur das Prinzip der konstanten Druckhöhe übernommen und der empirische Ansatz, welcher die Änderung des Filterwiderstandes in Abhängigkeit der massgebenden Parameter beschreibt, muss aus den Versuchen hergeleitet werden. Dieser letzte Ansatz, dessen Bestimmung Ziel der vorliegenden Untersuchungen ist, repräsentiert die charakteristischen Merkmale der Kolmation von Fliessgewässersohlen.

## 2.3 KOLMATIONSENTWICKLUNG

### 2.3.1 Überblick der Einflussgrößen

Die Kolmation von Fliessgewässersohlen wird von vielen, zeitlich und örtlich variablen Größen, beeinflusst. Bei verschiedenen Autoren ist eine Zusammenstellung der möglichen Einflussfaktoren zu finden. Aus den Angaben von Beyer & Banscher (1975) sowie Geldner (1982) ist die Übersicht in Abbildung 1.7 zusammengestellt worden. Die Bedeutung der einzelnen Einflussgrößen ist von den örtlichen Verhältnissen abhängig und kann von Gewässer zu Gewässer stark variieren.

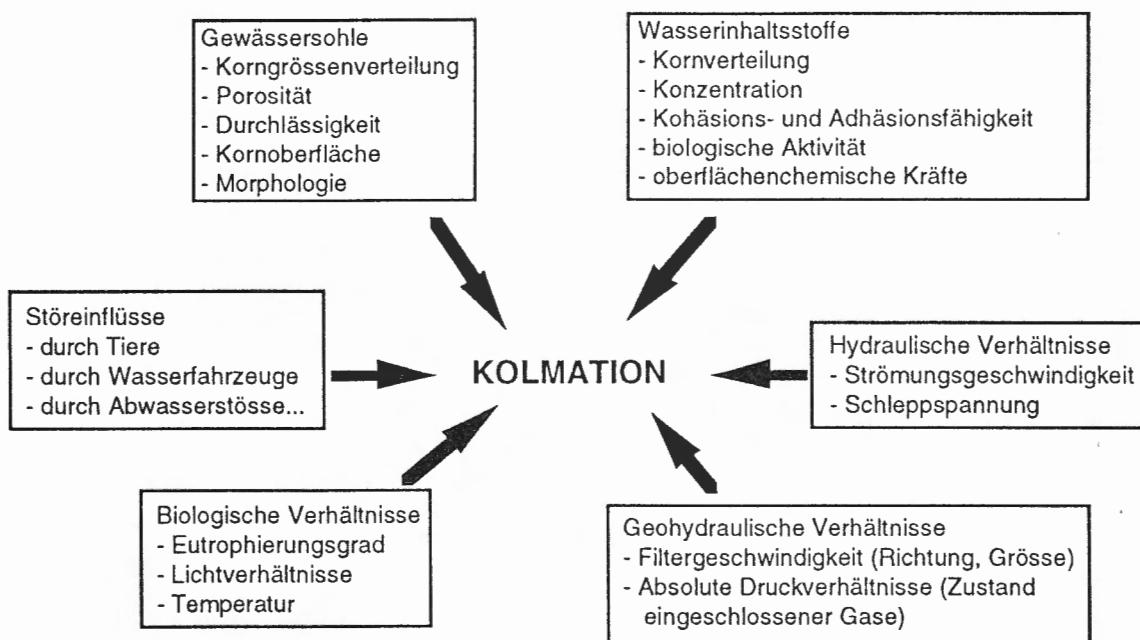


Abbildung 1.7 Einflussgrößen der Kolmation.

In den nächstfolgenden Kapiteln wird die Bedeutung der einzelnen Einflussgrößen anhand der fachspezifischen Literatur zusammengefasst. Dem Leser wird rasch auffallen, dass die Aussagen zum grossen Teil qualitativer Art sind und die Bedeutung der einzelnen Einflussgrößen nur beschränkt erfasst wird. Daraus zeigt sich, dass mit den bisherigen Untersuchungen das Phänomen der Kolmation nur im Ansatz mathematisch erfasst und beschrieben werden kann.

Damit die verschiedenen Teile des vorliegenden Berichts besser verknüpft werden, sind in den folgenden Kapiteln diverse Querverweise zu finden, welche auf die neuen Resultate dieser Untersuchung, die vor allem in den Teilen 2 und 3 zu finden sind, hinweisen.

### 2.3.2 Sohlenmaterial

Alluviale Fliessgewässersohlen sind ein Produkt von Abtragungs- und Ablagerungsprozessen. Ihr Aufbau und ihre Struktur werden geprägt durch den petrografischen Charakter des Einzugsgebiets, durch die Transportvorgänge und die lokalen morphologischen Verhältnisse im Fliessgewässer. Fliessgewässersohlen widerspiegeln daher einen Teil der Geschichte ihres Einzugsgebiets.

Gewässersohlen zeichnen sich aus

- durch eine bestimmte Kornverteilung,
- durch die gegenseitige Lagerung der Körner (zum Beispiel die dachziegelartige Lagerung der Deckschicht),
- durch eine homogene oder inhomogene Verteilung der einzelnen Fraktionen
- und möglicherweise durch eine Schichtung des Materials (isotroper oder anisotroper Aufbau der Sohle).

Gewässersohlen können daher sehr unterschiedlich aufgebaut sein und sowohl im Querprofil als auch in Fliessrichtung stark variieren.

Der Transport und die Ablagerung von Schwebstoffen auf oder in der Sohle wird von der Beschaffenheit des Filtermediums (also der Sohle) massgebend beeinflusst. Nach Beyer & Banscher (1975) ist die Eindringtiefe bei Filtern mit grösseren Porenabmessungen grösser als bei Material mit kleineren Poren. Grössere Poren sind vor allem bei schmaler Kornverteilung zu finden. Diese Beobachtung wird von Diplas (1986) bestätigt, der auf die verstärkte Bildung eines Kolmationshorizontes nahe der Sohlenoberfläche bei Sohlenmaterial mit einer grossen Streuung hinweist. Enthält eine Sohle mit breiter Kornverteilung auch grobporige und klüftige Zonen, so kann an diesen Stellen Feinmaterial dennoch bis in grössere Tiefen transportiert werden. Solche Verhältnisse dürften vor allem in den steilen, grobkörnigen voralpinen und alpinen Gewässern anzutreffen sein.

Frostick, Lukas & Reid (1984) beobachteten bei Sohlen mit grober Deckschicht und feinerer Unterschicht (üblicher Aufbau in geschiebeführenden Flüssen), dass bevorzugt die oberflächennahen Poren mit Feinmaterial verstopft werden und sich die innere Kolmation unmittelbar unter der Deckschicht ausbildet.

Bei grobporigem Sohlenmaterial wird die vertikale Sickerströmung durch eine sohlenparallele Komponente, die durch die Strömung im Fliessgewässer bedingt ist, überlagert. Feinpartikel werden in diesen oberflächennahen Schichten auch horizontal bewegt, und die Wahrscheinlichkeit, dass ein Korn in tiefere Schichten gelangen kann, wird erhöht (Diplas, 1986). Im zweiten Teil dieses Berichts wird die Gewässersohle von oben nach unten in Deckschicht, Skelettschicht, Filterschicht und Unterschicht eingeteilt. Der von Diplas beschriebene Effekt dürfte sich auf die Skelettschicht beschränken (vgl. Abbildung 2.24).

### 2.3.3 Fliessgeschwindigkeit und Sohlenschubspannung

Die Strömungsverhältnisse in einem Gewässer bestimmen massgebend, ob eine *äussere Kolmation* ermöglicht oder verhindert wird. Bei vergleichsweise hohen Fliessgeschwindigkeiten werden die Wasserinhaltstoffe in Schweb gehalten und ihre Ablagerung auf der Sohlenoberfläche verhindert. Demgegenüber können sich bei abnehmender Fliessgeschwindigkeit zuerst die grössten und anschliessend vermehrt feinere Körner auf der Sohle absetzen. Welche Verhältnisse in einem Fliessgewässer anzutreffen sind, kann mit den folgenden Beziehungen abgeschätzt werden.

Kozeny (1953) und Banscher (1975) machen Angaben, bei welcher Grenzgeschwindigkeit der Transport von Körnern mit verschiedenem Durchmesser beginnt. Kozeny liefert eine Gleichung der Form

$$v_m = 6.93 d^{3/8} \quad (1.19)$$

Kresser (1964) gibt ein Kriterium für die Grenzgeschwindigkeit eines Korns zwischen dem Transport als Geschiebe oder als Schweb:

$$v_m^2 = 360 g d \quad (1.20)$$

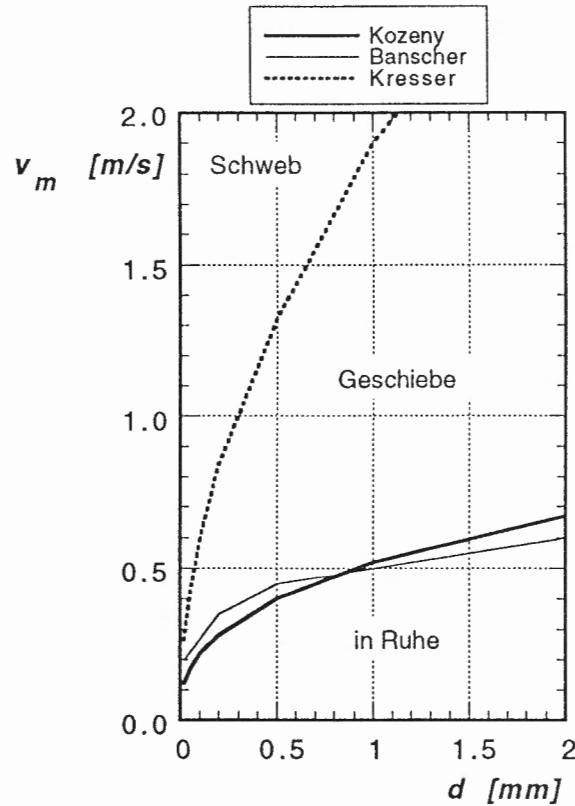


Abbildung 1.8  
Grenzgeschwindigkeit ob ein Korn mit Durchmesser  $d$  als Schweb oder als Geschiebe transportiert wird, oder sich in Ruhe befindet.

In Abbildung 1.8 sind die Angaben der drei Autoren dargestellt. Mit den Beziehungen von Kozeny/Banscher und Kresser kann - in Abhängigkeit von der Fliessgeschwindigkeit - der Zustand oder die Transportform

eines bestimmten Korns bestimmt werden. Dabei befindet es sich entweder in Ruhe oder wird als Geschiebe oder Schweb transportiert.

Selbstverständlich stellt diese Einteilung eine grobe Vereinfachung der Prozesse in Natur dar. Die Grenze zwischen den drei Zuständen ist nicht zuletzt wegen der turbulenzbedingten Schubspannungsschwankungen fliessend. Ausserdem gibt es sowohl Sohlenbereiche, die der Strömung besonders stark ausgesetzt sind, als auch Zonen, die sich im Strömungsschatten grösserer Sohlenunebenheiten befinden. An diesen zwei Stellen beginnt die Ablagerung einer bestimmten Kornfraktion bei stark unterschiedlichen Abflüssen. Dennoch kann aufgrund von Abbildung 1.8 relativ rasch abgeschätzt werden, in welchem Zustand sich ein bestimmtes Korn *im Mittel* befindet.

Im folgenden stellt sich die Frage, ob die Strömungsverhältnisse (Fliessgeschwindigkeit oder Sohlenschubspannung) einen Einfluss auf die Entwicklung der äusseren, respektive der inneren Kolmation haben.

Betreffend der *äusseren Kolmation* stellten Cunningham, Anderson & Bouwer (1987) anhand von Infiltrationsversuchen in einer Rinne fest, dass die Fliessgeschwindigkeit einen massgebenden Einfluss hat. Gemäss ihren Versuchsergebnissen reduzierte sich die Infiltrationsrate innerhalb von 24 h bei kleinen Fliessgeschwindigkeiten von 6 cm/s auf 15 - 20 %, bei Fliessgeschwindigkeiten um 25 cm/s jedoch auf 5 - 10 % (weitere Angaben zum Einfluss der Fliessgeschwindigkeit auf die Entwicklung der äusseren Kolmation sind in Teil 3, Kapitel 2, zu finden).

Was den Einfluss der Strömungsverhältnisse auf die *innere Kolmation* betrifft, muss unterschieden werden zwischen Untersuchungen, wo die Sohlendurchlässigkeit als massgebenden Parameter betrachtet wird und solchen, wo die Kolmation aufgrund der Sedimentationsrate (Masse der abgelagerten Feinpartikel) beurteilt wird.

Bei denjenigen Publikationen, wo die Kolmation aufgrund der Durchlässigkeitsänderung beurteilt wird, sind zum Teil fundamental unterschiedliche und oft unpräzise Aussagen zu finden. Im folgenden werden die Ergebnisse verschiedener Autoren kurz zusammengefasst:

- *Matlock* (1965) gibt an, dass die DurchlässigkeitSENTWICKLUNG (nur) bei trübem Wasser von der Fliessgeschwindigkeit abhängig ist.
- *Banscher* (1976) beobachtete, dass eine hohe Fliessgeschwindigkeit eine Verfestigung der oberen Filterschicht bewirkt, welche der Infiltration des Oberflächenwassers einen erheblichen Widerstand entgegengesetzt.
- *Cunningham, Anderson & Bouwer* (1987) konnten in Rinnenversuchen für turbulente Strömungsbedingungen keine Abhängigkeit der inneren Kolmation von der Fliessgeschwindigkeit nachweisen.
- *Diplas* (1986) und *Diplas & Parker* (1990) führen dazu aus: Die Kolmationstiefe ist neben den Kornverteilungen des Sohlenmaterials

und der Schwebstoffe von der dimensionslosen Schubspannung  $\Theta$  im Bereich der Grenzschicht abhängig. Die Kolmationstiefe ist grösser im Bereich von höheren Schubspannungen. Bei grösseren Froude-Zahlen kann ausserdem ein leichtes Zittern der einzelnen Körner beobachtet werden, was den Eintrag von Feinmaterial, das als Geschiebe transportiert wird, begünstigt. Die dimensionslose Sohleschubspannung  $\Theta$  ist daher eine massgebende Einflussgrösse der Kolmation.

*Gemäss der Mehrheit der Autoren führen grössere Fliessgeschwindigkeiten und Sohleschubspannungen einerseits zu einer Verfestigung und anderseits zu einem tieferen Eintrag des Feinmaterials. Beides bewirkt eine beschleunigte Durchlässigkeitsabnahme der Gewässersohle (vgl. dazu die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchung von Teil 2, Kapitel 3.4.3.4).*

Bei den Versuchen, wo die Kolmation über die *Sedimentationsrate* beurteilt wird, haben die Autoren zum Teil unterschiedliche und nicht immer nachvollziehbare Abhängigkeiten von den Strömungsparametern festgestellt. Oft sind die divergierenden Resultate auch durch unterschiedliche Randbedingungen bedingt, sodass ein Vergleich häufig nicht möglich ist. Im folgenden sind die Resultate einiger Autoren wiedergegeben:

- *Beschta & Jackson (1979)* beobachteten eine Abhängigkeit der Sedimentationsrate von der Froude-Zahl, nicht aber von der Sohleschubspannung, der Schleppkraft und der Reynolds-Zahl. Mit zunehmender Froude-Zahl ergibt sich demnach ein tieferer Eintrag des Feinmaterials. Die Autoren bemerken jedoch, dass der Absetzvorgang neben dem dominierenden Einfluss der Schwerkraft auch von den turbulenzbedingten Impulsschwankungen in Sohennähe beeinflusst zu sein scheint.
- *Einstein (1968)* hat in Laborrinnen Sedimentationsversuche mit Feinsand über Kiessohlen durchgeführt. Die Zusammensetzung des Sohlenmaterials und der Schwebstoffe sind so gewählt worden, dass der Porenraum der Sohle von unten her aufgefüllt worden ist, das heisst, dass das Sohlenmaterial als Filtermedium nicht wirksam war. Solche Verhältnisse sind in Natur nur unter speziellen Verhältnissen anzutreffen, beispielsweise in Laichgruben oder beim Vorhandensein einer Skelettschicht (vgl. Teil 2, Kapitel 1.2.2 und 2.2).

Einstein betrieb eine Rinne mit geschlossenem Kreislauf, in dessen Abfluss er bei Versuchsbeginn eine bestimmte Feinmaterialmenge zudosierte. Die Resultate zeigen keine Abhängigkeit der Sedimentationsrate von der Fliessgeschwindigkeit. Das heisst, dass für unterschiedliche Fliessgeschwindigkeiten sich in der gleichen Zeit gleich viele Schwebstoffe im (sehr porösen) Filter abgesetzt haben. Einstein weist jedoch darauf hin, dass die Fliessgeschwindigkeit einen grossen Einfluss auf den Ort der Ablagerung hat, da sich die

gleiche Menge Schwebstoffe bei grösseren Fliessgeschwindigkeiten über eine grössere Strecke verteilt.

Die Schwebstoffkonzentration des Abflusses ändert sich logarithmisch mit der Zeit. Aus den Versuchsresultaten leitet Einstein eine Gleichung für die Halbwertszeit  $t_H$  ein, nach welcher sich die Schwebstoffkonzentration des Abflusses halbiert hat:

$$t_H = (0.692 \cdot h) / v_s \quad (1.21)$$

- Carling (1984) hat mit ähnlichen Korngrössenverteilungen des Sohlenmaterials und der Schwebstoffe Sedimentationsversuche mit vergrabenem Töpfen durchgeführt. Das Feinmaterial, das konstant beschickt wurde (kein geschlossener Kreislauf), ist zum Teil als Geschiebe und zum Teil als Schweb transportiert worden. Die Versuchsergebnisse zeigen keine signifikante Abhängigkeit der Sedimentationsrate von der Froude-Zahl, der Korn-Reynolds-Zahl und der Abflusstiefe. Mit zunehmender Froude-Zahl hat die Sedimentationsrate von Feinmaterial eher leicht abgenommen. Dabei muss berücksichtigt werden, dass die Versuchsbedingungen so gewählt worden sind, dass bei tiefen Froude-Zahlen das Feinmaterial als Geschiebe transportiert worden ist. Mit zunehmender Froude-Zahl ist ein grösserer Anteil des Feinmaterials als Schweb transportiert worden, wodurch die Wahrscheinlichkeit, dass ein Korn in eine Pore sinkt, verringert wird. Unter diesen Bedingungen ist eine leichte Abnahme der Sedimentationsrate mit zunehmender Froude-Zahl verständlich.

Die Resultate von Einstein und Carling haben für die Praxis eine eher geringe Bedeutung, weil natürliche Flussohlen nur sehr lokal einen Aufbau zeigen, der mit diesen Versuchsbedingungen übereinstimmen dürfte.

### 2.3.4 Schwebstoffe

Beim Einfluss der Schwebstoffe auf die Kolmation muss unterschieden werden zwischen der Bedeutung ihrer Konzentration und ihrer Kornverteilung.

Der *Schwebstoffkonzentration* wird von verschiedenen Autoren übereinstimmend eine grosse bis dominante Bedeutung beigemessen. Matlock (1965), Behnke (1969), Banscher (1976) sowie Diplas & Parker (1990) beobachteten für zunehmende Schwebstoffkonzentrationen eine raschere Ablagerung von Feinmaterial und damit eine beschleunigte *innere* Kolmation. In der Filtrationstheorie zeigt sich diese starke Abhängigkeit im Zusammenhang zwischen Filterbelegung und Filterwiderstand (vgl. Abbildung 1.6). Bei der *äußeren* Kolmation sind die Verhältnisse komplexer und ein eindeutiger Zusammenhang zwischen

Schwebstoffkonzentration und der DurchlässigkeitSENTWICKLUNG ist nicht gegeben. Die durch die Versuche oben erwähnter Autoren abgedeckten Schwebstoffkonzentrationen liegen im Bereich  $0.025 < C < 10.0 \text{ kg/m}^3$ .

Bei der *Kornverteilung der Schwebstoffe* sind die Verhältnisse gerade umgekehrt. Für die *innere* Kolmation kann - solange Feinstpartikel (ca.  $< 5 \mu\text{m}$ ) in der Mischung enthalten sind - keine Abhängigkeit zwischen der Kornverteilung und der DurchlässigkeitSENTNAHME festgestellt werden. Cunningham, Anderson & Bouwer (1987) beobachteten für drei verschiedene Silte (bei gleich hoher Konzentration) eine praktisch identische Abnahme des Sickerabflusses, wogegen sie für eine vierte gröbere Mischung eine signifikant geringere Abnahme verzeichneten. Dieser letztere Silt zeigt für Partikeldurchmesser  $< 5 \mu\text{m}$  einen Anteil von rund 2 % auf. Die Autoren folgern daraus, dass für die ersten drei Suspensionen die Zusammensetzung der Kolmationshorizonte vergleichbar sein muss.

Demgegenüber wird für die *äussere* Kolmation ein eindeutiger Zusammenhang mit der Kornverteilung der Schwebstoffe nachgewiesen. Allgemein wird bei einem höheren Feinstpartikelanteil eine beschleunigte DurchlässigkeitSENTNAHME beobachtet. Gemäss Beyer & Banscher (1975) ist nur dann mit einer bedeutenden DurchlässigkeitSENTNAHME zu rechnen, falls sich "feinste" mineralische oder organische Teilchen mit einem Durchmesser  $d < 0.06 \text{ mm}$  auf der Gewässerohle ablagern können. Gröbere Partikelablagerungen im Korngrößenbereich der Sande besitzen demgegenüber eine verhältnismässig grosse Durchlässigkeit. Gemäss Eaton (1936) besitzen Hochwasser einen genügenden Schwebstoffgehalt mit feinsten Bestandteilen, sodass Ablagerungen zwischen 1.6 - 3.3 mm ausreichen, die Durchlässigkeit massiv zu reduzieren oder die Sohle abzudichten (in Abbildung 1.21 ist die Bandbreite von in Schweizer Fliessgewässern enthaltenen Schwebstoff - Kornverteilungen zu sehen).

### 2.3.5 Grundwasserspiegellage, hydraulischer Gradient und Filtergeschwindigkeit

Fliessgewässer und Grundwasser können aus hydraulischer Sicht auf drei verschiedene Arten zueinander in Bezug stehen:

1. Die *gesättigte Infiltration* von Flusswasser. Der Grundwasserspiegel liegt unter demjenigen des Fliessgewässers und ist an das Gerinne angeschlossen.
2. Die *ungesättigte Infiltration* von Flusswasser. Das infiltrierende Flusswasser perkoliert zum Grundwasser durch den dazwischenliegenden, belüfteten Boden.

3. Die *Exfiltration* von Grundwasser zum Fliessgewässer. Der Grundwasserspiegel liegt hier über demjenigen des Fliessgewässers.

Bei der **gesättigten Infiltration** mit angeschlossenem Grundwasserspiegel nimmt mit zunehmender Filtergeschwindigkeit sowohl das Ausmass als auch die Mächtigkeit der Kolmationstiefe zu (Hansel, 1967). Beyer und Banscher (1975) beobachteten, dass kleine Filtergeschwindigkeiten verhältnismässig schnell die Ausbildung einer oberflächennahen Kolmationsschicht von nur geringer Stärke bewirken, währenddem bei grossen Filtergeschwindigkeiten grosse Porenkanäle als Infiltrationswege wegen des grossen Strömungsdrucks offen bleiben und die Kolmationsmasse in grössere Tiefen transportiert wird.

Die **ungesättigte oder perkolierende Infiltration** tritt auf bei tiefliegendem Grundwasserspiegel oder beim Vorhandensein relativ un durchlässiger oberflächennaher Horizonte.

In der Literatur sind keine konkreten Hinweise über die Unterschiede zwischen gesättigter und ungesättigter Infiltration auf den Kolmationsprozess gefunden worden. An dieser Stelle werden daher gewisse Grundlagen zusammengestellt, die für die Interpretation der Rinnenversuche zur ungesättigten Infiltration von Teil 2, Kapitel 3.5.2 benötigt werden:

*Entwässerung und Wiederbenetzung eines Filtermediums:*

Sinkt der Porenwasserdruck im Filtermedium unter den Atmosphärendruck, so entspricht anfänglich die Durchlässigkeit noch derjenigen gesättigter Verhältnisse, bis durch plötzliche Lufteintritte in zuerst grobe Poren der  $k$ -Wert sprunghaft abnimmt. Diese abrupte Änderung der Durchlässigkeit wechselt in eine gleichmässige Durchlässigkeitsabnahme, sobald praktisch alle gröberen Poren mit Luft gefüllt und miteinander verbunden sind (Corey, 1977). Dieser Zustand wird gemäss Abbildung 1.9 bei einer Porenwasserdruckhöhe  $h_e$  erreicht, wobei die relative Durchlässigkeit  $k_r$  bereits um 50 % gesunken ist. Anschliessend folgt die Durchlässigkeitsabnahme in Abhängigkeit des Porenwasserdrucks einer Potenzfunktion.

Abbildung 1.9 zeigt ferner den Hystereseffekt von  $k_r(h_c)$ , der sich aus dem unterschiedlichen Verhalten bei der Entwässerung und der Benetzung des Filtermediums ergibt. Dabei ist bei der Wiederbenetzung zum Erreichen eines bestimmten  $k_r$ -Werts ein höherer Porenwasserdruck erforderlich, als bei der Entwässerung zu beobachten ist. Steigt der Porenwasserdruck bei der Wiederbenetzung soweit an, bis Luft in den Grobporen eingeschlossen wird, so nimmt die relative Durchlässigkeit  $k_r$  anfänglich nur wenig zu. Anschliessend kann ohne eine Änderung des Porenwasserdrucks eine weiterführende Zunahme von  $k_r$  beobachtet werden. Dieses Phänomen wird auf die langsame Diffusion der eingeschlossenen Luft aus dem System zurückgeführt. Diese Diffusion erfolgt rascher aus feinen als aus groben Filtermedien.

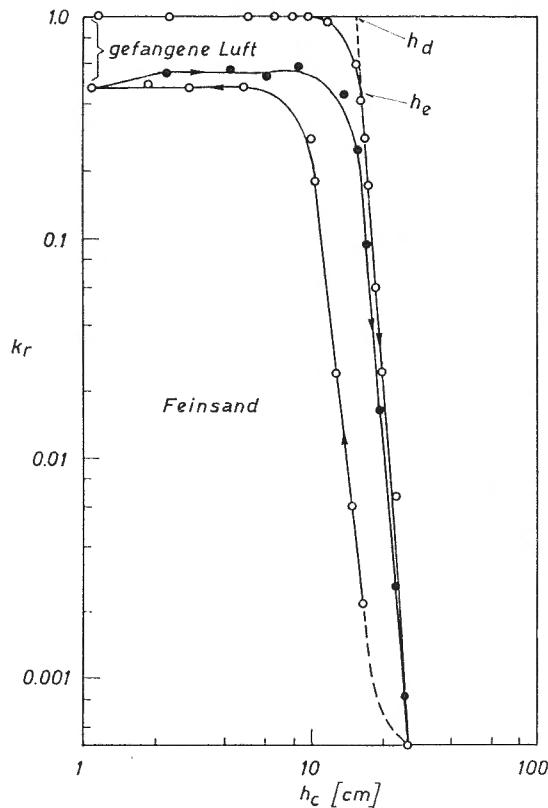


Abbildung 1.9  
Relative Durchlässigkeit  $k_r$  in Abhängigkeit der Kapillardruckhöhe  $h_c$  bei der Entwässerung und der Wiederbenetzung eines Sandbodens (nach Corey, 1977).

#### Porenwasserdruckverteilung in geschichteten Filtermedien:

Aufschlussreich für die Beurteilung der Kolmationsprozesse bei ungesättigter Infiltration sind ausserdem die Beobachtungen von Behnke & Bianchi (1965), welche die Druckverteilung in geschichteten Filtern bei gesättigter und ungesättigter Infiltration untersuchten. Die geschichteten Filter bestanden aus einer untenliegenden mächtigen gröberen Sandschicht und einer obenliegenden dünneren Schicht aus Feinsand. Dieser Filteraufbau ist vergleichbar mit demjenigen einer oberflächlich kolmatierten Gewässersohle.

In Abbildung 1.10 sind die vertikalen Druckverteilungen bei stationärer Infiltration für gesättigte und ungesättigte Verhältnisse dargestellt. In der feineren Sandschicht ergibt sich infolge des grösseren Fliesswiderstandes eine massive Druckabnahme, wobei sich das Minimum des Porenwasserdrucks an der Grenze der zwei Mischungen einstellt. Unter dieser Grenzsicht bleibt der Porenwasserdruck über eine bestimmte Strecke nahezu konstant und der hydraulische Gradient  $i$  erreicht einen Wert um 1. Die Verlusthöhe des Fliesswiderstandes entspricht hier also gerade der Sickerweglänge. Der  $k_r$ -Wert dieser zweiten gröberen Schicht passt sich den Druckverhältnissen an der Grenzsicht zum Feinsand an. Ein höherer Porenwasserdruck in der zweiten Schicht deutet auf einen höheren  $k_r$ -Wert hin. Im untersten Bereich des Filters nimmt der Porenwasserdruck mehr oder weniger linear auf den vorgegebenen Atmosphärendruck zu.

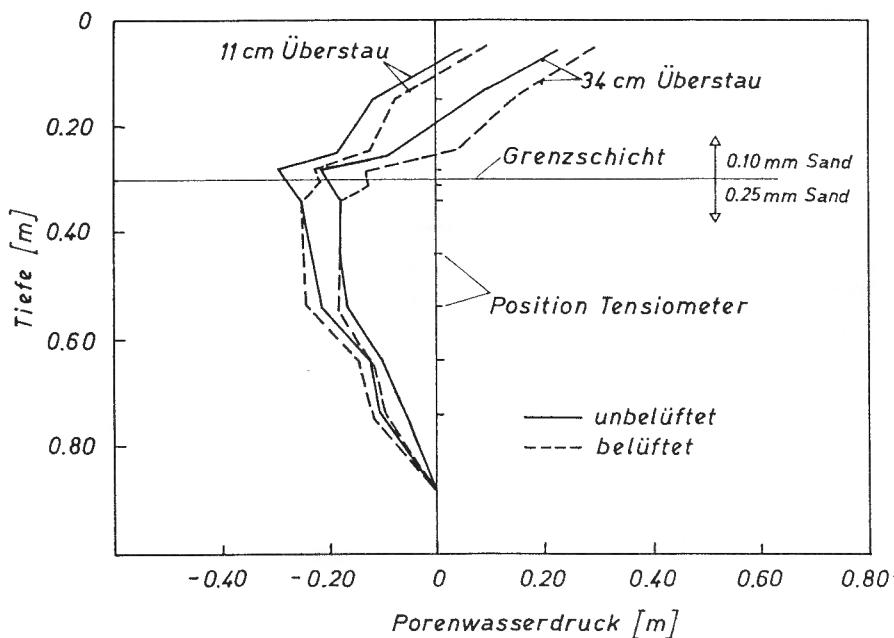


Abbildung 1.10 Porenwasserdruck in geschichteten Sandablagerungen unter gesättigten und ungesättigten Verhältnissen (nach Behnke & Bianchi, 1965).

Bei der **Exfiltration** von Grundwasser stellt sich einerseits die Frage, ob sich überhaupt eine Kolmation ausbilden kann. Andererseits interessiert auch, unter welchen Verhältnissen eine vorgängig kolmatierte Sohle durch die einsetzende Exfiltration rückgespült wird und damit die Dekolmation der Sohle einsetzt.

Gemäss Banscher (1975) muss für das Ausspülen der abgelagerten Feinpartikel ein bestimmter (negativer) hydraulischer Gradient überschritten werden. Ansonsten ist auch bei der Exfiltration mit einer fortschreitenden Kolmation zu rechnen. Eine Vergrösserung der Durchlässigkeit konnte Banscher erst ab (gegen das Fliessgewässer gerichteten) Filtergeschwindigkeiten über 0.007 m/s feststellen. Dabei suchte sich das Wasser den Weg des geringsten Widerstandes und verursachte vereinzelte Lochbildungen in der kolmatierten Schicht. Kustermann (1962) beobachtete bei einer zeitweiligen Exfiltration ebenfalls einen Rückspüleffekt bei gleichzeitiger Erhöhung der Sohlendurchlässigkeit.

### 2.3.6 Wassertemperatur

Die Wassertemperatur beeinflusst die Zähigkeit des infiltrierenden Wassers. Je höher die Temperatur, das heisst je kleiner die Zähigkeit, desto grösser wird die Filtergeschwindigkeit. Eine hohe Wassertem-

peratur dürfte sich demnach in ähnlicher Weise auswirken wie ein grosser hydraulischer Gradient: Beide Einflussgrössen führen zu einer erhöhten Filtergeschwindigkeit.

Die Abhängigkeit zwischen der Wassertemperatur und der dynamischen Zähigkeit  $\eta$  kann gemäss Kozeny (1953) nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$\eta = \frac{0.001779}{1 + 0.03368 T + 0.00022099 T^2} \quad (1.22)$$

Die kinematische Zähigkeit ergibt sich mit der Dichte des Wassers aus

$$v = \frac{\eta}{\rho} \quad (1.23)$$

In Tabelle 1.1 sind einige Wertepaare (T,v) zusammengestellt.

*Tabelle 1.1 Kinematische Zähigkeit des Wassers in Abhängigkeit der Temperatur.*

Temperatur (T) [°C]	0	5	10	15	20
kin. Zähigkeit (v) [m <sup>2</sup> /s]	1.79 10 <sup>-6</sup>	1.52 10 <sup>-6</sup>	1.31 10 <sup>-6</sup>	1.15 10 <sup>-6</sup>	1.01 10 <sup>-6</sup>

Die Durchlässigkeit nach Darcy ist ebenfalls abhängig von der Zähigkeit des Wassers. Der k-Wert ist dabei umgekehrt proportional zur Zähigkeit:

$$k_{T1} / k_{T2} = v_{T2} / v_{T1} \quad (1.24)$$

Unter der Annahme eines unveränderten Sohlenaufbaus variiert die Durchlässigkeit mit dem Jahresgang der Temperatur. Schwankt beispielsweise die mittlere Wassertemperatur im Jahresgang zwischen 5 °C und 20 °C, so variiert die Durchlässigkeit und mit ihr der Sickerwasserabfluss  $Q_s$  um rund 50 %.

Die Temperatur beeinflusst ferner die biologische Kolmation. Kustermann (1962) beobachtete bei seinen Versuchen an der Mangfall und der Schlierach, dass - hervorgerufen durch einen plötzlichen Temperatursturz - die Stoffwechselvorgänge der Organismen stark gehemmt wurden. Eine Folge davon war eine Verringerung der Dichtungs- und Reinigungsprozesse in der Gewässersohle.

### 2.3.7 Morphologie

In den folgenden Kapiteln wird der Einfluss verschiedener morphologischer Erscheinungsformen auf die Sedimentation von Schwebstoffen zusammengefasst. Es handelt sich dabei nicht um eine umfassende Untersuchung zu diesem Thema, sondern lediglich um eine Zusammenstellung der (spärlich) gefundenen Literatur.

#### 2.3.7.1 *Quer- und Längenprofil*

Die Morphologie eines Fliessgewässers beeinflusst die Art und die Menge von sedimentiertem Feinmaterial im Quer- als auch im Längenprofil.

Lisle (1980) führte im Jacoby Creek, Californien, Sedimentationsversuche mit in der Sohle vergraben und mit sortiertem Material gefüllten Töpfen durch. Er beobachtete, dass das Volumen des in den Töpfen abgelagerten Feinmaterials in einem einzelnen Querprofil bis zu einem Faktor 3 variieren konnte. Die Variation des sedimentierten Feinmaterials war grösser im Quer- als im Längenprofil.

Dieselbe Beobachtung machten Frostick, Lukas & Reid (1984). In Zonen mit höherer Fliessgeschwindigkeit und grösserem Geschiebetransport infiltrierte mehr Feinmaterial mit einer vergleichsweise groben Kornverteilung. Beispielsweise fanden sie in vergrabenen Sedimentfallen im Bereich von Schnellen mehr Feinmaterialablagerungen als in einem Querprofil mit Kiesbank. Konkret bedeutet dies, dass der Porenraum der Sohle in Bereichen mit höherer Fliessgeschwindigkeit und häufigerem Geschiebetransport rascher aufgefüllt wird, als an Stellen mit kleinerer Belastung.

Bei den Versuchen von Frostick et al. muss berücksichtigt werden, dass zwar die Oberfläche der verwendeten Sedimentfallen der natürlichen Zusammensetzung entsprach, die Behälter jedoch entweder leer waren oder mit Grobmaterial gefüllt worden sind. Eine Kolmationsschicht unmittelbar unter der Deckschicht kann sich unter diesen Verhältnissen nicht aufbauen. Weil die Bewandungen der Behälter undurchlässig waren, ist eine vertikale Sickerströmung verhindert worden. Die Ergebnisse dürften daher nur zum Teil auf natürliche Verhältnisse übertragbar sein.

#### 2.3.7.2 *Natürliche Schwellen (riffles)*

Im Bereich von Schnellen sind gemäss Abbildung 1.11 besondere Strömungsverhältnisse anzutreffen. In den Punkten A, C und D kann vereinfacht eine statische Druckverteilung angenommen werden. Bei Punkt B ergibt sich in Sohlennähe infolge des Gefälleknicks eine Druckabnahme bei gleichzeitig verstärkter Beschleunigung des Abflusses. Demgegenüber wird die Strömung - gegenüber Normalabfluss - zum Wasserspiegel hin verzögert (vgl. zum Beispiel Knapp, 1969). Infolge dieser unter-

schiedlichen Druckverhältnisse wird in der Sohle ein Gradient zwischen den Niederdruckzonen der Schnelle und den ober- und unterhalb angrenzenden Bereichen aufgebaut. Dadurch wird eine Sickerströmung von Punkt A zur Strecke B - C - und eventuell auch von Punkt D zu Punkt C - induziert. Bei Punkt A wird dadurch die Ablagerung von Schwebstoffen gefördert und im Schnellenbereich führt die Exfiltration zu einer Beschränkung des Schwebstoffeintrages und damit zu einer Hemmung der Kolmationsentwicklung.

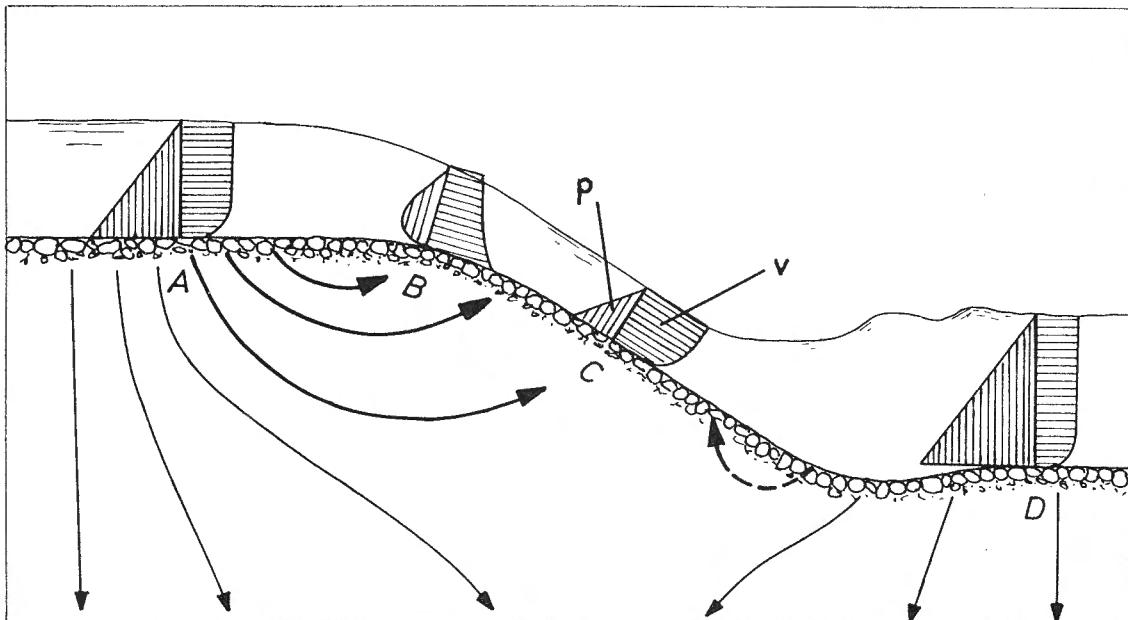


Abbildung 1.11 Vertikale Druck- (p) und Geschwindigkeitsverteilung (v) im Bereich einer Schwelle mit der induzierten Sickerströmung in der Gewässersohle.

Adams (1980) untersuchte an fünf Bächen in Oregon die Sedimentation von Feinmaterial in Schnellen. Der Anteil der Ablagerungen variierte sowohl zwischen den einzelnen Bächen, zwischen einzelnen Schnellen des selben Gewässers, als auch innerhalb einer einzelnen Schnelle. Er führt diese Differenzen zurück auf

- unterschiedliche Kornverteilungen des Sohlen- und des Feinmaterials,
- die Verfügbarkeit von Feinmaterial für die Sedimentation
- und die lokalen Strömungsverhältnisse im Gewässer.

Dieses Beispiel zeigt wiederum, dass die Dreidimensionalität der Strömung und der Schwebstoffkonzentration einen massgebenden Einfluss auf die Ablagerung der Feinpartikel ausübt.

### 2.3.7.3 Einzelne Steine oder Blöcke

Einzelne, markant über die mittlere Sohlenlage ragende Elemente beeinflussen die Strömung vor allem an deren Lee-Seite. Ablösungserscheinungen und Wirbelbildungen führen einerseits zu kleineren Drücken, was - wie in Kapitel 2.3.7.2 beschrieben - zu einer Exfiltration des Porenwassers führen kann (sehr schön visualisiert wurde die Exfiltration von Porenwasser bei Sohlenunebenheiten durch Thibodeaux & Boyle, 1987). Anderseits ermöglicht die reduzierte Sohlenschubspannung an diesen geschützten Stellen die Ablagerung von Feinmaterial. Diese zwei Effekte führen dazu, dass sich im Strömungsschatten solcher Mesoformen vor allem Material der Sandfraktion ablagert und daher eine Kolmation nur beschränkt möglich ist.

### 2.3.7.4 Alternierende Kiesbänke

Diplas (1986) untersuchte in einer Rinne die Ablagerung von Feinmaterial in Fließstrecken mit alternierenden Kiesbänken. Bei vergleichsweise tiefer Schwebstoffkonzentration lagerte sich das Feinmaterial unter der Deckschicht zuerst im Hinterwasser, sowie am unteren Ende der Kiesbänke ab. Nach einer Erhöhung der Schwebstoffkonzentration dehnten sich die Feinmaterialablagerungen unter der Deckschicht praktisch auf den gesamten Sohlenbereich aus. Gleichzeitig füllten - beginnend im Hinterwasserbereich und am unteren Ende der Kiesbank - die Feinmaterialablagerungen die Zwischenräume der Deckschicht langsam auf.

In einem weiteren Versuch untersuchte Diplas die Reinigungswirkung eines Klarwasserabflusses. Beginnend im Schnellenbereich und am oberen Ende der Kiesbank wurde die Deckschicht teilweise von Feinmaterialablagerungen freigespült. Die Ablagerungen unter der Deckschicht blieben jedoch gesamthaft erhalten. Beim Aufreissen der Deckschicht sind sowohl die Deckschicht als auch die Filterschicht von Feinmaterialablagerungen gereinigt worden, bei gleichzeitiger leichter Anreicherung von Feinmaterial in der Unterschicht.

Größere Hochwasserabflüsse führen bei Strecken mit alternierenden Kiesbänken zu einem Ausgleich der Sohle. Unter diesen Bedingungen konnte Diplas (1990) eine Spülung der Sohle von Feinmaterialablagerungen beobachten, die selbst die Unterschicht erreichte. Die Ursache für diese tiefergreifende Reinigung dürfte in der Wanderung der Kiesbänke und der Kolke, sowie den größeren Fluktuationen der Sohlenlage liegen. Ähnliche Prozesse sind in verzweigten Flussläufen zu erwarten.

### 2.3.7.5 Ufergehölz, Holzschlag

Das Vorhandensein eines Uferbewuchses kann den Schwebstoffeintrag in ein Fließgewässer deutlich verringern.

Mahoney & Erman (1984) beobachteten in 24 Bächen in Californien eine Abhängigkeit des in der Sohle abgelagerten Feinmaterial-Volumens vom Holzschlag unmittelbar neben dem Gerinne, bei einem Abstand der Arbeiten bis zu 30 m, sowie ohne Holzschlag. Die Autoren konnten nachweisen, dass die Sedimentationsrate in der oberflächennahen Schicht der Sohle einerseits durch den Holzschlag und anderseits beim Fehlen eines Uferbewuchses signifikant erhöht wird. Der erhöhte Feinmaterial-Eintrag in das Gewässer ist einerseits auf die erhöhte Oberflächenerosion der gerodeten Flächen und anderseits auf die verringerte oder praktisch aufgehobene Pufferzone zwischen dem genutzten Land und dem Gewässer zurückzuführen.

#### 2.3.7.6 Uferverbauungen

Die Uferzonen stellen in der Regel einen nur kleinen Teil am gesamten benetzten Umfang eines Gerinnes dar. Wegen der hier geringen Sickerweglänge zwischen dem Gerinne und dem Grundwasser mit dem daraus resultierenden grossen hydraulischen Gradienten können die Uferbereiche dennoch einen Sickerwasseranteil liefern, der nicht vernachlässigt werden darf. Uferbereiche sind jedoch häufig Gegenstand von Verbauungsmassnahmen zum Schutze des angrenzenden Landes. Diese Massnahmen - wie Bruchsteinmauer, Blockwurf oder Blocksatz - führen jedoch zu einer Fixierung der Uferlinie und zu einer Abdeckung der darunterliegenden Filterschicht.

Gemäss Ingerle (1991) führen solche Uferbefestigungen zu einer hochgradigen Kolmation, weil die in der darunterliegenden Filterschicht abgelagerten Schwebstoffe selbst bei Hochwasserabfluss nicht mehr resuspendiert werden. Nur bei den zeitweise trockenfallenden Uferbereichen kann durch die Bildung von Trockenrissen und das Wirken von grösseren Lebewesen die Durchlässigkeit wieder deutlich erhöht werden.

#### 2.3.8 Biologische Kolmation

Unter biologischer Kolmation versteht man die Reduktion der Durchlässigkeit infolge einer Besiedlung der Gewässersohle durch Organismen oder infolge der Ablagerung von totem organischem Material (Detritus). Die Grösse der Organismen (Bakterien, Algen) liegt etwa im selben Bereich wie diejenige der feinen und feinsten mineralischen Partikel (0.5 - 30  $\mu\text{m}$ ).

Nach Banscher (1975) sind es vor allem die Diatomeen (Algen), welche durch ihre harten Siliziumoxid-Schalen in der Lage sind, einen relativ grossen zusätzlichen Filterwiderstand aufzubauen. Ausserdem schaffen sie die Möglichkeit, dass zusätzlich feinere Partikel zurückgehalten werden,

wodurch die Durchlässigkeit weiter abnimmt. Das Wachstum der Algen ist abhängig vom Eutrophierungsgrad des Wassers, vom Lichteinfall, der Temperatur und von der Filtergeschwindigkeit.

Durch die Sauerstoffproduktion der Algen wird die Kolmation in zweierlei Hinsicht beeinflusst. Einerseits führt das ausgeschiedene Gas im Sohleninnern zu einer Reduktion des  $k$ -Werts (ungesättigte Verhältnisse, vgl. Rice, 1974), anderseits kann es auch zu einer Auflockerung des Sohlensubstrats und damit zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit kommen (Banscher, 1975). Rice beobachtete ferner, dass sich zusammen mit den an der Sohleoberfläche gebildeten Sauerstoffblasen auch ein Teil der abgelagerten Sedimente ablöste, was wiederum zu einer Durchlässigkeitszunahme führte.

Die biologische Kolmation gewinnt an Bedeutung in eutrophierten Fliessgewässern mit feinerem Sohlensubstrat und seltenem Geschiebetransport. In den meisten Schweizer Fliessgewässern dürfte damit die biologische Kolmation eine vernachlässigbare bis untergeordnete Rolle spielen. Zu erwähnen sind beispielsweise lokale Kolmationserscheinungen durch Schlammablagerungen bei Abwassereinleitungen.

## 2.4 KOLMATIONSTIEFE

Die Kolmationstiefe bezeichnet die Eindringtiefe von Feinpartikeln im Porenraum der Gewässersohle. Die Kolmationstiefe ist abhängig von den Kornverteilungen des Sohlenmaterials und der Schwebstoffe, von der Filtergeschwindigkeit und von der Zähigkeit des Wassers.

Weil der Aufbau einer Gewässersohle grundsätzlich inhomogen und anisotrop ist, dürfte die Kolmationstiefe von Ort zu Ort variieren. Ebenfalls unterschiedliche Kolmationstiefen ergeben sich durch eine Änderung der anderen, oben erwähnten Einflussgrössen, was dazu führt, dass die Kolmationstiefe auch eine zeitabhängige Grösse ist. Grundsätzlich kann daher für ein bestimmtes Sohlenmaterial kein exakter Wert für die Kolmationstiefe angegeben werden.

Verschiedene Autoren liefern jedoch Angaben über die *maximale Eindringtiefe* von im Fliessgewässer suspendierten Feinpartikeln. Die Daten von Tabelle 1.2 liefern also Grenzwerte, die angeben, bis in welche Tiefe ein Eintrag von Feinpartikeln im Maximum beobachtet werden konnte. Die durchschnittliche Eindringtiefe dürfte demgegenüber deutlich geringer ausfallen.

Weitere Angaben und einen Ansatz zur Abschätzung der Kolmationstiefe sind in Teil 2, Kapitel 3.2.3, zu finden.

*Tabelle 1.2 Kolmationsstufen und Sohlenmaterial gemäss vier Publikationen. Der Index D bezieht sich auf die Kornverteilung der Deckschicht.*

Autor	Kolmationsstufe	Sohlenmaterial
Beschta & Jackson (1979)	2.5 - 5 $d_{90}$	$d_{90}$ : 22 mm
Diplas (1986)	3 $d_{90}$ oder 2.4 $d_{90D}$	$d_{90}$ : 7 mm
Cunningham (1987)	2.5 mm	Sandfraktion
Lisle (1989)	2.6 $d_{90}$	$d_{max}$ : 32 mm

## 2.5 SPÜL-HOCHWASSER

Spül-Hochwasser sind Abflussereignisse, bei denen zumindest ein Teil der Kolmationsmasse erodiert, resuspendiert und flussabwärts wegtransportiert wird. Dabei werden die Deck- und die Filterschicht von den Feinmaterialablagerungen gereinigt, wodurch die Sohle aufgelockert und ihre Durchlässigkeit erhöht wird.

In der Literatur wird grundsätzlich zwischen der Dekolmation mit und ohne Geschiebetrieb unterschieden. Dabei wird davon ausgegangen, dass beim Geschiebetransport die Deckschicht in Bewegung gerät und damit ein Abfluss erreicht ist, wo der Grenzwert der Deckschicht-Stabilität  $\Theta_D$  überschritten wird. Demgegenüber liegt die dimensionslose Sohlenhubspannung bei Verhältnissen ohne Geschiebetrieb unter  $\Theta_D$ .

Für  $\Theta < \Theta_D$  konnten Beschta & Jackson (1979) für nicht kohäsive Feinmaterialablagerungen eine erste Reinigung der Deckschicht beobachten, die bis in eine Tiefe von ca. (0.6 - 0.7)  $d_m$  wirksam war. Unter gleichen Bedingungen beobachtete O'Brien (1987) eine Reinigung der Deckschicht bis in eine Tiefe, die etwa dem mittleren Korndurchmesser  $d_m$  entspricht. Die Deckschicht wird unter diesen Verhältnissen also nur teilweise von den Feinmaterialablagerungen freigespült. Milhous & Bradley (1986) geben als kritische Bedingung für eine teilweise Reinigung der Deckschicht folgende Beziehung an

$$\Theta_f = 2/3 \cdot \Theta_D \quad (1.25)$$

mit  $\Theta_f$  als dimensionslose Sohlenhubspannung beim Beginn der Deckschichtspülung. Ein Abfluss mit einer dimensionslosen Sohlenhubspannung  $\Theta_f < \Theta < \Theta_D$  kann also eine gewisse Reinigung der Deckschicht leisten, ohne dass die Deckschicht instabil würde. Dies kann beispielsweise erwünscht sein, falls günstiges Material für die Laichgrubenbildung nicht bewegt, jedoch eine bestmögliche Reinigung der Sohle erreicht werden soll.

O'Brien (1987) empfiehlt aufgrund von Untersuchungen am Yampa-Fluss für Deckschichtspülungen die Bestimmung des effektiven Abflusses. Der

effektive Abfluss ist derjenige Abfluss, der unter Berücksichtigung seiner Auftretenshäufigkeit pro Jahr die grösste Schwebstofffracht transportiert. Die Sohle sollte dabei oberflächlich bis in eine Tiefe von rund  $0.5 \cdot d_m$  von Feinmaterialablagerungen freigespült werden können. Für das Beispiel des Yampa-Flusses entspricht der effektive Abfluss etwa dem 1.5 - 2 jährlichen Abfluss.

Weitere Ansätze zur Abschätzung des Abflusses, der eine erste oberflächliche Deckschichtreinigung ermöglicht, sind in einer Untersuchung von Reiser, Ramey & Lambert (1985) zu finden. Dieser Bericht liefert eine Zusammenstellung von Verfahren, die sich entweder auf bestimmte hydrologische Grössen (zum Beispiel 2 MQ oder  $Q_{1.5-2}$ ) oder auf Formeln zur Ermittlung des Geschiebetriebbeginns einzelner Körner stützen.

Für eine umfassende Spülung der Kolmationshorizonte sind Abflüsse erforderlich, wo die Deckschicht aufgerissen und bewegt wird (Beschta & Jackson, 1979, Adams, 1980). Gemäss Diplas & Parker (1990) werden für  $\Theta > \Theta_D$  die abgelagerten Schwebstoffe der Deck- und der Filterschicht resuspendiert, nicht aber diejenigen der Unterschicht.

Diplas (1986) macht ferner gewisse Angaben bezüglich der Korngrössen, die während dem Spülvorgang flussabwärts transportiert werden. Danach können nur diejenigen Partikel beim Aufreissen der Deckschicht aus der Filterschicht gespült werden, die als Schweb abtransportiert werden. Das heisst, dass - mit Ausnahme von Fällen mit sehr hohen Fliessgeschwindigkeiten - Material der Sandfraktion nicht gespült wird und in den entsprechenden Schichten auch nach dem Hochwasserereignis zu finden ist.

Zur Bestimmung des Grenzwerts der Deckschichtstabilität  $\Theta_D$  gibt es verschiedene Ansätze. Im folgenden ist stellvertretend der in der Schweiz gebräuchlichste Ansatz wiedergegeben:

$$\text{Günter (1971):} \quad \Theta_D / \Theta_{cr} = (d_{mD} / d_m)^{0.67} \quad (1.26)$$

$\Theta_{cr}$  beschreibt denjenigen Zustand, wo der Geschiebetrieb für die Einkornmischung mit  $d = d_m$  einsetzt. Unter vollturbulenten Verhältnissen ( $Re^* > \text{ca. } 200$ ) nimmt  $\Theta_{cr}$  den konstanten Wert von rund 0.05 an.

Weitere detaillierte Angaben betreffend die verschiedenen Dekolmationsphasen einer Gewässersohle, sowie bezüglich der dabei zu erwartenden Durchlässigkeitsbeiwerte, sind in Teil 2, Kapitel 4, zu finden.

## 2.6 BERECHNUNGSANSÄTZE

In der Literatur sind verschiedene empirische Ansätze zur Abschätzung der Infiltrationsrate durch ein poröses Medium in Funktion der Zeit zu finden. Diese Lösungsansätze lassen sich in drei Gruppen einteilen:

1. *Infiltrationsversuche in Absetzbecken oder in gefüllten Zylindern im Labor.* Diese Randbedingungen entsprechen etwa denjenigen in stehenden Gewässern, das heisst es gibt keine sohlenparallele Gerinneströmung.
2. *Infiltrationsversuche in durchflossenen Laborrinnen*, wobei das die Sohle infiltrierende Wasser aufgefangen und gemessen wird. Die Versuchsbedingungen entsprechen in etwa den Verhältnissen in ungestauten Fliessgewässern.
3. *Ermittlung der Infiltrationsrate über die Strömungsverhältnisse im Grundwasserleiter.* Der Filterwiderstand wird dabei über Grundwasserstandsbeobachtungen und die Förderleistung von gerinneparallel angeordneten Filterbrunnen ermittelt. Sehr ausführlich wird diese Methode in Geldner (1981) und Kaleris (1986) beschrieben. Berechnungsverfahren dieser Art nähern sich dem Kolmationsproblem über die Grundwasserhydraulik. Es handelt sich dabei um einen Weg, der von dem in dieser Untersuchung begangenen stark verschieden ist. Ausserdem dürften die oben erwähnten Arbeiten - trotz ihres Umfanges - kaum praxisrelevant werden. Aus diesen Gründen wird an dieser Stelle auf eine ausführliche Darstellung dieser Arbeiten verzichtet.

In den folgenden zwei Kapiteln werden die bedeutenderen Ansätze der beiden ersten Gruppen zusammengefasst.

### 2.6.1 Infiltration ohne sohlenparallele Strömung

Berend (1967) führte in Absetzbecken (Sandsohle) Infiltrationsversuche mit verschiedenen Suspensionen durch. Die Schwebstoffe sind teilweise in der oberflächennahen Schicht (innere Kolmation) und teilweise auf der Sohle (äussere Kolmation) abgelagert worden. Die Infiltration erfolgte nach einem gewissen Sickerweg perkolativ, das heisst, dass der Grundwasserspiegel nicht an das Absetzbecken angeschlossen war.

Berend leitet zwei verschiedene Ansätze zur Berechnung der Infiltrationsrate  $q$  ab. Der Erste beruht auf der experimentellen Beobachtung, dass die Infiltrationsrate  $q$  linear von der kumulierten infiltrierten Wassersäule  $V_A/AF$  abhängig ist. Falls die Kolmation ausschliesslich durch suspendiertes Feinmaterial bestimmt wird, so gilt nach Berend die Gleichung

$$\frac{d(V_A/A_F)}{dt} = q = q_0 \cdot a_B \cdot C \cdot \varphi (V_A/A_F) \quad (1.27)$$

mit

$q_0$ : Infiltrationsrate bei Versuchsbeginn.  
 $C$ : Schwebstoffkonzentration des Infiltrats.  
 $\varphi$ : Schwebstoffanteil, der auf oder an der Sohleoberfläche zurückgehalten wird. Für die von Berend untersuchten Fälle lag  $\varphi$  zwischen 0.8 - 0.9.  
 $a_B$ : Koeffizient, der die spezifischen Kolmationseigenschaften des suspendierten Materials charakterisiert.

Die Abhängigkeit von  $q$  mit der Zeit kann durch Integration und Umformung abgeleitet werden zu

$$\frac{d(V_A/A_F)}{dt} = q = q_0 e^{-t a_B C \varphi} \quad (1.28)$$

Die Bestimmung von  $a_B$  muss experimentell oder aufgrund der Messdaten des Autors erfolgen.

Der *zweite Ansatz* stützt sich auf das modifizierte Darcy-Gesetz

$$\frac{d(V_A/A_F)}{dt} = q = \frac{h}{\Sigma \alpha_B} \quad (1.29)$$

mit

$h$ : Wassertiefe  
 $\alpha_B$ : hydraulischer Widerstand ( $\alpha_B = L / k$ , mit  $L$  = Schichtstärke)

Die Aufsummierung der  $\alpha_B$  - Werte entspricht dem hydraulischen Widerstand zusätzlicher Schichten in Fliessrichtung. Berend gibt für diese zeitabhängige Grösse mehrere Formeln an; stellvertretend sei hier eine wiedergegeben:

$$\Sigma \alpha_B = \alpha_{B_0} + (V_A/A_F) C \varphi \zeta e^{m(V_A/A_F)} \quad (1.30)$$

wobei  $m$  und  $\zeta$  Koeffizienten sind. Der Autor gibt für die untersuchten Suspensionen einen Schwankungsbereich der zwei Koeffizienten an.

Die Anwendung der Berechnungsansätze von Berend für die Infiltration in Anreicherungsbecken ist mit verschiedenen Unsicherheiten behaftet. Die Festlegung der Koeffizienten kann - wie bei allen anderen bisher bekannten Verfahren - ohne vorgängige experimentelle Versuche kaum befriedigend bestimmt werden. Ausserdem berücksichtigt Berend weder den hydraulischen Gradienten, noch die Zähigkeit des Wassers. Eine Übertragung auf die weit komplexeren Kolmationsvorgänge in Fliessgewässern ist daher nicht empfehlenswert.

**Behnke** (1969) untersuchte den Kolmationsprozess in mit Sand gefüllten Zylindern, welche er mit konstantem Wasserspiegel und zwei verschiedenen Suspensionen beschickte. Gemäss den Versuchsresultaten verringert sich sowohl die Infiltrationsrate  $q$  als auch das integrierte Sickerwasservolumen  $V_A$  in Abhängigkeit von der Zeit entsprechend einer Potenzfunktion der Form

$$q_i = F \cdot t^{-m} \quad (1.31)$$

mit  $F$  und  $m$  als Koeffizienten. Behnke untersuchte ferner den Einfluss verschiedener Schwebstoffkonzentrationen  $C$  auf die Kolmation. Die Beziehung zwischen dem aufsummierten Sickerwasservolumen  $V_A$  und  $C$  folgt wiederum demselben Potenzgesetz, wobei der Faktor  $F$ , nicht aber der Exponent  $m$ , zeitabhängig ist.

Der Lösungsansatz von Behnke gilt nur für wenige vorgegebene Kornverteilungen des Sohlenmaterials und der Schwebstoffe. In Gleichung 1.31 nicht berücksichtigt sind der hydraulische Gradient und die Zähigkeit des Wassers. Auch diese Untersuchung dürfte daher für die Kolmationsentwicklung in Fliessgewässern kaum eine Bedeutung haben.

Ein Vergleich der Ansätze von Berend und Behnke zeigt, dass für dieselben Prozesse unterschiedliche, auf empirischem Weg gefundene Funktionen für die Infiltrationsrate gefunden worden sind: Bei Berend folgt  $q$  in Abhängigkeit von der Zeit einer e-Funktion, bei Behnke hingegen einer Potenzfunktion.

## 2.6.2 Infiltration bei Fliessgewässern

**Banscher** (1975) führte die bisher umfassendsten Untersuchungen zur Bestimmung der Kolmation von Fliessgewässersohlen durch. In drei verschiedenen Rinnen beobachtete er für sandig-kiesiges Sohlenmaterial die zeitliche Änderung des Infiltrationswiderstands für variable Filtergeschwindigkeiten, Fliessgeschwindigkeiten, hydraulische Flächenbelastungen (Summe der durchgeflossenen Wassermenge pro Filterquerschnitt) und Schwebstoffkonzentrationen. Der Versuchsablauf war so gewählt, dass die Filtergeschwindigkeit über eine Regulation der Wasserspiegeldifferenz konstant gehalten wurde. Solche Verhältnisse sind beispielsweise bei Brunnengalerien entlang von Fliessgewässern zu finden, wo die Fördermenge über eine bestimmte Dauer konstant gehalten wird. Als Mass der Kolmation wählt Banscher einen Infiltrationswiderstand der kolmatierten Schicht  $w$ , der abhängig ist von der Mächtigkeit und der Durchlässigkeit der Kolmationsschicht:

$$w = \frac{d_k}{k'} = \frac{\Delta H}{v_f} \quad (1.32)$$

mit

$d_k$ : Dicke der Kolmationsschicht  
 $k'$ : Durchlässigkeitsbeiwert der kolmatierten Schicht  
 $\Delta H$ : hydraulische Verlusthöhe, die sich beim Durchströmen der Kolmationsschicht einstellt  
 $v_f$ : Filtergeschwindigkeit

Bei Versuchsbeginn beträgt die Dicke der Kolmationsschicht  $d_k = 0$ , worauf ihr Wert mit der Zeit langsam ansteigt. Da die Zunahme der Kolmationsmächtigkeit schlecht erfasst werden kann, wird der Bestimmung des  $w$ -Wertes ein konstanter  $d_k$ -Wert zugrunde gelegt. Damit dennoch die wirkliche Zunahme des Infiltrationswiderstandes erfasst werden kann, wird für die Versuchsauswertung die Differenz zwischen dem Infiltrationswiderstand zum Zeitpunkt  $t_i$  und demjenigen zu Beginn des Versuchs (keine Kolmation) verwendet:

$$w_i = \bar{w}_i - \bar{w}_0 \quad (1.33)$$

Auf diese Weise wird der Fehler, der durch die Annahme einer konstanten Kolmationsmächtigkeit entsteht, verhindert.

Gemäss den Versuchsergebnissen von Banscher ändert sich der Infiltrationswiderstand in Abhängigkeit von der Zeit entsprechend einer Potenzfunktion der Form

$$w = F \cdot t^a \quad (1.34)$$

mit  $F$  als Kolmationskoeffizient und  $a$  als Kolmationsexponent. In einer doppeltlogarithmischen Darstellung ergibt diese Gleichung eine Gerade, wobei  $a$  der Steigung und  $F$  dem y-Achsenabschnitt entspricht.

Die wesentlichen Versuchsergebnisse von Banscher sind im folgenden zusammengefasst. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Versuchsbedingungen sich im Grenzbereich zwischen äusserer und innerer Kolmation befinden. Die Prozesse, die beim Aufbau einer äusseren Kolmation ablaufen, sind aber deutlich von denjenigen bei der Entwicklung einer inneren Kolmation zu unterscheiden. Die Interpretation der Resultate ist daher oft etwas irreführend.

- Eine Zunahme der Filtergeschwindigkeit bewirkt bei gleicher Flächenbelastung eine Reduktion des Infiltrationswiderstandes und des Kolmationsexponenten. Der Grund für diesen Effekt liegt einerseits darin, dass bei grösseren Filtergeschwindigkeiten die Feinpartikel in tiefere Schichten transportiert werden und anderseits die Porenkanäle infolge des erhöhten Strömungsdrucks weniger eingeengt werden, als dies bei kleineren Filtergeschwindigkeiten der Fall ist.

- Bei einer Zunahme der Fliessgeschwindigkeit ist mit einer grösseren Eindringtiefe der Feinpartikel zu rechnen. Ob dieses Resultat jedoch damit zusammenhangt, dass die Versuchsergebnisse im Grenzbereich aussere - innere Kolmation liegen, oder es auch für reine innere Kolmation Gültigkeit hat, lässt sich aufgrund der wenigen Messungen nicht sagen.
- Bei zunehmender Schwebstoffkonzentration setzt die Kolmation früher ein mit anschliessend langsamem Kolmationsentwicklungs. Die Fliessgeschwindigkeiten liegen dabei so tief, dass sich bei hoher Schwebstoffkonzentration relativ rasch eine geschlossene aussere Kolmationsschicht bildet, welche die Entwicklung einer inneren Kolmation verhindert.

**Hansel** (1967) führte ebenfalls Infiltrationsversuche in einer durchströmten Rinne aus. Entsprechend den Versuchsergebnissen teilt er den Kolmationsprozess in zwei Phasen ein, wobei in Phase 1 die Durchlässigkeit rasch, in der zweiten Phase jedoch vergleichsweise langsam abnimmt. Beide Phasen können gemäss Hansel durch eine e-Funktion der Form

$$v_F = a e^{-bt} \quad (1.35)$$

beschrieben werden. Die Koeffizienten  $a$  und  $b$  können als Kolmationskoeffizient, resp. als Kolmationsexponent, bezeichnet werden. Die Versuchsergebnisse gehen jedoch nicht so weit, dass Hansel die Abhängigkeit dieser beiden Koeffizienten von den verschiedenen Einflussgrössen beschreiben kann.

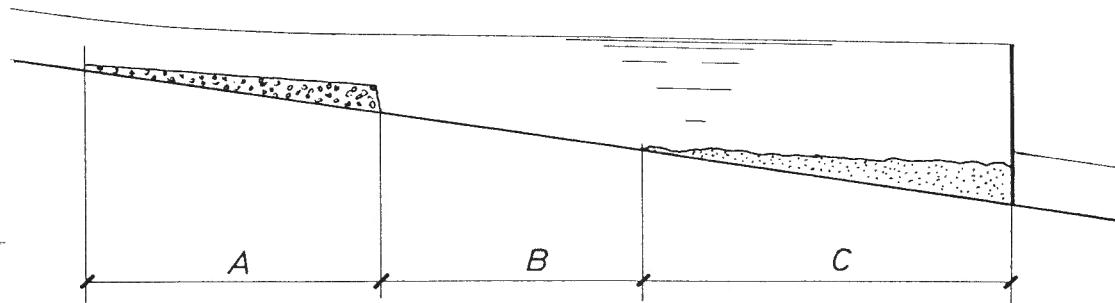
## 2.7 FLUSSSTAUHALTUNGEN

### 2.7.1 Schwebstoffablagerung und Kolmation

In Flussstauhaltungen werden die Strömungsbedingungen im Fliessgewässer oberhalb der Absperrvorrichtung nachhaltig verändert. Entsprechend Abbildung 1.12 sind Flussstauhaltungen im Längenprofil keilförmig, ihre Abflusstiefe nimmt in Fliessrichtung zu bei gleichzeitiger Reduktion der Fliessgeschwindigkeit. Die kleinste Geschwindigkeit wird in der Regel an der tiefsten Stelle unmittelbar oberhalb der Absperrvorrichtung erreicht.

Die Ablagerung der Schwebstoffe ist abhängig einerseits von den Sinkeigenschaften der Partikel und anderseits von dem der Ablagerung entgegenwirkenden dynamischen Auftrieb des Abflusses. Die Sinkeigenschaften werden hauptsächlich bestimmt durch den Partikeldurchmesser,

die relative Dichte, den Widerstandsbeiwert, die Zähigkeit des Wassers und die Schwebstoffkonzentration. Mit abnehmender Fließgeschwindigkeit und zunehmender Stauraumtiefe kann sich vermehrt feineres Material ablagern. Dieser selektive Prozess führt zu einer Sortierung der abgelagerten Schwebstoffe.



*Abbildung 1.12 Grobgliederung einer Flussstauhaltung. A: Stauwurzel mit Geschiebeablagerungen, die eine Verlandungszunge bilden. B: Stauraumabschnitt ohne bleibende Schwebstoffablagerungen. C: Stauraumabschnitt mit bleibenden Schwebstoffablagerungen.*

Die Kolmation von Flussstauhaltungen unterscheidet sich von der Kolmation freier Fließstrecken durch die Bildung einer zumindest periodisch ausgeprägten äusseren Kolmationsschicht. Untersuchungen an der Drau (Schlatte, 1983) und an der Donau (Ingerle, 1991) deuten darauf hin, dass ohne periodische Wasserspiegelabsenkungen der Kolmationsprozess nach drei bis vier Jahren nahezu abgeschlossen ist und der Sickerwasserabfluss praktisch einen unteren Grenzwert erreicht. In Abbildung 1.13 ist die Abflussentwicklung der Drainagegräben von drei Stauhaltungen an der Drau dargestellt. Der Sickerwasserabfluss nimmt anfänglich sehr schnell, mit der Zeit aber verlangsamt ab und scheint einem unteren Grenzwert zuzustreben. Neben der Abnahme des Sickerabflusses ist auch ein deutlicher Jahresgang erkennbar, der einerseits auf die temperaturabhängigen Zähigkeitsschwankungen des Wassers und anderseits auf die jahreszeitlichen Änderungen der Schwebstoffkonzentration zurückzuführen ist (die Folgerung von Schlatte, 1983, dass die Kolmationsentwicklung vor allem auf temperaturabhängige biologische Prozesse zurückzuführen ist, dürfte in diesem Ausmass kaum zutreffen).

Der Sickerwasserabfluss und die Sohlendurchlässigkeit sind im Längsschnitt einer Stauhaltung nicht konstant. Eine Flussstauhaltung kann vereinfacht in drei Abschnitte eingeteilt werden (Abbildung 1.12). Teil A betrifft die Zone mit Geschiebeablagerungen, sie beginnt an der Stauwurzel und endet am Böschungsfuss der Geschiebefront. Teil B betrifft denjenigen Abschnitt einer Stauhaltung, wo keine bleibenden Schweb-

stoffablagerungen anzutreffen sind; er beginnt im oberen Stauraumbereich, entweder unterhalb der Geschiebefront oder direkt an der Stauwurzel. Die untere Begrenzung von Teil B ist abhängig von der Abflussganglinie und dem Spülbetrieb der Stauhaltung. Teil C betrifft den Stauraumbereich mit permanenten Schwebstoffablagerungen. Bei grösseren Stauraumtiefen können hier die Schwebstoffablagerungen Mächtigkeiten von mehreren Metern erreichen. Die abgelagerten Schwebstoffe bilden unter bestimmten Strömungsverhältnissen Sohlenformen, die langsam gerinneabwärts wandern. Ein Teil dieses Feinmaterials wird dann als Geschiebe über die Sohle transportiert. Von besonderer Bedeutung für die Kolmation der Sohle von Stauhaltungen sind Dünen; in Kapitel 2.7.2 wird näher auf deren Aufbau und Wanderung eingegangen.

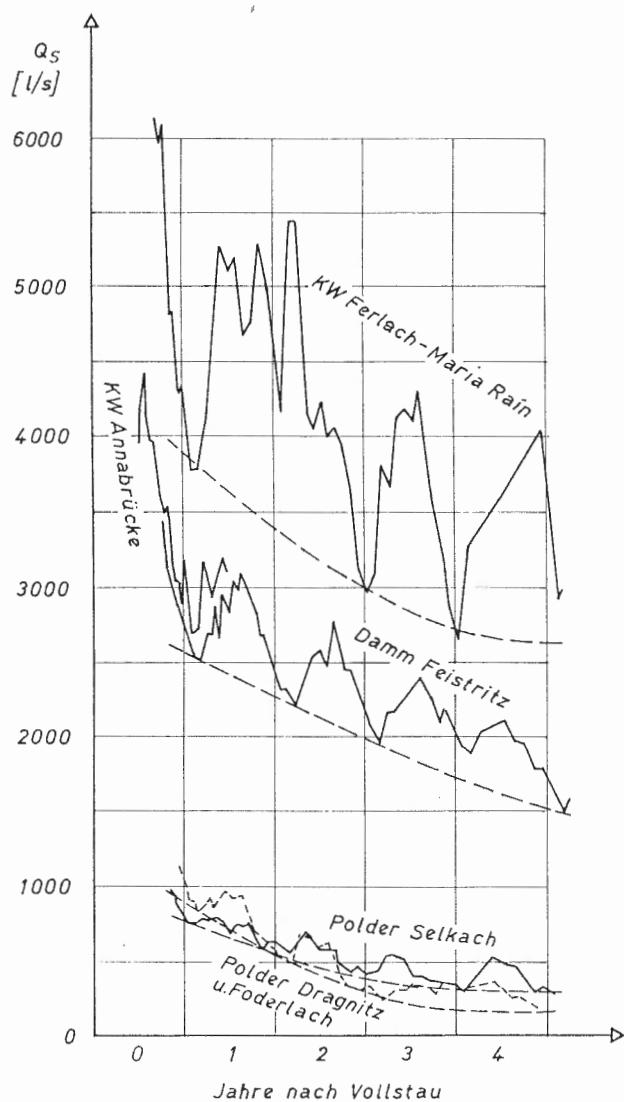


Abbildung 1.13  
Sickerwasserganglinien in Drainagegräben dreier Stauhaltungen an der Drau nach dem Erstaufstau (nach Schlatte, 1983).

Im Stauraumbereich ohne permanente Schwebstoffablagerungen (Teil B) kann die Durchlässigkeit infolge innerer Kolmation deutlich reduziert werden. Falls keine äusseren Ablagerungen vorhanden sind, wird ein

Grenzwert der Durchlässigkeit angestrebt, wie er in freien Fließstrecken (beim Ausbleiben von Spül-Hochwassern) angetroffen werden kann. Ingerle (1991) hat aufgrund von Sickerabflussmessungen in Drainagegräben am Stauraum Altenwörth an der Donau eine Sohlendurchlässigkeit von  $3 \cdot 10^{-7}$  m/s abgeschätzt. Ferner erwähnt er, dass in Stauraumabschnitten ohne bleibende Schwebstoffablagerungen die Qualität des Uferfiltrats voll erhalten bleibt und keine Redoxprozesse zu erwarten sind.

Im Stauraumabschnitt mit bleibenden Schwebstoffablagerungen (Teil C) verändert sich die Flussbettstruktur nachhaltig. Auf der Flussohle bildet sich eine bis zu mehreren Metern dicke Schlammschicht, welche die Durchlässigkeit auf ein Minimum herabsetzt. Ingerle schätzt den  $k$ -Wert von Schlammbablagerungen auf  $10^{-8} - 10^{-7}$  m/s. Der zu erwartende Sickerabfluss ist gering und hängt von der Durchlässigkeit und der Schichtstärke des Schlammes, sowie von der zur Verfügung stehenden Druckdifferenz ab. In der Schlammschicht sind ferner reduzierende Vorgänge zu erwarten, welche die Qualität des Uferfiltrats herabsetzen können.

### 2.7.2 Aufbau von Dünen

Auf der Sohle von Flussstauhaltungen bilden sich aus dem abgelagerten Feinmaterial unter bestimmten strömungshydraulischen Verhältnissen Dünen (Abbildung 1.14). Bei grösseren Fließgeschwindigkeiten wandern diese Dünen flussabwärts, wobei deren Luvseite erodiert und an der Leeseite Material abgelagert wird.

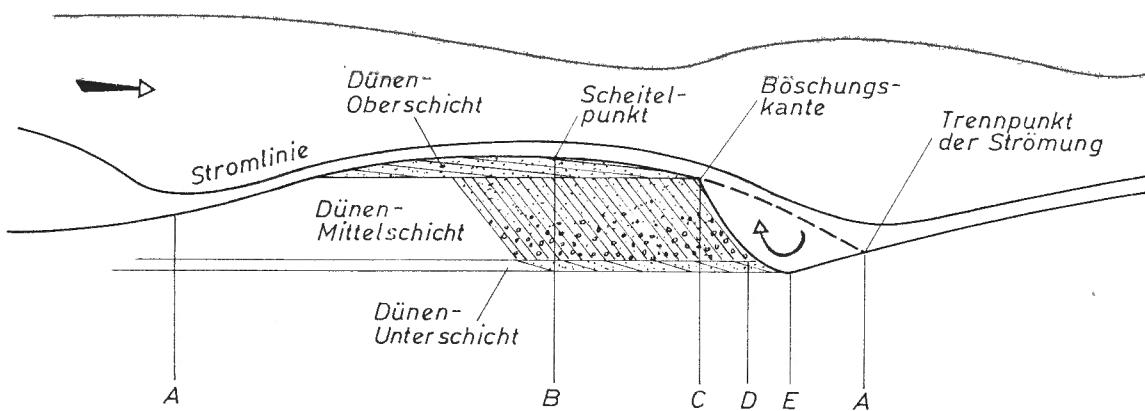


Abbildung 1.14 Längsschnitt und Aufbau einer Düne nach Jobson & Carey (1989).

Jobson & Carey (1989) untersuchten den Aufbau von Dünen. Bei mittleren bis grösseren Schubspannungen ist dabei ein Aufbau im Längsschnitt festgestellt worden, wie er in Abbildung 1.14 dargestellt ist. Die Düne gliedert sich in eine dünne Oberschicht mit leicht geneigter paralleler Schichtung, in einen vergleichsweise mächtigen Mittelteil mit stark geneigter Schichtung und in eine Unterschicht, die vom Aufbau her der Oberschicht sehr ähnlich ist. Bezuglich der Kolmation besonders interessant ist die Beobachtung, dass die Ober- und die Unterschicht aus signifikant feinerem Material bestehen als die Mittelschicht.

Bei der Wanderung einer Düne wird dort Material erodiert, wo die Neigung der Oberfläche positiv ist und dort Material abgelagert, wo deren Neigung negativ ist. Gemäss Abbildung 1.14 kann eine Düne in fünf Zonen gegliedert werden. In der Zone zwischen den Punkten A und B ist Erosion der dominante Prozess und alle von der Strömung bewegten Partikel werden mit grosser Wahrscheinlichkeit aus dieser Zone wegtransportiert. Dementsprechend ist der Sedimenttransport bei Punkt B grösser als an allen anderen Punkten der Düne.

Flussabwärts von Punkt B erfolgt ein selektiver Ablagerungsprozess, wobei anfänglich feinere Partikel bevorzugt abgelagert werden. Jobson & Carey vermuten, dass die feinen abgelagerten Körner nicht aus der (hier strömungsbedingt grösseren) Grenzschichtdicke herausragen und die abgelagerten feineren Körner damit vor den höheren Fliessgeschwindigkeiten geschützt sind.

Der Grossteil aller transportierten Körner erreicht jedoch die Kante bei Punkt C, wo sich die Strömung von der Sohle ablöst, einen Teil des Transportgutes in Schweb übergeht, der überwiegende Teil jedoch lawinenartig die Böschung entlang der Zone C - D hinunterrutscht und dort abgelagert wird. Dabei wird das Material zuerst unmittelbar unterhalb der Böschungskante abgelagert, wo es sich zumehmend akkumuliert und bei Erreichen eines Ungleichgewichts mehr oder weniger gesamthaft die Böschung hinunterrutscht. Das Material wird durch diesen Prozess leicht sortiert, wobei die grösseren Körner viel eher den Böschungsfuss erreichen als feinere Körner.

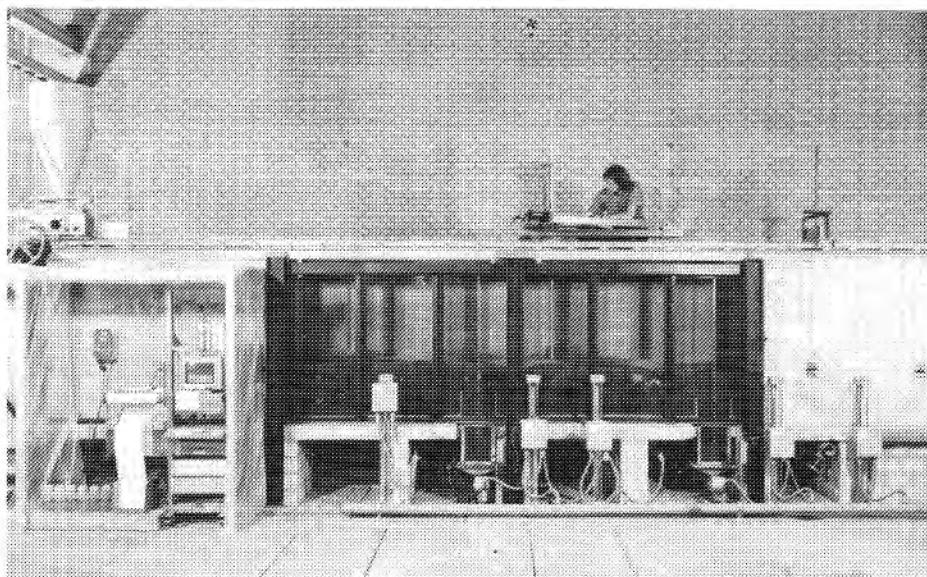
In der Zone D - A herrscht eine rückwärts gerichtete Strömung, wobei Material in der Zone E - A erodiert und selektiv in der Zone D - E abgelagert wird. Die Selektion erfolgt ähnlich wie in der Zone B - C. Der Aufbau der Unterschicht gleicht daher der Oberschicht mit der Ausnahme, dass das Material vor der Ablagerung flussaufwärts transportiert worden ist. Die Unterschicht bildet einen vergleichsweise dichten Horizont mit geringer Porengröße und tiefer Durchlässigkeit.

In Teil 3, Kapitel 2.3 wird der Einfluss von Transportkörpern (Dünen, Riffel) auf die Kolmation von Flussstauhaltungen näher analysiert.

### **3. DIE VERSUCHSANLAGE**

#### **3.1 AUFBAU**

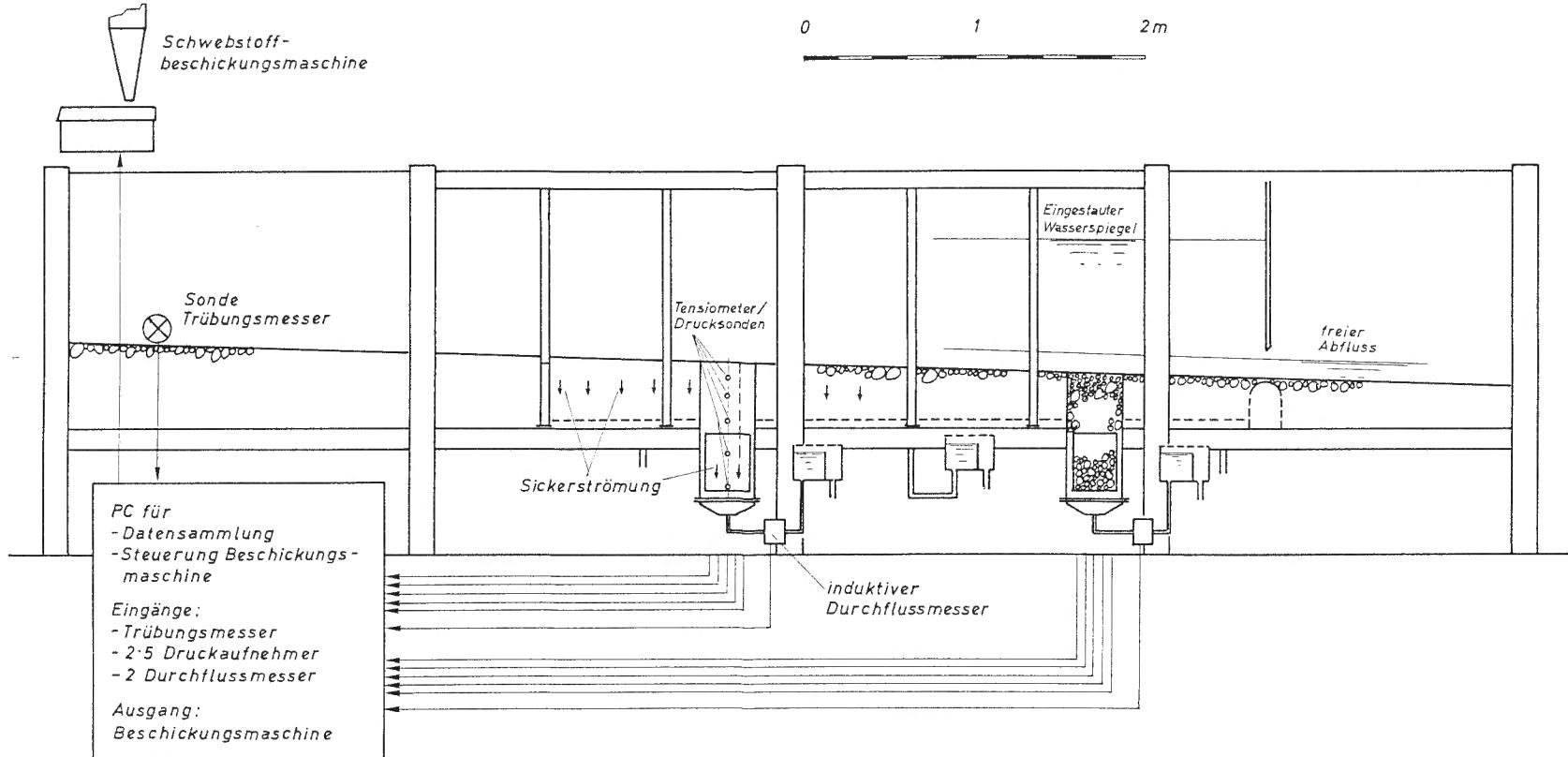
Die Kolmationsversuche sind in einer 8 m langen und 0.5 m breiten Rinne durchgeführt worden. In Abbildung 1.15 ist die Frontansicht der Rinne zu sehen und Abbildung 1.16 zeigt einen schematischen Längsschnitt mit den wesentlichen Elementen des Messsystems. Rund 4 m der rechtseitigen Rinnenwand sind verglast, so dass der Kolmations- und Erosionsprozess im Längsschnitt direkt beobachtet werden konnte. Der rinneneigene Wasserkreislauf setzt sich zusammen aus dem Tiefbehälter, zwei Pumpen, die eine totale Förderleistung von rund 250 l/s aufweisen und zwei zum Rinneneinlauf führenden Leitungen mit den dazugehörenden Handschiebern. In diese Leitungen integriert ist je ein induktiver Durchflussmesser, sodass der gewünschte Rinnenabfluss direkt eingestellt werden kann.



*Abbildung 1.15 Frontansicht der Rinne mit eingebauter Sohle und freiem Abfluss.*

An zwei Stellen sind in den Rinnenboden je ein Messbehälter mit einem Querschnitt von 0.3 x 0.5 m eingelassen und anschliessend mit Sohlenmaterial aufgefüllt worden (Abbildung 1.17). Diese Behälter, welche eine Erweiterung der Gerinnesoche in die Tiefe nachbilden, stellen die eigentlichen Messquerschnitte der Versuchsanlage dar. Hier ist an fünf übereinanderliegenden Stellen über Tensiometerkerzen und Druckaufnehmer der Porenwasserdruck erfasst worden. Die Tensiometer ermöglichen die Messung positiver und negativer Drücke sowohl in gesättigten

Abbildung 1.16 Längenprofil der Versuchsrinne mit den wesentlichen Elementen zur Datenaufnahme.



als auch in ungesättigten Filtermedien. Das durch die Messbehälter sickernde Wasser strömt anschliessend durch je einen induktiven Durchflussmesser mit Nennweite 6 mm. Nach diesen Durchflussmessern folgen in der Höhe regulierbare Gegendruckbehälter mit einer Überlaufkante. Diese Gegendruckbehälter erlauben die Nachbildung eines gewünschten Grundwasserspiegels. Die Daten der Druckaufnehmer und der Durchflussmesser werden in regelmässigen Abständen von einem Computer abgefragt und abgespeichert.

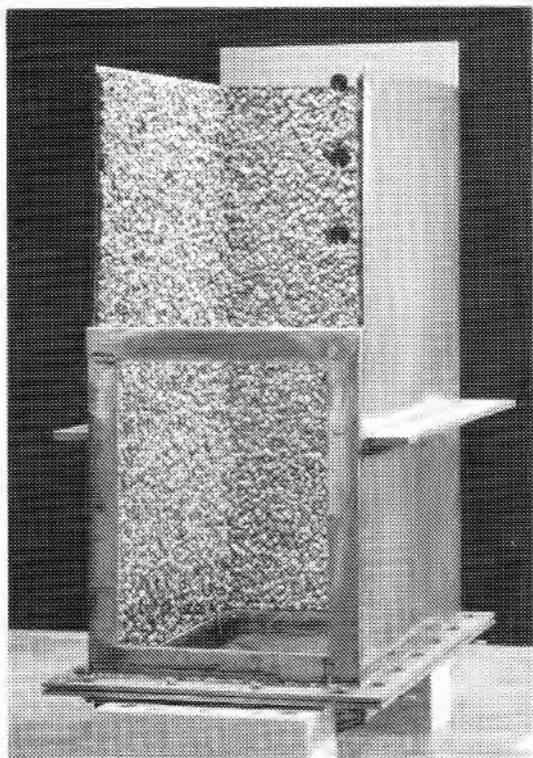


Abbildung 1.17

*Frontansicht eines mit Kies ausgekleideten Messbehälters. An der Rückwand sind drei Öffnungen für den Einbau der Tensiometerkerzen erkennbar.*

Zwischen, sowie oberhalb des ersten und unterhalb des zweiten Messbehälters wird das Sickerwasser ebenfalls aufgefangen und in einen Gegendruckbehälter mit Überfallkante geleitet. Dadurch kann erreicht werden, dass sich zumindest im weiteren Umfeld der Messquerschnitte eine gleichmässige vertikale Sickerströmung aufbaut und damit durch die Messquerschnitte effektiv nur das Sickerwasser fliest, das durch die entsprechende Sohleoberfläche infiltriert ist.

Die Gegendruckbehälter lassen sich in der Höhe soweit verstellen, dass eine Umkehrung des Sickergradienten und damit eine Exfiltration von Grundwasser nachgebildet werden kann (gegenüber Abbildung 1.15 sind die Fahrstangen der Gegendruckbehälter später verlängert worden). Bei den Exfiltrationsversuchen werden die Gegendruckbehälter über Frischwasserzuleitungen laufend nachgefüllt, so dass ein konstanter Wasserdruk aufrechterhalten werden kann.

Im Einlaufbereich der Rinne ist eine Triübungs-Messsonde installiert worden, die nach dem Streulichtverfahren den Schwebstoffgehalt des Wassers misst. Das Messwertsignal wird vom Computer in regelmässigen Abständen abgefragt und mit dem Sollwert verglichen. Liegt der Messwert unter dem Sollwert, so wird über ein Ausgangs-Signal des Computers die Schwebstoff-Beschickungsmaschine eingeschaltet und reguliert, bis die Konzentration im Abfluss wieder den gewünschten Sollwert erreicht. Da sich im Tiefbehälter des Wasserkreislaufs immer ein Teil der Schwebstoffpartikel ablagert, ist eine regelmässige Zudosierung von Feinpartikeln unumgänglich.

Etwa einen Meter vor dem Rinnenende ermöglicht eine Tafelschütze in Kombination mit einer Sohlenschwelle den Einstau der Rinne und damit die Untersuchung der Kolmationsprozesse in Flussstauhaltungen (vgl. Teil 3). Ein Pegelwagen über der Rinne ermöglicht ferner die Vermessung von Wasserspiegel- und Sohlenlagen und - durch die Montage eines Pitotrohres - die Beobachtung von Fließgeschwindigkeiten.

### 3.2 SOHLENMATERIAL

In der Rinne sind nacheinander insgesamt sechs verschiedene Kornmischungen eingebaut worden (Kornverteilungskurven siehe Abbildung 2.14):

- Alpenrhein bei Sennwald (Sw),  $d > 12$  cm ausgesiebt.
- Alpenrhein bei Sevelen I (Sv),  $d > 15$  cm ausgesiebt.
- Alpenrhein bei Sevelen II (SR),  $d > 6$  cm ausgesiebt.
- Labormischung I (KV1),  $d_{\max} = 3$  cm.
- Labormischung II (KV2),  $d_{\max} = 3$  cm.
- Töss bei Bauma (TO),  $d_{\max} = 10$  cm.

Um Modelleffekte zu vermeiden, musste der maximale Korndurchmesser begrenzt werden. Die gröberen Anteile der Mischungen Sennwald und Sevelen sind daher ausgesiebt worden. Für die zweite Mischung Sevelen ist der Grobanteil bis zu einem Durchmesser von 6 cm ausgesiebt worden. Dadurch ergab sich eine neue Mischung SevelenReduziert (SR), deren Feinanteile der Mischung Sv entsprechen, die Kornverteilung jedoch deutlich schmäler ist. Bei der Mischung Töss (TO) ist das Material direkt aus dem natürlichen Gewässer entnommen und unverändert in der Rinne eingebaut worden. Die Entnahmestelle liegt rund 1.5 km oberhalb von Bauma bei Seewadel. Die zwei Kornverteilungen KV1 und KV2 sind im Labor gemischt worden. KV1 stellt eine Mischung mit extrem schmäler Kornverteilung und sehr grosser Durchlässigkeit dar. Für die

Mischung KV2 ist die Mischung KV1 mit feineren Fraktionen des Silt- und Sandbereichs angereichert worden.

Bei der Auswahl der in der Rinne untersuchten Sohlenmischungen wurde darauf geachtet, dass sie die Verhältnisse in Natur möglichst gut repräsentieren. Daher ist möglichst auf natürliches Material zurückgegriffen worden. Um jedoch die Auswirkung verschiedener Kornverteilungskurven auf die Kolmationsprozesse besser untersuchen zu können, sind zusätzlich die zwei oben erwähnten Labormischungen mit unterschiedlicher Charakteristik hergestellt worden.

Für die Nachbildung des Sohlenkörpers ist neben der Kornverteilung auch die gegenseitige Lagerung der einzelnen Körner und damit der Aufbau von entscheidender Bedeutung. Dabei stellt sich die Frage, wie eine Flussohle aufgebaut ist und ob diese Verhältnisse beispielsweise über eine gewisse Strecke und bis in eine bestimmte Tiefe konstant sind. Dieser Frage wird im Detail in Teil 2, Kapitel 1, nachgegangen. An dieser Stelle genügt zu wissen, dass sowohl die Kornverteilung, als auch die gegenseitige Lagerung der einzelnen Körner, von Ort zu Ort variieren kann und daher keinesfalls konstant ist. Das heisst, der Filterkörper ist in einem gewissen Rahmen inhomogen und anisotrop.

In den Messbehältern ist das Sohlenmaterial Schicht für Schicht von Hand eingebaut und verdichtet worden. Gleichzeitig sind die eingebauten Schichten vom Boden an aufwärts langsam mit Wasser gesättigt worden. Damit konnte der Setzungsprozess des Filtermaterials unterstützt werden. Beim Einbau wurde ferner darauf geachtet, dass sich das Material nicht entmischen konnte und die grössten Komponenten in etwa gleichmässig über den Behälter verteilt worden sind.

Grösste Sorgfalt erforderte der Einbau der knapp 30 cm langen und im runden Querschnitt 12 mm messenden Tensiometerkerzen. Mit einer die Tensiometerkerzen umhüllenden Packung bestehend aus einer Mischung diverser Feinsandfraktionen konnte erreicht werden, dass die Kerzen gut in das umliegende Sohlenmaterial eingebettet worden sind und damit die Übertragung des Porenwasserdrucks auch bei ungesättigten Verhältnissen gewährleistet werden konnte.

Trotz dieses sorgfältigen Einbaus ist das Sohlenmaterial in einem Messbehälter nicht homogen verteilt. Die nach abgeschlossener Versuchsserie erfolgte schichtweise Entnahme und Analyse des Sohlenmaterials zeigte zum Teil grössere Unterschiede in der Kornverteilung. In Anhang 1.1 sind die Kornverteilungskurven aller analysierten Schichten der Mischungen Sennwald und Sevelen dargestellt.

Bevor nach dem Einbau einer Mischung mit dem ersten Kolmationsversuch begonnen werden konnte, mussten die Filter- und die Deckschicht durch einen grösseren Abfluss umgestaltet und neu aufgebaut werden. Die einzelnen Körner nahmen während diesem Prozess eine gegenseitige Lagerung an, wie sie auch in Natur zu beobachten ist. Besonders schön

zeigt sich dies bei der Deckschicht, wo die grösseren Komponenten eine dachziegelartige Position einnehmen (Abbildungen 1.18 und 1.19). Mit dieser Ausgangslage ist eine weitere Bedingung erfüllt, dass die in Natur ablaufenden Kolmationsprozesse in der Rinne korrekt nachgebildet werden können.



*Abbildung 1.18  
Deckschicht mit Feingeschiebeablagerungen. Blick in Fließrichtung.*



*Abbildung 1.19  
Deckschicht mit Feingeschiebeablagerungen. Blick gegen die Fließrichtung.*

### 3.3 SCHWEBSTOFFE

Die Schwebstoffe spielen bei der Kolmation eine massgebende Rolle: Werden sie in der Gewässersohle abgelagert, so verringert sich der Porenraum, die Durchlässigkeit nimmt ab und das Korngefüge verdichtet sich. Die einzelnen Korndurchmesser der Schwebstoffe haben dabei eine unterschiedliche Bedeutung. Sandkörner beispielsweise können Grobporen und Toträume relativ rasch auffüllen, die Durchlässigkeit und die Verfestigung der Sohle verändern sich jedoch nur geringfügig. Von besonderer Bedeutung sind daher die feineren, kohäsiven Schwebstoffpartikel der Silt- und Tonfraktion. Ihre Ablagerung kann einerseits eine massive Durchlässigkeitsabnahme bewirken, anderseits wird das Korngefüge durch die kohäsiven Anziehungskräfte verkittet und damit verfestigt. Die in den Rinnenversuchen verwendeten Schwebstoffe sind daher

ebenfalls direkt einem natürlichen Gewässer (dem Alpenrhein) entnommen worden. *Dabei wird davon ausgegangen, dass die Kornverteilung der Schwebstoffe in einem Fliessgewässer weniger von der Charakteristik des Einzugsgebietes, als vom Abfluss geprägt ist. Es wird angenommen, dass grundsätzlich in jedem Gewässer alle Fraktionen von der Ton- bis zur Sandfraktion zur Verfügung stehen; ob sie als Schwebstoffe transportiert werden, hängt ausschliesslich von den momentanen Strömungsbedingungen ab.*

Die Messung und Überwachung der Schwebstoffkonzentration in der Versuchsrinne bietet einige Schwierigkeiten. Bisher gibt es kein geeignetes Verfahren, das die Schwebstoffkonzentration in [mg/l] direkt messen kann. Der Messwert der in der Rinne eingebauten Trübungssonde ist abhängig von der Korngrösse der suspendierten Partikel. Konkret heisst dies, dass bei gleichem Schwebstoffgehalt das Messgerät bei feineren Partikeln einen höheren Wert liefert, als bei gröberen Schwebstoffpartikeln.

Neben dieser Trübungsmessung nach dem Streulichtverfahren sind daher von Zeit zu Zeit Wasserproben aus dem Rinneneinlauf entnommen worden, die anschliessend filtriert (Grenzdurchmesser 0.65  $\mu\text{m}$ ), getrocknet und gewogen worden sind. Abbildung 1.20 zeigt eine Gegenüberstellung der Resultate der Trübungsmessung, welche ein Resultat in Trübungs-Einheiten Formazin [TEF] liefert, und dem Schwebstoffgehalt, der aus den Wasserproben bestimmt worden ist. Das Diagramm zeigt einerseits eine klare, mehr oder weniger lineare Abhängigkeit zwischen diesen zwei Grössen, anderseits aber auch eine starke Streuung der Werte. Aus diesen Gründen ist es nicht möglich, die Schwebstoffkonzentration im Abfluss konstant zu halten. Weil sich im Tiefbehälter der Hauptanteil der grösseren Partikel ablagert, die feinen und feinsten aber mehrheitlich rezirkuliert werden, ist während eines Versuchs mit einer leichten Abnahme der Konzentration und einer gewissen Verfeinerung der Schwebstoff - Mischung zu rechnen. Die Zusammensetzung der im Abfluss enthaltenen Feinpartikel bleibt damit nicht konstant; sie kann weder genau erfasst, geschweige denn kontrolliert und reguliert werden.

In Abbildung 1.21 ist die Bandbreite der aus den Wasserproben bestimmten Schwebstoff-Kornverteilungskurven zu sehen. Die Kornverteilung der Sandfraktion ( $d > 0.063 \text{ mm}$ ) lässt sich mittels einer Siebanalyse bestimmen, diejenige der feineren Partikel des Silt- und Tonbereichs musste dagegen mit einem Sedigrafen ermittelt werden (an der EAWAG, Annexanstalt der ETH). Vergleicht man die Bandbreite der in der Rinne beobachteten Kornverteilungen mit den von der Landeshydrologie und -geologie an zehn ausgewählten Messstationen beobachteten Proben (Arbeitsgruppe für operationelle Hydrologie, 1987), so fällt auf, dass die im Labor aufgetretenen Mischungen deutlich gröber sind. Die Ursache für diesen Unterschied liegt darin, dass die von der

Landeshydrologie und -geologie ermittelten Kurven aus Oberflächenproben stammen, die im Labor erfassten Proben jedoch nahe der Sohleoberfläche entnommen worden sind. Berücksichtigt man also den Effekt, dass zwischen dem Wasserspiegel und der Sohle die Kornverteilung der Schwebstoffe grundsätzlich größer wird, so darf angenommen werden, dass die im Labor beobachteten Mischungen die Verhältnisse in Natur recht gut nachbilden.

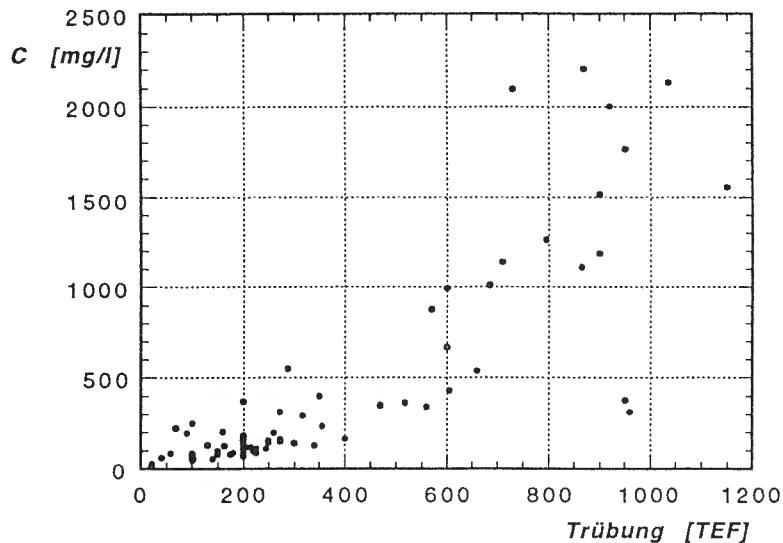


Abbildung 1.20 Vergleich der Schwebstoffkonzentration, die einerseits über die Trübungssonde und anderseits über filtrierte Wasserproben bestimmt worden ist.

Die in Abbildung 1.21 dargestellte Bandbreite der Schwebstoff - Kornverteilung beruht im wesentlichen auf der Wirkung von Abflusschwankungen. Bei zunehmendem Abfluss können vermehrt gröbere Partikel als Schweb transportiert werden, wodurch sich die Kornverteilung der suspendierten Partikel vergrößert. Umgekehrt zeigt die Kornverteilung bei tiefen Abflüssen einen Verlauf, der eher an der feineren Begrenzung der dargestellten Bandbreite liegen dürfte.

Die in der Rinne beobachtete Verfeinerung der Kornverteilung infolge der bevorzugten Ablagerung der gröberen Partikel im Tiefbehälter des Wasserkreislaufs, bewegt sich dagegen in einem bedeutend engeren Rahmen. Ferner ist zu bedenken, dass bezüglich der untersuchten Kolmationsprozesse die feinen und feinsten Partikel eine dominierende Rolle spielen und sich deren Gehalt im Wasser während eines Versuchs kaum stärker verändern dürfte.

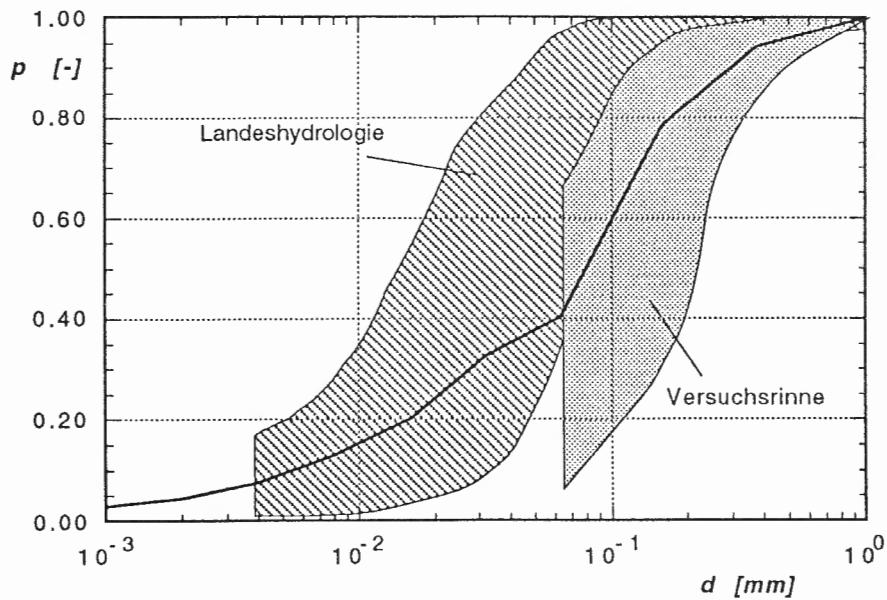


Abbildung 1.21 Bandbreite natürlicher Schwebstoff - Kornverteilungen gemäss den Angaben der Landeshydrologie und -geologie, sowie der Bandbreite der in der Versuchsrinne entnommenen und analysierten Proben mit durchschnittlicher Kornverteilungskurve.

Aus all diesen Gründen wird davon ausgegangen, dass die in der Versuchsrinne aufgetretenen Schwankungen der Schwebstoff-Kornverteilung keinen signifikanten Einfluss auf die Kolmationsentwicklung haben und dass die im Labor reproduzierten Verteilungen mit genügender Genauigkeit die Verhältnisse in der Natur widerspiegeln.

### 3.4 ÜBERTRAGBARKEIT

Mit der Verwendung von natürlichen Mischungen des Sohlenmaterials und der Schwebstoffe sind zwei bedeutende Bedingungen für die Übertragbarkeit der Resultate in die Natur erfüllt. Dennoch ergeben sich noch einige Fragen betreffend die Nachbildung des Flussmodells einerseits und des Filtrationsmodells anderseits, die in den folgenden zwei Kapiteln behandelt werden.

#### 3.4.1 Das Flussmodell

Das Flussmodell ist aufgebaut durch die rauhe Gerinnesohle und die über ihr ablaufende turbulente Strömung. In physikalischen Flussmodellen wird in der Regel darauf geachtet, dass die geometrische und die Froud'sche Ähnlichkeit erfüllt sind. Die Nachbildung des Sohlenmaterials im Massstab  $\lambda_d = 1 : 1$  würde jedoch bei Einhaltung der geometrischen

Ähnlichkeit eine Abflusstiefe erfordern, die derjenigen in Natur entspricht. Sowohl bezüglich der Abflusstiefe als auch dem Abfluss können diese Bedingungen im Labor nur für eine beschränkte Anzahl kleinerer Gewässer erfüllt werden. Damit die Resultate auch für grössere Gewässer Gültigkeit haben, muss hier von der geometrischen Ähnlichkeit abgewichen werden. Dabei wird von der Möglichkeit Gebrauch gemacht, durch das Kippen der Rinne die Schleppkraft des Wassers zu erhöhen und bei kleineren Abflüssen Schubspannungen zu erzeugen, die sonst bei einem Vielfachen der Abflusstiefe auftreten. Beispielsweise ist bei den Versuchen mit dem Geschiebe des Alpenrheins gegenüber den natürlichen Verhältnissen ein rund zehnmal grösseres Gefälle eingebaut worden, womit sich die Abflusstiefe um denselben Faktor verringerte.

Das Verlassen der geometrischen Ähnlichkeit ist zulässig, weil für die Nachbildung der Kolmationsprozesse nur die lokalen Strömungsverhältnisse im Nahbereich der Sohle massgebend sind und in der Rinne weder dreidimensionale Strömungsverhältnisse infolge von Krümmungen oder grösseren Sohlenformen untersucht, noch Böschungen, Sohlenrampen oder andere Elemente mit grösserer Neigung in der Rinne eingebaut worden sind.

### 3.4.2 Das Filtrationsmodell

Im Filtrationsmodell wird die Sickerströmung, der Transport und die Ablagerung von Feinpartikeln in den oberflächennahen Schichten der Gewässersohle nachgebildet. Die Grösse des untersuchten Sohlenausschnitts kann dabei solange frei gewählt werden, als die Homogenität des nachgebauten Filterkörpers gewährleistet ist. Das heisst, dass die charakteristischen Eigenschaften der Mischung (Porosität, Oberfläche, Durchlässigkeit) durch die grössten in der Kornverteilung des Sohlenmaterials enthaltenen Komponenten im Filtrationsmodell nicht verändert werden dürfen.

Die zwei an die Rinne angeschlossenen Filterkörper weisen einen Querschnitt von je  $0.3 \times 0.5$  m und eine Mächtigkeit auf, die in Abhängigkeit der eingebauten Sohlenlage bei durchschnittlich etwa 0.8 m liegt. Um Modelleffekte zu vermeiden sind - wegen der begrenzten Abmessungen bei den Mischungen Sennwald und Sevelen - die grössten Steine ausgesortiert worden.

Ferner stellt sich bei Filtrationsmodellen die Frage, ob das lineare Widerstandsgesetz nach Darcy gültig ist und sich damit bei den verwendeten Sohlenmaterialien und dem untersuchten Gefällsbereich eine laminare Strömung einstellt. Die Grenze zwischen laminarer Strömung und dem Übergangsbereich zur turbulenten Strömung wird nach den Angaben verschiedener Autoren (Dracos, 1987; DVWK 58/1, 1982) bei Reynoldszahlen zwischen 4 und 10 angesetzt. Die Reynoldszahl der Sickerströmung berechnet sich aus

$$Re = v_f d / \nu$$

mit  $v_f$  als der Filtergeschwindigkeit,  $\nu$  der kinematischen Zähigkeit des Wassers und  $d$  als ein massgebender (mittlerer) Korndurchmesser des Sohlenmaterials. Bei sehr breiten Kornverteilungen, wie sie bei Flusssohlen anzutreffen sind, ist nicht der mittlere Korndurchmesser  $d_m$ , sondern der sogenannte wirksame Korndurchmesser  $d_w$  nach Zunker (in Kozeny, 1953) zu verwenden.  $d_w$  ist der Durchmesser der kugelförmigen Teilchen eines substituierten Bodens, die bei gleicher Anzahl wie in der wirklichen Probe, dieselbe Kornoberfläche aufweisen.  $d_w$  berechnet sich nach Gleichung 2.2. Ausgehend von dieser Definition des massgebenden Korndurchmessers ergibt sich für die in der Versuchsrinne verwendete durchlässigste Mischung (KV1) mit  $d_w = 0.0022$  m, einem hydraulischen Gradienten  $i = 1$ , einem  $k$ -Wert von  $3 \cdot 10^{-3}$  m/s und bei einer Zähigkeit von  $\nu = 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s ( $T = 20$  °C), eine Reynoldszahl von 6.6. Das heisst, dass das Gesetz von Darcy selbst bei grossen Gradienten für alle in der Rinne durchgeführten Versuche Gültigkeit hat.

### 3.5 MESSGENAUIGKEIT

Die Genauigkeit der Versuchsergebnisse hängt einerseits von bestimmten im Modell erfassten Messgrößen ab, andererseits sind sowohl die Bildung der Deck- und der Filterschicht, als auch die Kolmation ein stochastischer Prozess, so dass eine gewisse Unschärfe der Resultate im Wesen der Sache liegt. Die im Modell erfassten und die Versuchsergebnisse beeinflussenden Messgrößen sind

- der Rinnenabfluss und damit die Genauigkeit der induktiven Durchflussmesser,
- der Porenwasserdruck, der durch die Druckaufnehmer erfasst wird,
- der über induktive Durchflussmesser gemessene Sickerwasserabfluss,
- die Abflusstiefe
- und die Schwebstoffkonzentration.

Im folgenden wird auf die Genauigkeit dieser Messgrößen näher eingegangen. Die Schwierigkeiten, die sich bei der Erfassung der Schwebstoffkonzentration ergeben haben, sind bereits in Kapitel 3.3 beschrieben worden.

#### 3.5.1 Der Rinnenabfluss

Der Zufluss zur Rinne ist mit zwei induktiven Durchflussmessern mit einer Nennweite von 250 mm erfasst worden. Der Einsatzbereich eines Messgerätes schwankte zwischen 6 l/s und rund 130 l/s. Der vom Produktehersteller angegebene Messfehler liegt für einen Abfluss über 20

l/s bei 1 %, bei kleineren Abflüssen nimmt der Fehler zu und erreicht beim Minimalabfluss eine Grösse von 3.3 %.

Eine Ungenauigkeit beim Rinnenabfluss wirkt sich bei der Berechnung des lokalen Wasserspiegelgefälles und damit auch bezüglich der dimensionslosen Sohlenschubspannung über den zwei Messquerschnitten aus. Die dimensionslose Sohlenschubspannung ist jedoch eine Grösse, die erst bei der Dekolmation der Sohle - und damit bei grösseren Abflüssen - Bedeutung erlangt. Eine rasche Abschätzung zeigt, dass beispielsweise bei Abflüssen um 50 l/s infolge der Ungenauigkeit des Durchflussmessers mit einem Fehler am lokalen Gefälle zwischen 1 - 2 % gerechnet werden muss. Bei dieser Abschätzung unberücksichtigt bleibt ein allfälliger Fehler bei der Erfassung der Abflusstiefe, die sich ebenfalls auf das Gefälle auswirkt. Diese Überlegungen zeigen, dass sich Ungenauigkeiten bei der Messung des Rinenabflusses in sehr geringem Mass auf die interessierenden Grössen auswirken.

### 3.5.2 Der Porenwasserdruck

Der Porenwasserdruck ist mit low-cost Druckaufnehmern erfasst worden, die eine Genauigkeit von 0.2 % des Messbereichs aufweisen. Bei einem Messbereich von +/- 2 m Wassersäule ergibt dies ein Fehler von 8 mm. Um die Messgenauigkeit zu erhöhen, sind während eines Versuchs alle Druckaufnehmer regelmässig über ein Eichgefäß kontrolliert und neu geeicht worden. Dadurch konnte eine Messgenauigkeit erreicht werden, die in der Grössenordnung von +/- 2 mm liegen dürfte.

Die Messung des Porenwasserdrucks wirkt sich auf die Berechnung des hydraulischen Gradienten aus. Ausgehend von einem mittleren Fehler des Porenwasserdrucks von +/- 2 mm kann über das Fehlerfortpflanzungsgesetz von Gauss, der mittlere Fehler am hydraulischen Gradienten i abgeschätzt werden. Unter der Annahme, dass i zwischen zwei Punkten im Abstand von 0.1 m bestimmt werden soll, ergibt sich ein mittlerer Fehler am hydraulischen Gradienten von 0.028; beispielsweise ergibt sich damit bei  $i = 0.5$  eine Abweichung von 6 %.

### 3.5.3 Der Sickerwasserabfluss

Der Sickerwasserabfluss der zwei Messquerschnitte ist durch induktive Durchflussmesser gemessen worden. Entsprechend den Kenndaten dieser Messgeräte wird für Abflüsse  $Q_s > 0.4 \text{ l/min}$  eine Genauigkeit garantiert, die unter +/- 0.5 % des Messwertes liegt. Demgegenüber beträgt die Messgenauigkeit bei Abflüssen  $Q_s < 0.4 \text{ l/min}$  noch 0.002 l/min. Bei fortschreitender Kolmation der Gerinnesohle nimmt demnach die Messgenauigkeit des Sickerwasserabflusses ab und erreicht bei Filtergeschwindigkeiten um  $10^{-6} \text{ m/s}$  noch 20 % des Messwerts und bei Filtergeschwindigkeiten um  $2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  wird der mögliche Messfehler gleich

gross wie der Messwert selbst. Verschiedene Kontrollmessungen, bei denen das Sickerwasser über eine bestimmte Zeit aufgefangen und anschliessend der Durchfluss bestimmt worden ist, zeigten selbst bei extrem tiefen Sickerabflüssen eine bedeutend höhere Genauigkeit. Dennoch muss davon ausgegangen werden, dass der auswertbare Messbereich bei Filtergeschwindigkeiten um  $10^{-7}$  m/s aufhört.

### 3.5.4 Die Abflusstiefe

Die genaue Kenntnis der Abflusstiefe ist einerseits erforderlich zur Berechnung des hydraulischen Gradienten der obersten Schicht und des gesamten Filterkörpers, anderseits auch zur Berechnung des lokalen Wasserspiegelgefälles und der dimensionslosen Sohlenschubspannung.

Während der ersten zwei Versuchsserien mit den Mischungen Sennwald und Sevelen ist die mittlere Abflusstiefe im Bereich der Messquerschnitte durch die Glaswand der Rinne gemessen worden. Wegen des mit Schwebstoff beladenen trüben Wassers konnte die Sohlenlage nicht über die gesamte Rinnenbreite gemittelt werden; bei dieser Methode wird vielmehr die Sohlenlage in unmittelbarer Wandnähe erfasst. Die Genauigkeit der gemessenen Abflusstiefe ist dementsprechend gering und dürfte im Bereich zwischen 5 und 10 mm liegen.

Bei den darauffolgenden Versuchsserien erfolgte die Messung der Sohlenlage und des Wasserspiegels an 15 Punkten, die gleichmässig über die Messquerschnitte verteilt waren (vgl. Abbildung 2.35). Der Wasserspiegel ist mit einem Stechpegel, die Sohlenlage mit einem Plättchen mit einem Durchmesser von 2 cm, abgegriffen worden. Durch die Verwendung des Plättchens wurde erreicht, dass einerseits an Stellen mit Feinmaterialablagerungen der Pegel nicht in die Sohle, und zwischen einzelnen Steinen nicht in Spalten eindringen konnte. Die Abflusstiefe ergab sich aus der Differenz zwischen gemitteltem Wasserspiegel und gemittelter Sohlenlage. Die Ablesegenauigkeit eines einzelnen Punktes liegt bei rund 0.5 mm, woraus sich aus dem Fehlerfortpflanzungsgesetz ein mittlerer Messfehler an der Abflusstiefe von 0.3 mm herleiten lässt. Die Genauigkeit, mit der die effektive mittlere Abflusstiefe erfasst worden ist, dürfte jedoch etwas geringer sein, weil mit den gewählten Messpunkten die Sohlenlage und der Wasserspiegel zufällig abgegriffen werden und der gebildete Mittelwert nicht genau mit der mittleren Abflusstiefe übereinstimmen muss. Der mittlere Fehler wird daher auf rund 1 mm geschätzt.

### 3.5.5 Mittlere Fehler abgeleiteter Größen

Der mittlere Fehler abgeleiteter Größen wird nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz von Gauss ermittelt. Betreffend der Kolmation der

Sohle interessieren die mittleren Fehler des Durchlässigkeitsbeiwertes  $m_k$  und der dimensionslosen Sohlenschubspannung  $m_\Theta$ :

$$m_k^2 = \left(\frac{1}{i}\right)^2 m_{v_f}^2 + \left(\frac{v_f}{i^2}\right)^2 m_i^2 \quad (1.36)$$

$$m_\Theta^2 = \left(\frac{J}{(s-1)d_m}\right)^2 m_h^2 + \left(\frac{h}{(s-1)d_m}\right)^2 m_J^2 + \left(\frac{hJ}{(s-1)d_m^2}\right)^2 m_{d_m}^2 \quad (1.37)$$

Der mittlere Fehler an der Durchlässigkeit ist eine Funktion der mittleren Fehler der Filtergeschwindigkeit und des hydraulischen Gradienten. Er ist damit abhängig von der Messgenauigkeit der induktiven Durchflussmesser und der Druckaufnehmer. In Tabelle 1.3 sind drei Beispiele zusammengestellt, die zeigen, wie die Genauigkeit des gerechneten  $k$ -Werts mit zunehmender Kolmation abnimmt.

*Tabelle 1.3 Mittlerer Fehler der Durchlässigkeit  $m_k$  und Vertrauensintervall bei  $m_{v_f} = 2 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $m_i = 0.028$ .*

Filtergeschwindigkeit $v_f$ [m/s]	hydraulischer Gradient $i$ [-]	Durchlässigkeit nach Darcy $k$ [m/s]	mittlerer Fehler $k$ -Wert $m_k$ [m/s]	Vertrauensintervall $k +/- m_k$ [m/s]
$10^{-5}$	0.5	$2 \cdot 10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-6}$	$1.9 \cdot 10^{-5} \dots 2.1 \cdot 10^{-5}$
$10^{-6}$	0.5	$2 \cdot 10^{-6}$	$4.2 \cdot 10^{-7}$	$1.6 \cdot 10^{-6} \dots 2.4 \cdot 10^{-6}$
$5 \cdot 10^{-7}$	0.5	$10^{-6}$	$4.0 \cdot 10^{-7}$	$6.0 \cdot 10^{-7} \dots 1.4 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 1.3 zeigt, dass der mittlere Fehler der Durchlässigkeit mit abnehmender Filtergeschwindigkeit absolut betrachtet zwar abnimmt, im Verhältnis zur Durchlässigkeit jedoch deutlich zunimmt und im Beispiel von Tabelle 1.3 von 6 % auf 40 % anwächst.

Der mittlere Fehler an der dimensionslosen Sohlenschubspannung ist abhängig vom lokalen Gefälle  $J$ , das seinerseits von der Abflusstiefe und dem massgebenden Korndurchmesser der Sohle ( $d_{90}$ ) abhängig ist. Weil die partielle Ableitung des für die Berechnung von  $J$  verwendeten logarithmischen Fliessgesetzes relativ kompliziert ist, wird für den mittleren Fehler auf die Abschätzung gemäss Kapitel 3.5.1 zurückgegriffen, wonach  $m_J$  in etwa einen Wert von 0.02  $J$  annimmt. Der mittlere Fehler am mittleren Durchmesser des Sohlenmaterials  $d_m$  kann nicht berechnet, sondern muss aufgrund von Erfahrungswerten geschätzt werden. Dabei dürfte die Siebanalyse des Sohlenmaterials ein vergleichsweise genaues Resultat liefern. Grössere Abweichungen ergeben sich jedoch durch eine gewisse Sortierung und Gruppierung des Deckschichtmaterials, so dass der mittlere Durchmesser von Ort zu Ort variieren kann. Ausgehend von diesen Überlegungen wird für  $d_m$  ein mittlerer Fehler von 10 % angenommen. Die Berechnung des mittleren Fehlers der

dimensionslosen Sohlenschubspannung ergibt damit Resultate gemäss Tabelle 1.4.

*Tabelle 1.4 Mittlerer Fehler und Vertrauensintervall der dimensionslosen Sohlenschubspannung für  $h = 0.15 \text{ m}$ ,  $J = 0.01$ ,  $m_J = 0.0002$  und  $d_m = 0.02 \text{ m}$ .*

Beispiel	m Fehler Abflusstiefe $m_h$	m Fehler Sohlenmat. $m_{d_m}$	m Fehler $\Theta$ $m_\Theta$	$\Theta$	Vertrauensintervall $\Theta +/- m_\Theta$
1	0.001	0.002	0.0046	0.045	0.040 ... 0.050
2	0.005	0.002	0.0049	0.045	0.040 ... 0.050
3	0.001	0.001	0.0025	0.045	0.0425 ... 0.0475

Ein Vergleich der drei Rechenbeispiele von Tabelle 1.4 zeigt, dass der mittlere Fehler der dimensionslosen Sohlenschubspannung hauptsächlich von der Ungenauigkeit des mittleren Korndurchmessers abhängig ist. Was den mittleren Fehler an der Abflusstiefe angeht, so hat selbst ein Messfehler von 5 mm keinen bedeutenden Einfluss auf die Genauigkeit von  $\Theta$ . Dabei muss jedoch insofern eine Einschränkung gemacht werden, als die Erhöhung von  $m_h$  nicht in  $m_J$  berücksichtigt worden ist.

Die Abschätzungen der mittleren Fehler der Durchlässigkeit und der dimensionslosen Sohlenschubspannung zeigen, dass die eingesetzten Messgeräte und -methoden grundsätzlich den gestellten Anforderungen genügen. Einzig bei der Messung des Sickerwasserabflusses wäre bei den tiefsten Messwerten eine höhere Genauigkeit wünschenswert.

**TEIL 2:**  
**KOLMATION IN FLEISSGEWÄSSERN**

## 1. AUFBAU ALLUVIALER FLIESSGEWÄSSERSOHLEN

---

Der Aufbau alluvialer Fliessgewässersohlen ist das Produkt der historischen und bis heute andauernden Entwicklung der Abflussverhältnisse, der Feststoffzufuhr, sowie der lokalen strömungsmechanischen und flussmorphologischen Verhältnisse. Die Schichtung alluvialer Flussohlen widerspiegelt die Geschichte des Einzugsgebiets wie auch der lokalen Bedingungen. Der Aufbau und die Struktur von Flussohlen sind daher selten regelmässig, die Zusammensetzung des Schotters ist in der Regel inhomogen und - insbesondere in vertikaler Richtung - anisotrop.

Der Aufbau alluvialer Fliessgewässersohlen kann am besten in Kiesgrubenaufschlüssen beobachtet werden. Hier werden Geschiebeablagerungen angeschnitten, deren Entstehung Jahrtausende zurückliegen. Häufig handelt es sich dabei um aufgelandete, periglaziale Schotterfelder. Entsprechend dem stark schwankenden Abflussregime und dem hohen Geschiebeangebot zeigten solche Fliessgewässer in der Regel einen stark verzweigten Charakter. Als typisches Beispiel eines periglazialen Gewässers mit verzweigtem Charakter aus der heutigen Zeit kann die Ova da Roseg im Bereich des Gletschervorfeldes erwähnt werden.

In Kapitel 1.1 werden die Ergebnisse von ausgedehnten Untersuchungen in Kiesgruben-Aufschlüssen von Jussel (1992) zusammengefasst und interpretiert. Die Ergebnisse sind bezüglich der Kolmation interessant, weil die Untergrundstruktur von Fliessgewässersohlen aufgezeigt wird, Hinweise auf den Ablagerungsprozess von Geschiebe und den nachträglichen Eintrag von Feinmaterial geliefert und Durchlässigkeitssbewerte angegeben werden.

### 1.1 BEOBACHTUNGEN IN KIESGRUBEN-AUFSCHLÜSSEN

#### 1.1.1 Sedimentstrukturen

Der Aufbau verzweigter Fliessgewässersohlen ist an Aufschlüssen der Kiesgrube Hüntwangen (Rafzerfeld, Kt. Zürich) untersucht worden. Die mächtigen Schotterablagerungen sind periglaziale Ablagerungen des Rheins, der während der Würmeiszeit über das Rafzerfeld nach Hohenstengen geflossen ist. Das Alter der Ablagerungen wird auf 16'000 bis 18'000 Jahre geschätzt.

In Abbildung 2.1 ist ein Teil der Abbaufront ersichtlich. Auf den ersten Blick erkennt man verschiedene Schichtpakete mit unterschiedlicher Neigung und Korngrössenverteilung. Gemäss Jussel können insgesamt sieben Sedimentstrukturen unterschieden werden, die in den folgenden

Unterkapiteln kurz beschrieben werden. Flächenmässig dominieren die Sedimentstrukturen von Grauem und Braunem Kies, sowie eine Wechsellagerung derselben. In allen untersuchten Aufschlüssen bestimmte Jussel einen Flächenanteil dieser Sedimentstrukturen von 87.4 %. Er bezeichnet daher diese Typen als Matrix, in welche verschiedene linsenförmige Einschlüsse integriert sind.

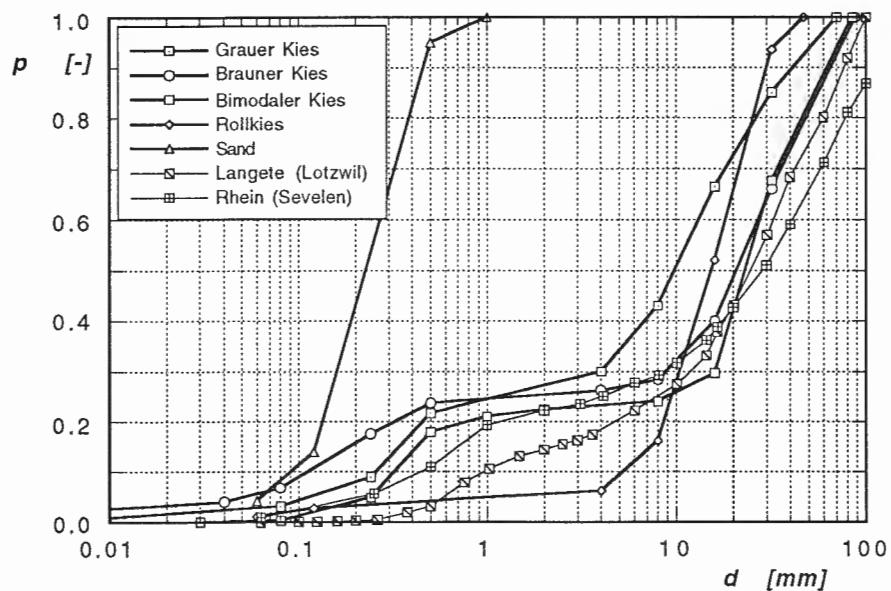


Schichtung aus Grauem und Braunem Kies

Bimodale Wechsellagerung

Schichtung aus Grauem und Braunem Kies

**Abbildung 2.1** Abbaufront in der Kiesgrube Hüntwangen mit - von oben nach unten - mehreren Schichten von Grauem und Braunem Kies mit zwei ausgeprägten Abpflasterungsschichten, einer ca. 1 m mächtigen bimodalen Wechsellagerung, einer Sandlinse (am linken Rand) und darunter weitere Schichten von Grauem und Braunem Kies.



**Abbildung 2.2** Kornverteilungskurven verschiedener Sedimentstrukturen aus Kiesgrubaufschlüssen (nach Jussel, 1992), sowie von Unterschicht-Proben aus dem Alpenrhein und der Langele.

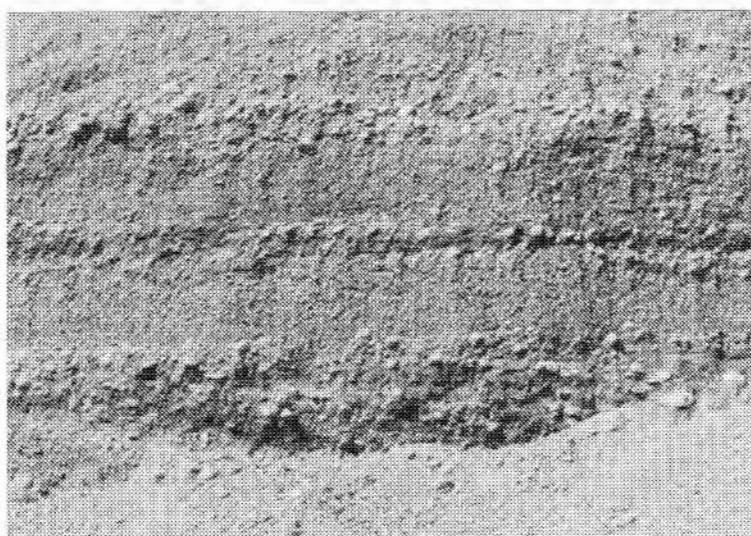
In Abbildung 2.2 sind die durchschnittlichen Kornverteilungskurven dargestellt und in Tabelle 2.1 die Abmessungen, die Neigung der Längsachse und die Flächenanteile der beobachteten Linsentypen an der gesamten Abbaufront zusammengestellt.

**Tabelle 2.1** *Mittlere Längen, Höhen, Neigungen und Flächenanteile der verschiedenen Linsentypen nach Jussel (1992). Längenangaben in [m]. Eine negative Neigung weist auf eine in der Hauptfliessrichtung abfallende Längsachse der Linsen hin.*

	Einzelne Rollkieslagen	Integrierte Rollkieslagen	Rollkieslagen/ Bim. Wechsel-lagerungen	Sandlinsen	Siltlinsen
Linsenlänge	1.34	1.09	11.1	4.7	4.5
Mittlere Höhe	0.06	0.07	0.48	0.20	0.21
Neigung in Fliessrichtung	-3.8 %	-12.8 %	-2.6 %	0.7 %	-3.3 %
Flächenanteil Abbaufront	1.9 %	0.9 %	5.3 %	5.0 %	0.4 %

### 1.1.1.1 Grauer Kies

Sandiger schwach geschichteter Kies mit wenig Silt. Grauer Kies ist erkennbar an der grau(-blauen) Farbe. In Abbildung 2.3 sind zwei rund 60 cm mächtige Pakete zu sehen.



Brauner Kies  
Grauer Kies  
Brauner Kies (mit DS)  
Grauer Kies  
Bimodale Wechsel-lagerung

**Abbildung 2.3** *Leicht geschichtete Ablagerungen von Grauem und Braунem Kies einer Abbaufront der Kiesgrube Hüntwangen. In den Deckschichten kann zum Teil noch die dachziegelartige Lagerung der Steine erkannt werden.*

#### 1.1.1.2 *Brauner Kies*

Sandiger siltiger Kies mit Steinen und nur geringer Schichtung. Der Siltgehalt verursacht eine braune Färbung, wodurch er vom Grauen Kies unterschieden werden kann. Häufig sind eine oder mehrere ausgeprägte Deckschichtlagen auszumachen. Die einzelnen Komponenten des Kieses werden infolge des erhöhten Silt- und Tonanteils zusammengehalten. In den (senkrechten) Kiesgrubenaufschlüssen bleiben daher auch die größeren Komponenten im Verband haften. Dies im Gegensatz zum Grauen Kies oder zu Bimodalen Wechsellagerungen, wo die Steine während dem Abbau oder nach der Austrocknung des Materials aus der senkrechten Abbaufront herausfallen und sich am Böschungsfuss ansammeln. In Abbildung 2.3 sind zwei Lagen aus Brauner Kies zu sehen.

#### 1.1.1.3 *Wechsellagerung von Grauem und Brauner Kies*

Die Wechsellagerung von sandigen Kiesen mit mehr oder weniger Siltanteil ist eine häufige Erscheinung. Es handelt sich dabei um eine dichte Abfolge aus Grauem und Brauner Kies. Die Mächtigkeit der einzelnen Schichten liegt in der Größenordnung von 5 - 20 cm, was zu einer Anisotropie im Dezimeterbereich führt. Die Schichtung zeigt eine nur geringe Neigung in der Hauptfliessrichtung (die Hauptfliessrichtung ist identisch mit der Talachse, sie kann von der effektiven lokalen Fliessrichtung deutlich abweichen).

#### 1.1.1.4 *Rollkieslagen*

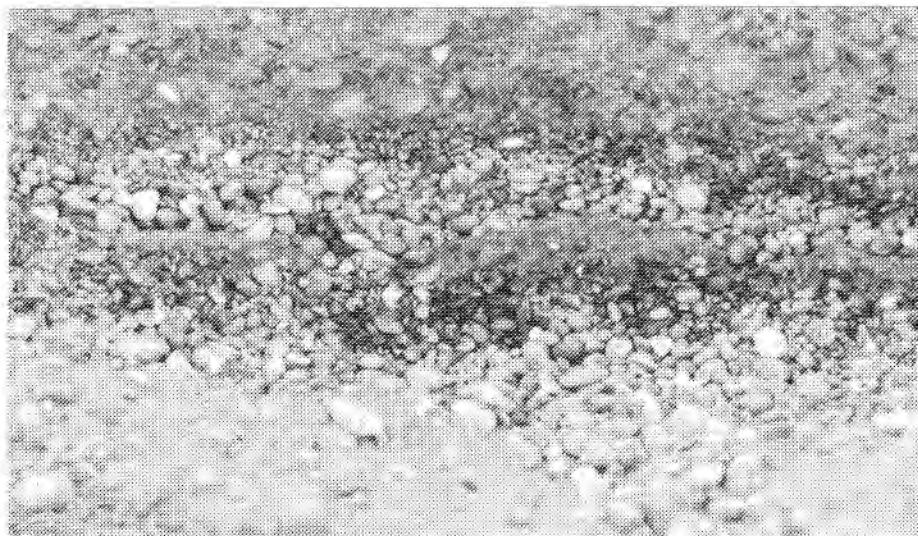
(engl. open framework gravel oder openwork gravel)

Rollkieslagen bestehen aus schlecht abgestufterem Kies ohne nennenswerten Sand- oder Siltanteil; sie treten meist als nur einige Korndurchmesser dicke, horizontale oder geneigte Linsen auf. Wegen des Fehlens von Feinmaterial weisen Rollkieslagen offene Grobporen auf. In den Kiesgrubenaufschlüssen von Hüntwangen konnte Jussel (1992) nachweisen, dass alle Rollkieslagen parallel zur Fliessrichtung signifikant länger und signifikant stärker geneigt sind als senkrecht dazu. Jussel unterscheidet zwischen sogenannt *einzelnen*, schwach geneigten Rollkieslagen (Abbildung 2.4) und solchen, die in Bimodal-Wechsellagerungen eingebettet sind (*integrierte* Rollkieslagen, Abbildung 2.5).

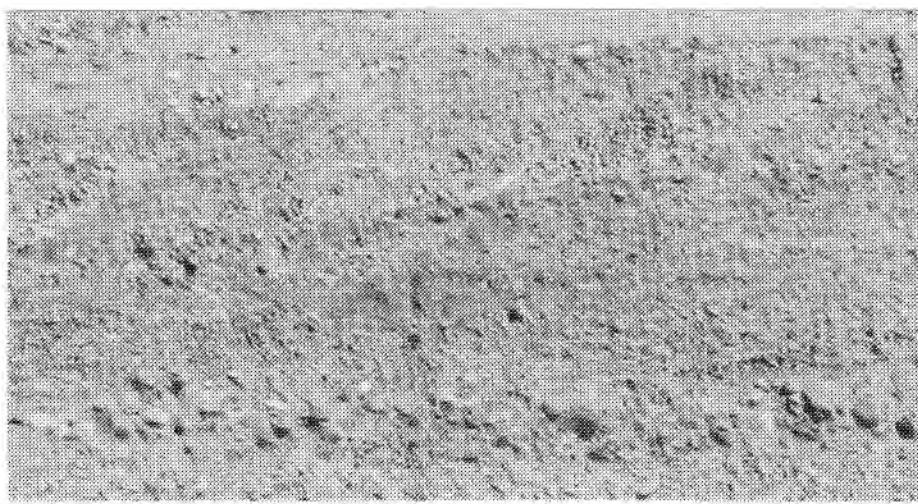
#### 1.1.1.5 *Bimodal-Wechsellagerung mit integrierten Rollkieslagen*

Das charakteristische Merkmal des bimodalen Kieses ist die fast fehlende Grobsandfraktion. Das Häufigkeitsdiagramm dieser Mischung zeigt daher zwei Spitzen, eine erste in der Sandfraktion mit mittleren Durchmessern zwischen 0.3 und 0.5 mm und eine zweite Spitze im Grobkiesbereich. Bimodale Wechsellagerungen bilden schwach geneigte Linsen mit einer

durchschnittlichen Länge von 11 m (grösste beobachtete Länge 60 m). Die Linsen zeigen eine ausgeprägte interne Schichtung, deren Neigung zwischen 10 und 15 % liegen darf. Parallel zur Schichtung der bimodalen Wechsellagerungen sind häufig Gruppen von (integrierten) Rollkieslagen eingebettet (vgl. Abbildung 2.5).



*Abbildung 2.4 Zwei übereinanderliegende einzelne Rollkieslagen an einer Abbaufront der Kiesgrube Hüntwangen.*



*Abbildung 2.5 Mehrere parallele integrierte Rollkieslagen in einer Linse mit bimodaler Wechsellagerung.*

### 1.1.1.6 Sandlinsen

Sandlinsen setzen sich zusammen aus schlecht abgestufterem Sand mit wenig Silt; sie bilden sehr homogene Linsen, die wegen der grauen Färbung und des völligen Fehlens von Körnern grösser als 2 mm leicht erkennbar sind. Sandlinsen weisen keine signifikante Neigung ihrer Achse auf, ihre durchschnittlich beobachtete Länge beträgt knapp 5 m, die grössten Linsenlängen erreichen jedoch Werte bis zu 35 m. In Abbildung 2.6 ist ein Teil einer Sandlinse mit ausgeprägter interner Schichtung zu sehen.

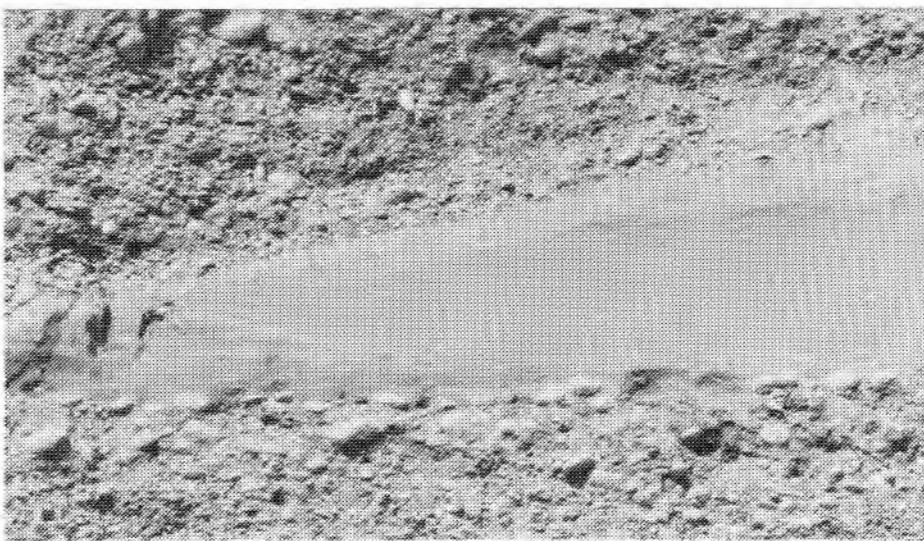


Abbildung 2.6 Anschnitt einer Sandlinse mit interner Schichtung; Kiesgrube Hüntwangen.

### 1.1.1.7 Siltlinsen

Schlecht sortierter Silt. Wegen der braunen Färbung sind Siltlinsen von Sandlinsen leicht unterscheidbar. In den untersuchten Kiesgrubenaufschlüssen sind sie nur selten zu finden. Siltlinsen treten hauptsächlich in Bachschuttkegeln auf.

## 1.1.2 Durchlässigkeit

Jussel führte an ungestörten und gestörten Proben der verschiedenen Sedimentstrukturen Durchlässigkeits- und Porositäts-Messungen durch. Die Angaben von Tabelle 2.2 stellen Mittelwerte dar. Die Bandbreite kann für einzelne Sedimentstrukturen deutlich variieren. Beispielsweise sind für den Braunen Kies Durchlässigkeiten zwischen  $3.9 \cdot 10^{-6}$  -  $6.5 \cdot 10^{-5}$

m/s ermittelt worden, das heisst es sind Abweichungen bis zu einem Faktor 5.6 vom Durchschnittswert festgestellt worden.

Gemäss Tabelle 2.2 weisen die häufigsten Sedimentstrukturen mittlere Durchlässigkeiten zwischen  $2 \cdot 10^{-5}$  und  $2 \cdot 10^{-4}$  m/s auf. Die schlechtere Durchlässigkeit des Brauner Kieses gegenüber den anderen Kiesen ist auf den höheren Siltgehalt zurückzuführen. Als hochdurchlässige Zonen wirken die Rollkieslagen, deren k-Wert um mindestens 3 Zehnerpotenzen höher liegt gegenüber den Kiesen. Sandlinsen zeigen eine ähnliche Durchlässigkeit wie Grauer Kies. Siltlinsen sind vergleichsweise undurchlässig bei k-Werten unter  $10^{-6}$  m/s.

*Tabelle 2.2 Durchlässigkeitsbeiwerte in [m/s] und Porositäten für verschiedene Sedimentstrukturen nach Jussel (1992).*

	Grauer Kies	Brauner Kies	Bimodaler Kies	Rollkieslagen	Sandlinsen	Siltlinsen
<b>k-Wert [m/s]</b>						
Mit Darcy Experiment:						
ungestört horizontal	$1.3 \cdot 10^{-4}$	$1.6 \cdot 10^{-5}$	-	-	-	-
ungestört vertikal	$1.4 \cdot 10^{-4}$	$2.2 \cdot 10^{-5}$	-	-	$1.7 \cdot 10^{-4}$	$< 10^{-6}$
gestört	-	-	-	$1.5 \cdot 10^{-1}$	-	-
Aus Kornverteilung:						
nach Kozeny	$1.7 \cdot 10^{-4}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$2.3 \cdot 10^{-4}$	$1.3 \cdot 10^{-2}$	$3.3 \cdot 10^{-4}$	-
<b>Porosität [%]:</b>						
Volumen-Messung Labor	20.1	17.5	-	34.9	43.4	-
Volumen-Messung Feld	-	10.8	18.8	-	40.2	-

Sandlinsen und Rollkieslagen haben gemeinsam, dass sie wegen der schlechten Kornabstufung eine sehr hohe Porosität zwischen 35 - 44 % aufweisen. Bei Sedimentstrukturen mit einer breiten Kornverteilung werden die Grobporen durch feinere Fraktionen ausgefüllt, wodurch eine vergleichsweise niedere Porosität von 15 - 20 % resultiert.

Aus den Durchlässigkeitsbestimmungen in horizontaler und vertikaler Richtung kann ferner keine nennenswerte Anisotropie einzelner Sedimentstrukturen festgestellt werden.

## 1.2 SOHLENBILDUNGSPROZESSE

Die in Kapitel 1.1 dargestellten Sedimentstrukturen sind das Ergebnis von Sohlenbildungs- und Auflandungsprozessen in einem natürlichen Flusslauf mit verzweigtem bis verzweigt-gewundenem Charakter. Jede in den

Kiesgrubenaufschlüssen beobachtete Schicht bildete für kürzere oder längere Zeit die Sohlenoberfläche eines Gerinnes. Anhand von Beobachtungen in Fliessgewässern und im Versuchsstand wird in den folgenden Unterkapiteln analysiert, unter welchen morphologischen und strömungs-hydraulischen Bedingungen die verschiedenen Sedimentstrukturen entstehen können.

Verzweigte Fliessgewässer sind strömungshydraulisch, geschiebemechanisch und morphologisch komplizierte, dreidimensionale Gebilde. Die folgenden Erläuterungen müssen daher als Vereinfachungen der Abläufe in Natur betrachtet werden.

Verzweigte Fliessgewässer zeigen das *gesamte* Spektrum der flussmorphologischen Formen von geschiebeführenden Flüssen. Alle sohlenbildenden Prozesse in korrigierten Gewässern können auch in verzweigten Gewässern gefunden werden, wobei die Umkehrung dieser Aussage nicht zutrifft. In mässig eingeengten Flüssen, wo beispielsweise noch alternierende Kiesbänke auftreten, sind noch eine Vielzahl der Strukturen von verzweigten Gewässern zu finden. Bei stärker eingeengten Flüssen nimmt die morphologische Vielfalt jedoch massiv ab. Beispielsweise sind bimodale Wechsellagerungen mit integrierten Rollkieslagen kaum mehr zu finden.

### 1.2.1 Grauer und Brauner Kies

Mit einem flächenmässigen Anteil von 87 % sind in den Kiesgrubenaufschlüssen einzelne Schichten oder Wechsellagerungen aus Grauem und Brauner Kies dominierend. Die Kornverteilung dieser Sedimente ist gut abgestuft mit mehr oder weniger starkem, bimodalem Charakter. Die dominanten Fraktionen liegen bei Durchmessern zwischen 0.1 - 0.6 mm sowie über 4 mm. Ähnliche Kornverteilungskurven sind auch bei Proben der Unterschicht am Alpenrhein (Sevelen) und der Lanete (Lotzwil) gefunden worden (vgl. Abbildung 2.2). Beim Rhein ist das Material unter der Deckschicht einer (alternierenden) Kiesbank entnommen worden, bei der Lanete stammt die Probe aus einer Kiesbank entlang der Innenseite einer schwachen Krümmung.

In Abbildung 2.3 ist ein relativ homogenes Sedimentpaket mit zwei ausgeprägten, gröbere Steine enthaltende Schichten aus Brauner Kies zu sehen. Die gröberen Steine sind dachziegelartig gelagert. Es ist nahe-liegend, dass es sich bei diesen Lagen um *Abpflästerungsschichten* handelt, die nacheinander für längere Zeit die stabile Sohlenoberfläche eines Gerinnes gebildet haben. Brauner Kies weist einerseits einen ver-gleichsweise hohen Feinmaterialanteil, anderseits aber auch die grössten Komponenten der untersuchten Sedimentstrukturen auf (vgl. Korn-verteilungskurven Abbildung 2.2). *Brauner Kies bildet also häufig die Oberfläche von Fliessgewässersohlen mit kolmatierter Filterschicht und grober Deckschicht.*

Die Deckschichtlagen aus Braunem Kies sind überlagert von mächtigeren Schichten aus **Grauem Kies**. Die Entstehung solcher feinkörniger und nur leicht geneigter Kieslagen lässt sich durch verschiedene flussmorphologische Prozesse erklären. Als Wichtigste können genannt werden:

- Eine langsame, stetige und parallele Auflandung der Gerinnesohle, wie sie beispielsweise bei kleineren Hochwassern mit einem verstärkten Transport von feinerem laufendem Geschiebe möglich ist.
- Eine rasche Auffüllung des Gerinnes bei grösseren Hochwasserereignissen. Bekanntlich kommt es bei der Überflutung von Kiesbänken, Inseln oder angrenzenden Uferbereichen zu einer Ausnivellierung des Querprofils, wodurch Niederwasserrinnen teilweise aufgefüllt werden.
- Eine Verlagerung des Gerinnes und die Bildung einer Kiesbank.

Grauer Kies bildet daher selten die Oberfläche von permanent durchströmten Gerinnen, er enthält daher auch kaum Kolmationshorizonte.

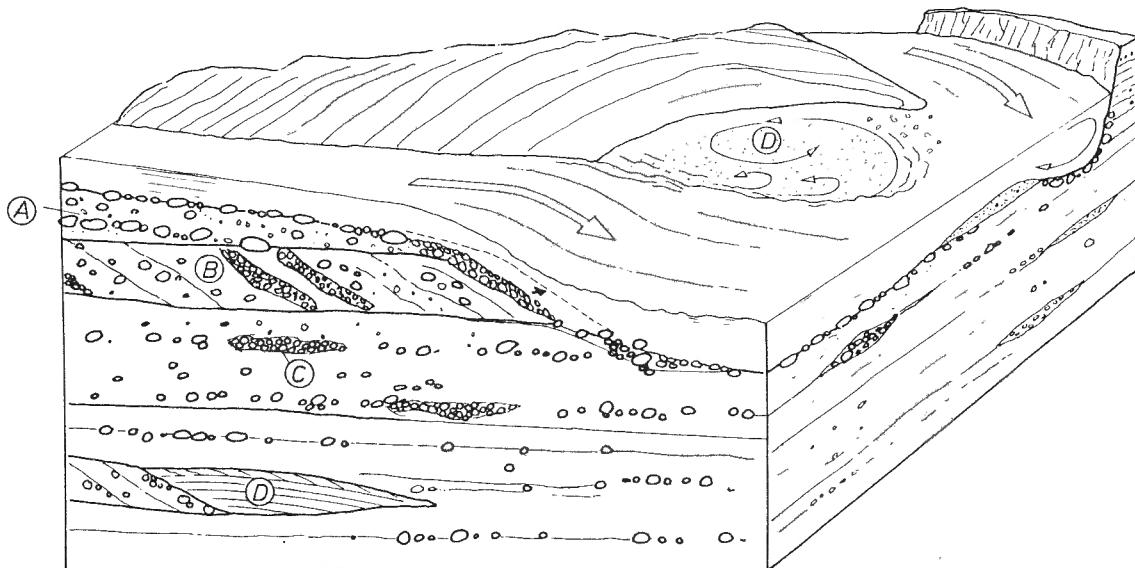


Abbildung 2.7 Blockschnitt eines verzweigten Flusslaufs mit der Darstellung verschiedener Sedimentstrukturen.

In Abbildung 2.7 ist der Blockschnitt eines verzweigten Flusslaufs zu sehen. Das Gerinne im Vordergrund zeigt einen Schnellenbereich mit angrenzendem Ober- und Unterwasser. Die Schnelle wandert bei Geschiebetransport durch die Ablagerung von Geschiebe bei Hochwasserabfluss flussabwärts (dieser Prozess kann beispielsweise auch in Strecken mit alternierenden Kiesbänken beobachtet werden). Die Sohle im Oberwasser wird dadurch langsam parallel angehoben. *Der Aufbau des wachsenden Ablagerungskeils (A) entspricht sowohl in der Struktur, in der Schichtung als auch in der Kornverteilung, Grauem und Brauem Kies*

sowie Wechsellagerungen derselben. Dabei wechseln sich einerseits Deckschichten (Brauner Kies) und anderseits Lagen mit relativ homogenem Aufbau (Grauer Kies) ab. Die Länge solcher Schichtpakete ist vom Verzweigungsmuster des Gewässers abhängig und kann zwischen wenigen Metern und mehreren 100 m variieren.

### 1.2.2 Rollkieslagen und bimodale Wechselschichtlagerungen

Rollkieslagen zeigen eine dominante Fraktion der Korndurchmesser zwischen 1 - 5 cm, mit einem Anteil an der gesamten Mischung von 73 %. Wegen dem Defizit der Sand- und Siltfraktionen weisen Rollkieslagen hauptsächlich Grobporen auf, die für die extrem hohe Durchlässigkeit verantwortlich sind. Wegen dem Fehlen des Feinmaterials haben Rollkieslagen die Eigenschaften einer *Skelettschicht* (vgl. Abbildung 2.24). Häufig kann eine gewisse vertikale Sortierung des Kieses beobachtet werden, wobei die gröberen Komponenten unten und die eher feineren oben anzutreffen sind. Weitere Merkmale von Rollkieslagen sind das Fehlen der gröbsten Komponenten des Sohlenmaterials, sowie ihre geringe Ausdehnung mit einer durchschnittlichen Linsenlänge von 1.3 m und einer maximalen Länge von 5 m.

*Rollkieslagen sind daher sehr lokale Erscheinungen an Stellen, wo ausschliesslich Grobkies transportiert, abgelagert und anschliessend rasch überdeckt wird, bevor der Grobporenraum mit Feinmaterial aufgefüllt werden kann.*

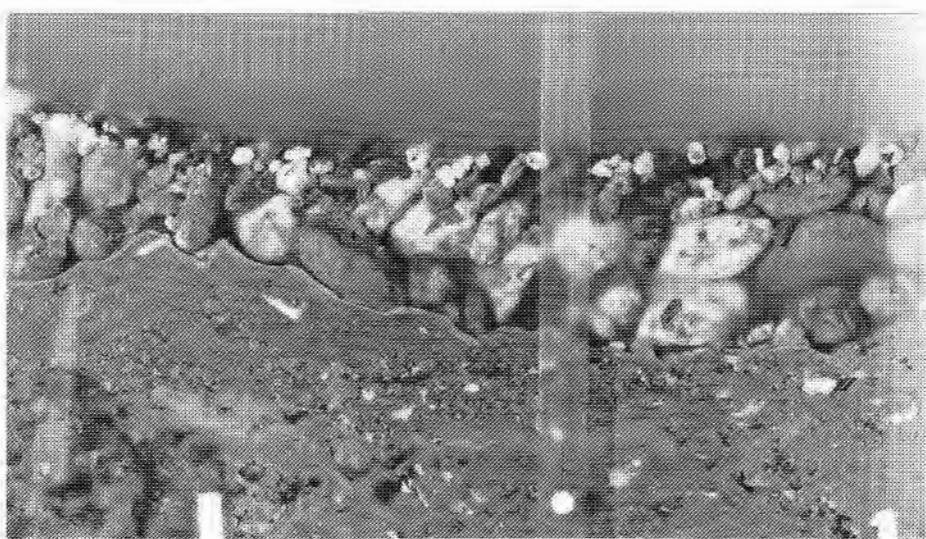
Gelegentlich kann es zu einem nachträglichen Feinmaterial-Eintrag kommen, entweder durch die dünne, vergleichsweise grobe Deckschicht oder (wesentlich später) durch Verlagerung von Feinmaterial durch die Grundwasserströmung. Das Feinmaterial wird dabei an der Oberfläche des Kiesgerüstes angelagert (Abbildung 2.8). In der Literatur wird zwischen einzelnen und integrierten Rollkieslagen unterschieden. Ihre Entstehung kann wie folgt erklärt werden:

**Einzelne Rollkieslagen** sind eingebettet in Grauen oder Brauner Kies. Entsprechend der Schichtung des sie umhüllenden Sohlenmaterials weisen sie eine vergleichsweise geringe Neigung von durchschnittlich 3.8 % auf. In der Versuchsrinne konnte die Entstehung solcher Rollkieslagen beobachtet werden. Grundsätzlich entstehen Rollkieslagen bevorzugt bei Strömungsverhältnissen, die im Bereich der Grenzbelastung der Deckschicht liegen. Durch eine lokal begrenzte Erosion der Deckschicht wird fast schlagartig viel Sohlenmaterial in Bewegung versetzt. Die feineren Fraktionen gehen sofort in Schweb und die gröbsten Körner lagern sich in der Regel bereits nach kürzerer Distanz wieder auf der Sohle ab. Demgegenüber werden die mittelgrossen Fraktionen so weit verfrachtet, bis sie einen Streckenabschnitt mit kleinerem Gefälle oder eine kleine Senke erreichen. Falls genügend Kies in kurzer Zeit dieselbe Stelle erreicht, so kommt es zur Bildung einer Rollkieslage.

Derselbe Prozess ist auch denkbar, falls ausgeprägte Querbänke aus *Feingeschiebe* über die Sohle transportiert werden. In einer Senke kommt es zu einer Sortierung des Materials, wobei die grössten Fraktionen abgelagert, die feineren jedoch weiter gerinneabwärts transportiert werden.



*Abbildung 2.8 Rollkieslage mit nachträglich verfrachtetem und eingelagertem Feinmaterial.*



*Abbildung 2.9 Profil einer einzelnen Rollkieslage in der Versuchsrinne (Ausschnitt).*

Die Rollkieslagen werden anschliessend durch nachfolgendes Material relativ rasch überdeckt, so dass die Grobporen der Rollkieslagen nicht aufgefüllt werden können.

In Abbildung 2.9 ist ein Ausschnitt einer Rollkieslage, die sich während einem Hochwasserversuch in der Rinne gebildet hat, zu sehen. An der Unterseite der Linse sind - entsprechend den Beobachtungen in Hüntwangen - mehr gröbere und an der Oberseite mehr feinere Körner zu erkennen.

**Integrierte Rollkieslagen** zeigen bei ungefähr gleichen Abmessungen wie einzelne Rollkieslagen eine durchschnittliche Neigung von 13 %. Sie werden gefunden in **Linsen mit bimodaler Wechsellagerung**, deren interne Schichtung häufig eine ähnliche Neigung zeigt wie die darin integrierten Rollkieslagen.

Die Neigung der integrierten Rollkieslagen und die Schichtung der bimodalen Wechsellagerungen deuten darauf hin, dass sie im Bereich von negativen Stufen entstanden sind. Als negative Stufen gelten kürzere Fliessstrecken mit lokal erhöhtem Gefälle wie beispielsweise Schnellenbereiche. Wandert eine negative Stufe flussabwärts, so bildet sich eine Linse mit nur schwach geneigter Längsachse, die jedoch eine interne Schichtung aufweist, deren Gefälle dem der negativen Stufe entspricht. Negative Stufen können sich in verzweigten Fliessgewässern an verschiedenen Orten bilden.

Im Blockschnitt von Abbildung 2.7 ist im Vordergrund eine Schnelle angeschnitten, die bei Geschiebetransport langsam flussabwärts wandert. Der Aufbau der sich dabei entwickelnden Linse (B) entspricht demjenigen einer bimodalen Wechsellagerung mit integrierten Rollkieslagen.

Das praktische Fehlen der Ton- und Siltfraktion in den bimodalen Wechsellagerungen erklärt sich einerseits durch die hochturbulenten Strömungsbedingungen, welche die Ablagerung von Feinstpartikeln in der Deckschicht erschweren und anderseits mit dem im Schnellenbereich aus der Sohle strömenden Wasser (Exfiltration), das einen gewissen Rückspüleffekt auf die oberste Sohlenschicht ausübt (vgl. Abbildung 1.11). Feinsand in der Größenordnung zwischen 0.2 und 0.6 mm, der ebenfalls als Schweb transportiert wird, scheint schwer genug zu sein, um sich in den Zwischenräumen und größeren Poren abzulagern zu können. Die untervertretenen Fraktionen, insbesondere diejenigen zwischen 1 und 8 mm, werden häufig als Geschiebe über die Sohle transportiert. Dieses Material kann als Feinstgeschiebe bezeichnet werden. Bei einer negativen Stufe oder einer Schnelle werden diese Körner über den Gefällsbruch hinausgeschleudert, womit sie erst nach einer gewissen Distanz wieder auf der Sohle landen. Aufgrund dieser Prozesse können sie im Bereich der negativen Stufe nur sehr begrenzt zur Ablagerung kommen.

Bimodale Wechsellagerungen können sich auch beim Zusammenfluss zweier Gerinne, wo infolge der gegenläufigen Spiralströmungen ein Kolk entsteht, bilden. Verlagert sich der Zusammenflussbereich und der Kolk

infolge Gerinneverlagerung flussabwärts, so kann dieser Kolk ebenfalls durch bimodale Wechselschichtlagerungen aufgefüllt werden.

Bei der Verlagerung einer Schnelle flussabwärts ist auch die Bildung von *integrierten Rollkieslagen* möglich. Ihre Entstehung ist beispielsweise denkbar, falls die Sohle im Oberwasser örtlich erodiert wird und es zu einem grösseren Geschiebeschub über die Schnelle kommt. Die Ablagerung des Grobkieses und die Überlagerung mit zusätzlichem Geschiebe erfolgt anschliessend rasch, sodass die Auffüllung der Grobporen mit feinerem Material verhindert wird. Solche lokalen Erosionserscheinungen betreffen in der Regel nur einen begrenzten Bereich der Schnelle, wodurch die geringe Ausdehnung der Rollkieslagen erklärt wird.

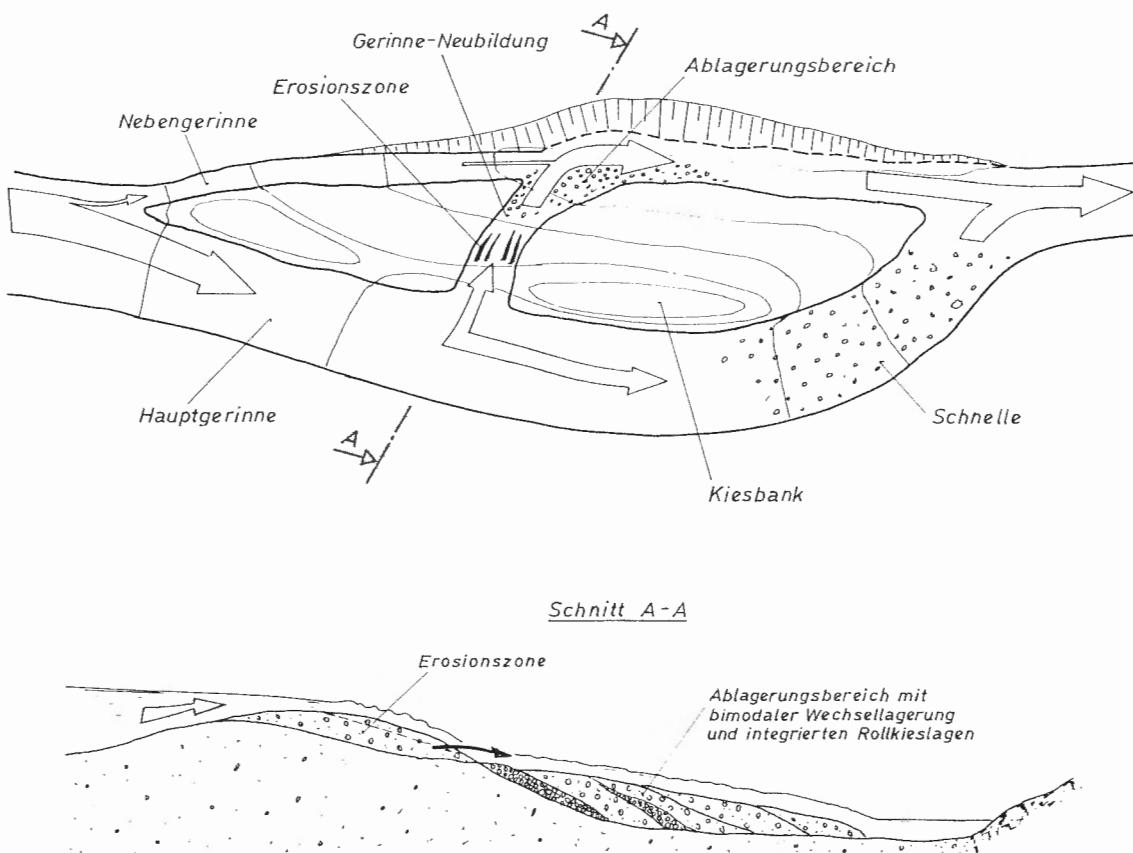


Abbildung 2.10 Grundriss eines verzweigten Fließgewässerabschnitts mit der Gerinne-Neubildung durch die Überströmung einer Kiesbank (oben). Längsschnitt entlang des neuen Gerinnes mit Erosions- und Ablagerungszonen (unten).

In Abbildung 2.10 ist die Neubildung eines Gerinnes im Grundriss und im Längsschnitt dargestellt. Die Gerinne-Neubildung wird durch Auflandungsprozesse im Hauptgerinne ermöglicht, was bei Hochwasser zu einem Überströmen der Kiesbank führt. Die relativ steile Böschung der Kiesbank kann dem überschwappenden Abfluss nicht standhalten und wird

erodiert. Das Material wird am Böschungsfuss abgelagert, was zu einer Reduktion des Sohlengefälles des neugebildeten Gerinnes führt. Im Längsschnitt ist der geschichtete Ablagerungskörper ersichtlich. Bei diesen Prozessen können sich sowohl bimodale Wechselschichtlagerungen als auch integrierte Rollkieslagen bilden.

### 1.2.3 Sandlinsen

Sandlinsen bilden sich in strömungshydraulisch schwach beanspruchten Stellen wie beispielsweise am unteren Ende einer Kiesbank, im Zusammenflussbereich zweier Gerinne oberhalb des Kolkes (Abbildung 2.7, D), bei Gerinneaufweitungen im Bereich von Ablösungszonen oder in Auengebieten. Die Hauptachse von Sandlinsen verläuft daher praktisch horizontal. In Abbildung 2.6 ist das Ende einer Sandlinse zu sehen, wobei vor allem die regelmässige Schichtung, die den Ablagerungsprozess des Sandes in Abhängigkeit der Strömungsbedingungen und des Feststoffangebots widerspiegelt, auffällt. Der äusserst geringe Anteil feinerer Fraktionen ist darauf zurückzuführen, dass die Strömungsbedingungen deren Ablagerung auf der Sohleoberfläche nicht gestatten. Die äussere Kolmation dürfte demnach in verzweigten Fliessgewässern eine vernachlässigbare Rolle spielen.

## 1.3 ANALYSE VON KORNVERTEILUNGEN

### 1.3.1 Naturbeobachtungen

Die Kornverteilung des Sohlenmaterials eines Fliessgewässers ist eine variable Grösse. In der Regel nehmen die Durchmesser in Fliessrichtung infolge Abrieb und Sortierung ab. Diese generelle Tendenz zwischen der Quelle und der Mündung in das Meer kann unterbrochen werden durch seitliche Zuflüsse, durch geologisch bedingte Veränderungen (Moränen, Residualblöcke, Felssohlen, Hanganrisse,...) oder durch Änderungen der Gerinnegeometrie. Im Zusammenhang mit lokalen morphologischen Erscheinungen sind kleinmassstäblich weitere horizontale wie auch vertikale Unterschiede festzustellen (vgl. Kapitel 1.2). Dennoch muss in der Praxis einer kürzeren oder längeren Fliessstrecke - unter Berücksichtigung gewisser Gesetzmässigkeiten - eine charakteristische Korngrössenverteilung zugeordnet werden.

Volumenproben an der Langete haben gezeigt, dass die Kornverteilung verschiedener übereinanderliegender Lagen der *Unterschicht* praktisch identisch sein können (VAW - Bericht Nr. 970/II, 1990). Dasselbe kann auch für die Variation der Kornverteilung in Fliessrichtung für kürzere Streckenabschnitte gesagt werden. Tendenziell grössere Unterschiede sind demgegenüber quer zur Fliessrichtung zu erwarten, wo durch drei-

dimensionale Strömungseffekte eine ausgeprägte Sortierung des Materials ausgelöst werden kann. Bei der Entnahme von Sohlenmaterial für die Bestimmung der Kornverteilungskurve sind daher die lokalen Verhältnisse zu berücksichtigen. Die Probeentnahmestellen sind dem Aufgabenbereich und dem Verwendungszweck anzupassen.

Falls beispielsweise die Stabilität der Sohle gegenüber Erosion interessiert, so sollte die Probe dort entnommen werden, wo die grössten Komponenten auszumachen sind. *Interessiert hingegen die Kolmation der Sohle, so ist eine Stelle zu suchen, die für einen möglichst grossen Teil der Gewässersohle repräsentativ ist, also etwa eine durchschnittliche Mischung darstellt. Dabei interessiert der gesamte Bereich der Kornverteilung. Die Probe sollte bis zum Feinsand ( $d = 0.063 \text{ mm}$ ) ausgesiebt werden, und der Grobanteil muss eventuell durch eine Linienzahlanalyse ergänzt werden.*

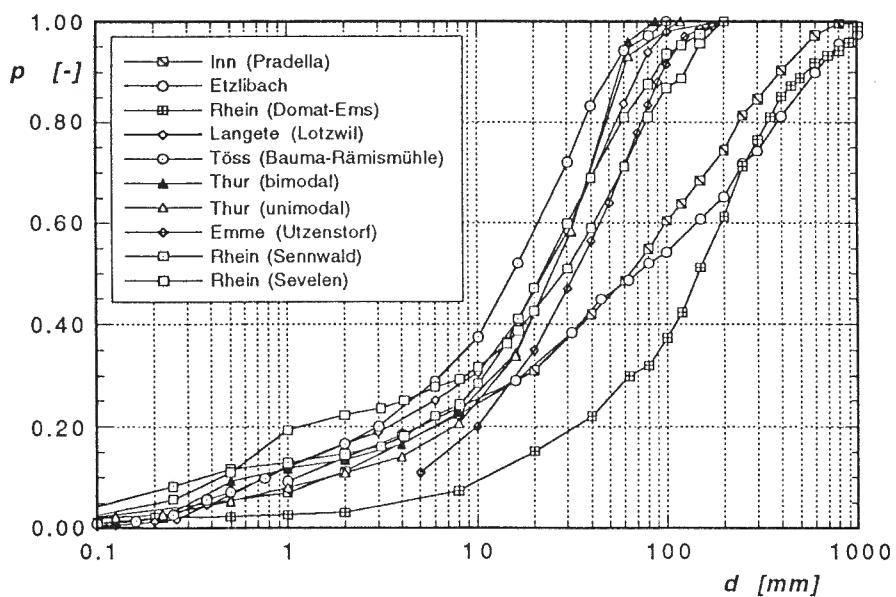


Abbildung 2.11 Mittlere Kornverteilungskurven von verschiedenen Fließgewässerabschnitten.

In Abbildung 2.11 sind die Kornverteilungskurven von mehreren Gewässern zu sehen. Zum Teil handelt es sich um reine Volumengewichtsanalysen, bei anderen Proben ist der Grobanteil durch eine umgerechnete Linienzahlanalyse bestimmt worden. Auffallend ist, dass die Kornverteilungskurven mit Maximaldurchmessern zwischen 80 und 200 mm praktisch parallel verlaufen. Im Feinbereich gleichen sich die Kurven an, wobei entweder ein unimodaler oder ein bimodaler Charakter erkannt werden kann. Bei wesentlich gröberen Mischungen ergibt sich eine Verflachung der Kurve, die vor allem die mittleren und groben Fraktionen betrifft. Der prozentuale Anteil des Feinmaterials ist dem-

gegenüber vergleichsweise nur wenig verringert. Die grobe Mischung des Rheins bei Domat-Ems mit einem tiefen Feinanteil ist bedingt durch die stark reduzierte Geschiebezufluss vom Oberwasser, sodass sich die Sohle durch Erosion und Sortierprozesse massiv vergröbert hat; diese Mischung dürfte daher nicht repräsentativ sein für eine längere Fliessstrecke.

Fast alle Kornverteilungskurven von Abbildung 2.11 sind Mittelbildungen aus mehreren Proben. Vergleicht man die Mischungen verschiedener Proben eines einzelnen Gewässerabschnitts, so können zum Teil grössere Unterschiede festgestellt werden. In den Abbildungen 2.12 und 2.13 sind insgesamt 17 Proben der Thur zwischen Altikon und Adlikon (Kt. Zürich) zu sehen. Es können Kurven mit einem bimodalem Verlauf (Abbildung 2.12) von solchen mit unimodalem Verlauf (Abbildung 2.13) unterschieden werden. *Bei Kurven mit einem bimodalen Verlauf sind meistens Korndurchmesser im Bereich zwischen 0.8 - 4 mm unvertreten.*

Wie aus Kapitel 1.2 entnommen werden kann, ist die Kornverteilung der Geschiebeablagerungen abhängig von der morphologischen Dynamik des Fliessgewässers. Das Vorkommen von verschiedenen Kornverteilungstypen an der Thur müsste dementsprechend auf variierende morphologische Erscheinungsformen zurückzuführen sein. Untersucht man, an welchen Stellen bevorzugt bimodale Kornverteilungen anzutreffen sind, so handelt es sich hauptsächlich um die stark gewundenen Streckenabschnitte. Dagegen sind in den Übergangsstrecken und den längeren gestreckten Abschnitten vor allem unimodale Kornverteilungen anzutreffen. Bei anderen Fliessgewässern wurden ähnliche Beobachtungen gemacht. Beispielsweise sind am Alpenrhein bei Sevelen und Sennwald, wo alternierende Kiesbänke vorherrschend sind, sowohl uni- als auch bimodale Mischungen gefunden worden. An der Töss, deren morphologische Vielfalt durch regelmässige Querschwellen massiv eingeschränkt ist, sind unimodale Mischungen vorherrschend. An der Langeten sind dagegen wieder beide Kornverteilungstypen anzutreffen. Zieht man ausserdem die Beobachtungen aus den Kiesgrubenaufschlüssen heran, wo ausschliesslich Kornverteilungen mit ausgeprägt bimodalem Charakter anzutreffen sind, so ist folgender Schluss naheliegend:

*Verzweigte und gewundene Fliessgewässer besitzen Sohlenmaterial mit vorwiegend bimodaler Kornverteilung. In gestreckten, stark eingeengten Fliessgewässern und in Übergangsstrecken zwischen zwei Krümmungen sind ausschliesslich unimodale Kornverteilungen anzutreffen. Bei Gewässerabschnitten mit alternierenden Kiesbänken kommen beide Kornverteilungstypen vor.*

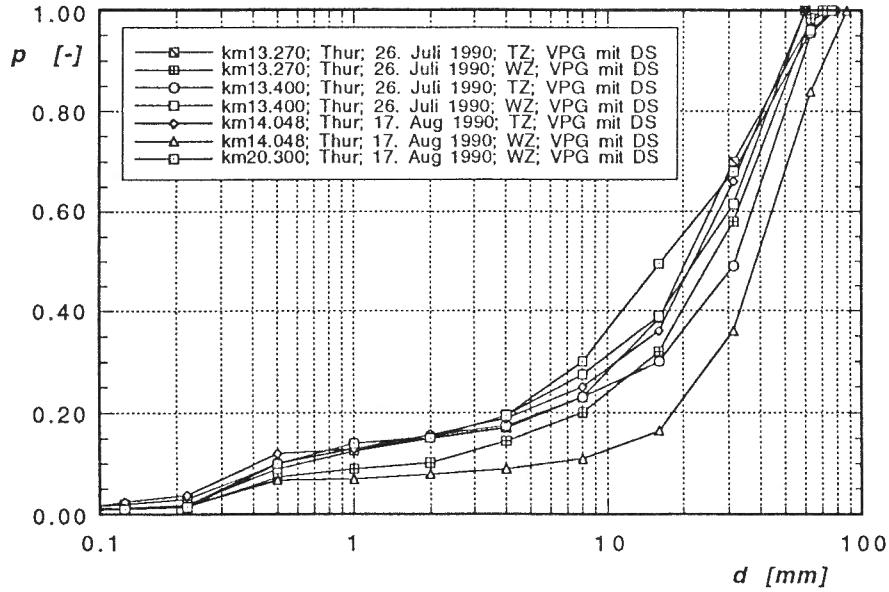


Abbildung 2.12 Bimodale Kornverteilungen von Probeentnahmen an der Thur zwischen Altikon und Adlikon (TZ = Trockenzone, WZ = Wasserzone, DS = Deckschicht).

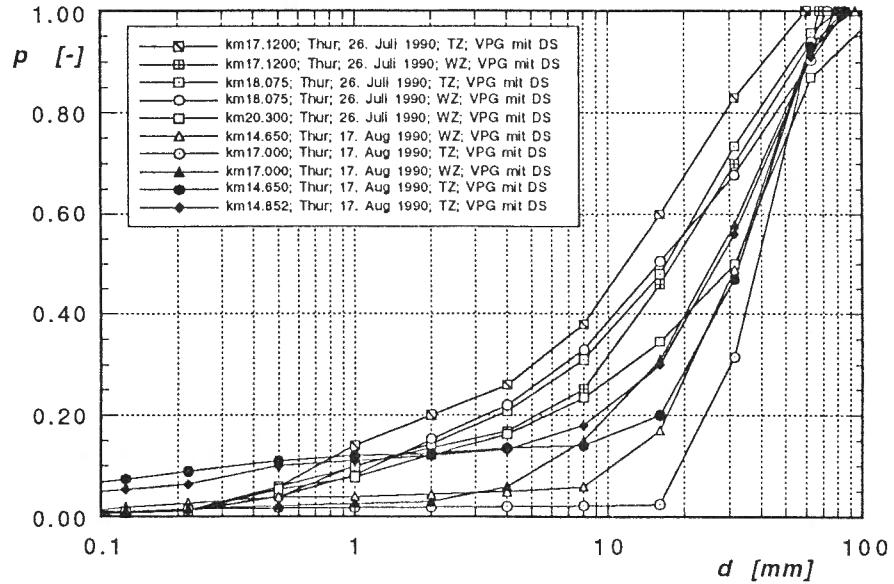


Abbildung 2.13 Unimodale Kornverteilungen von Probeentnahmen an der Thur zwischen Altikon und Adlikon.

### 1.3.2 Mischungen im Versuchsstand

In Abbildung 2.14 sind die Kornverteilungskurven der in der Versuchsrinne eingebauten Mischungen dargestellt. Der schattierte Bereich deckt die Kurvenschar der natürlichen Mischungen gemäss Abbildung 2.11 ab (ohne Proben Domat-Ems und Emme). Mit den Kornverteilungen Senn-

wald (Sw), Sevelen (Sv) und Töss (TO) wird in etwa der feinere Bereich der natürlichen Mischungen abgedeckt. Die Labormischung KV1 weist einen deutlich geringeren Feinmaterialanteil auf, wie er bei den größeren natürlichen Mischungen zu beobachten ist. Bei der Mischung KV2 wurde der Sandanteil gegenüber KV1 erhöht. Die Kornverteilung ist dadurch breiter, wobei der Anteil der Silt- und Tonfraktion immer noch vergleichsweise klein ist. Die Mischung Sevelen Reduziert (SR) zeigt einen der Mischung Sevelen ähnlichen, deutlich bimodalen Verlauf mit dem Unterschied, dass der Grobanteil der Körner mit  $d > 6$  cm fehlt.

In Tabelle 2.3 sind für die in der Versuchsrinne eingebauten Mischungen, für verschiedene natürliche Kornverteilungen und für drei Sedimentstrukturen aus Kiesgrubenaufschlüssen die charakteristischen Korndurchmesser  $d_{10} \dots d_G$ , die Ungleichförmigkeitszahl  $C_U = d_{60} / d_{10}$ , die Krümmungszahl  $C_K = d_{30}^2 / (d_{10} \cdot d_{60})$ , die dimensionslose Zahl  $d_{10}/d_m$  und die Kolmationstiefe  $h_K$  (vgl. Kapitel 3.2.3) aufgelistet.

*Tabelle 2.3 Charakteristische Korndurchmesser [mm], Ungleichförmigkeitszahl, Krümmungszahl,  $d_{10}/d_m$  und Kolmationstiefe [m] für die in der Versuchsrinne eingebauten Mischungen, für das Sohlenmaterial verschiedener Fließgewässer und für verschiedene Sedimentstrukturen aus Kiesgrubenaufschlüssen.*

Mischung	$d_{10}$	$d_{30}$	$d_{50}$	$d_{60}$	$d_{90}$	$d_m$	$d_G$	$C_U$	$C_K$	$d_{10}/d_m$	$h_K$
Sw	0.31	9.6	19	26	64	27	19	85	11.2	0.0115	0.091
Sv	0.40	5.3	23	33	78	32	10	83	2.1	0.0125	0.106
SR	0.41	8.1	19	25	40	20	9.1	59	6.4	0.0205	0.070
KV1	1.5	4.7	7.7	9.5	15	8.5	6.1	6.3	1.5	0.178	0.036
KV2	0.36	2.7	5.3	7.1	15	6.9	3.7	19	2.7	0.0522	0.031
TO	0.8	6.5	16	22	52	22	10	28	2.5	0.036	0.076
Inn	1.7	18.6	64	98	395	139	40	58	2.1	0.012	0.43
Etzlibach	1.2	17.7	70	144	604	205	46	120	1.9	0.006	0.63
Rhein Sw	0.38	11.0	22	30	88	35	13	80	10.6	0.011	0.12
Rhein Sv	0.45	8.7	29	42	125	44	14	92	4.1	0.010	0.14
Thur bimod	0.63	12.9	26	33	58	28	15	52	8.0	0.023	0.094
Thur unimod	1.7	13.6	26	33	60	31	16	19	3.4	0.055	0.103
Langete	0.8	9.7	24	32	72	32	14	40	3.6	0.025	0.106
Töss	0.8	6.5	16	22	52	22	10	28	2.5	0.036	0.076
Brauner Kies	0.13	9.2	22	28	72	28	7.7	215	23.3	0.005	0.094
Grauer Kies	0.26	4.0	10	14	45	16	5.6	54	4.5	0.016	0.058
Bimodale WL	0.34	16.1	25	29	69	29	12	85	26.6	0.012	0.097

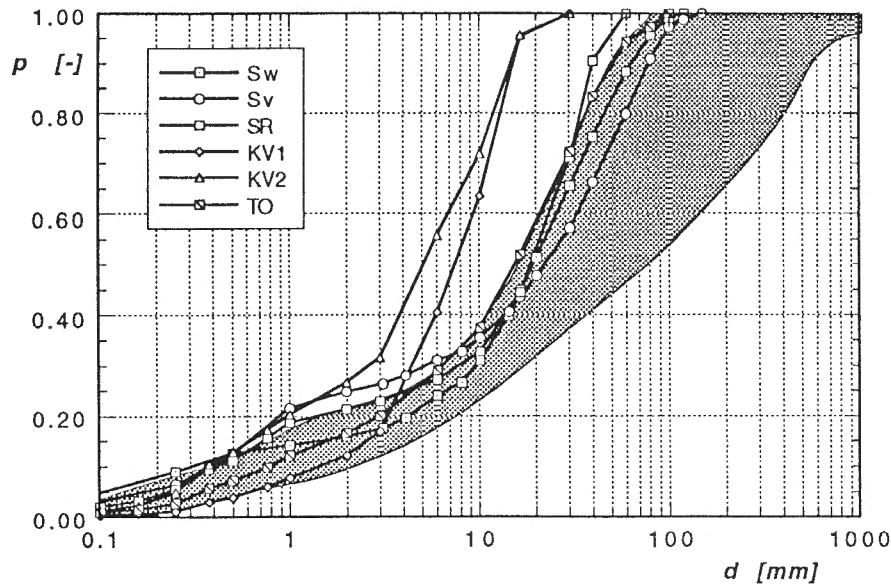


Abbildung 2.14 Kornverteilungen der in der Versuchsrinne eingebauten Mischungen mit dem Steuungsbereich natürlicher Kornverteilungen nach Abbildung 2.11.

## 1.4 DURCHLÄSSIGKEIT NATÜRLICHER KORNGRÖSSENVERTEILUNGEN

Zur Abschätzung des Sickerwasserabflusses nach dem Gesetz von Darcy muss die Durchlässigkeit der Gewässersohle bekannt sein. Die Durchlässigkeit kann entweder experimentell an ungestörten oder gestörten Proben oder anhand der Korngrößenverteilung der Mischung bestimmt werden. Die Entnahme von *ungestörten* Proben ist zeitaufwendig und bei der k-Wert Bestimmung bietet die vollständige Entlüftung der Porenkanäle gewisse Schwierigkeiten. Beim Einbau von *gestörten* Proben kann bei Material mit einer breiten Kornverteilung eine gewisse Entmischung des Materials nicht verhindert werden. Dadurch können Horizonte gebildet werden, welche die Durchlässigkeit der Probe beeinflussen. Eine exakte k-Wert Bestimmung ist daher unter diesen Verhältnissen kaum möglich.

Die Durchlässigkeit lässt sich auch aufgrund der Kornverteilung des Sohlenmaterials ermitteln. Verschiedene Autoren geben eine Beziehung zwischen dem k-Wert und bestimmten Kenngrößen der Kornverteilung an. Die Formeln gelten in der Regel für eine Zähigkeit des Wassers bei einer Temperatur von 10 °C (vgl. Teil 1, Kapitel 2.3.6). Eine Zusammenfassung verschiedener Methoden ist zum Beispiel in den DVWK-Schriften (1982) zu finden.

Die bekannteste und zugleich sehr einfache Gleichung für ungleichförmige Mischungen stammt von *Hazen*

$$k = 0.0116 \cdot d_{10}^2 / C_U \quad (2.1)$$

mit  $k$  in [m/s],  $d_{10}$  in [mm] und  $C_U$  als der Ungleichförmigkeitszahl  $C_U = d_{60} / d_{10}$ .

Die Formel von *Kozeny* berücksichtigt alle Fraktionen der Kornverteilung über einen wirksamen Korndurchmesser  $d_w$ :

$$\frac{1}{d_w} = \int_0^1 \frac{1}{d_{mi}} \Delta p_i \quad (2.2)$$

$d_{mi}$  stellt den mittleren Durchmesser einer Fraktion  $\Delta p_i$  dar. Damit eine bessere Angleichung an die Kornverteilungskurve erreicht wird, kann  $d_{mi}$  aus dem geometrischen Mittel der oberen und der unteren Grenze der Fraktion bestimmt werden. Der  $k$ -Wert berechnet sich anschliessend aus

$$k = \frac{1}{r} 0.0405 \frac{\epsilon^3}{1 + \epsilon} d_w^2 \quad (2.3)$$

mit  $\epsilon$  als der Porenziffer ( $\epsilon = n / (1-n)$ ),  $k$  in [m/s] und  $d_w$  in [mm].  $r$  ist ein Rauhigkeitsbeiwert, der für rundlichen Flussand zu 1.5 angenommen werden kann. Bei der Formel von Kozeny kann die Porosität  $n$  im Experiment gemessen oder näherungsweise aus Abbildung 2.15 bestimmt werden, wo für die von Jussel untersuchten Sedimentstrukturen die Porosität in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl dargestellt ist. Dabei zeigt sich, dass die Punkte am besten durch eine Potenzfunktion der Form

$$n = 48.6 \cdot C_U^{-0.20} \quad (2.4)$$

angepasst werden können.

Gemäss Jussel (1992) ist die Bestimmung des wirksamen Durchmessers der heikelste Punkt der Formel. Bei nur geringem Anteil der Silt- und Tonfraktionen wird die Berechnung des wirksamen Korndurchmessers durch dieses Feinmaterial dominiert, so dass zu tiefe Durchlässigkeiten resultieren. Jussel empfiehlt daher die Ersetzung der Fraktionen mit Durchmessern  $< 0.06$  mm durch eine Gerade, die beim Punkt mit  $d=0.06$  mm beginnt und Null Gewichtsprozent bei einem Durchmesser von 0.03 mm erreicht. Dieses Verfahren ist jedoch nur anwendbar für Proben mit einem Siltanteil von weniger als 5 %.

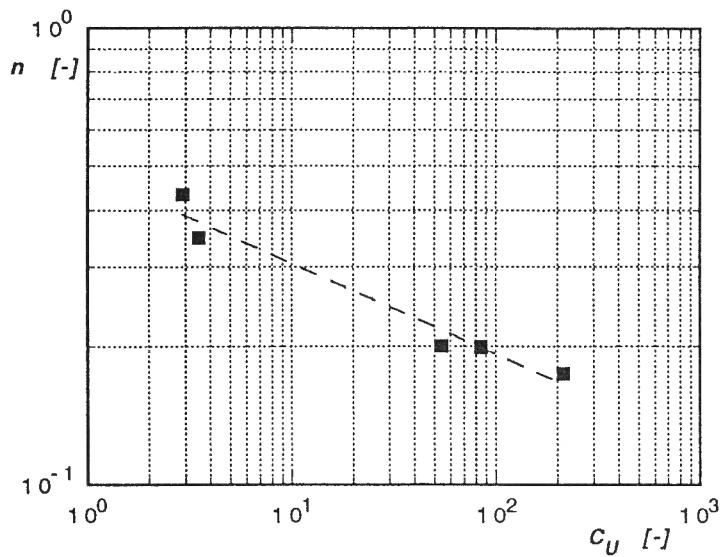


Abbildung 2.15 Abhängigkeit zwischen der Porosität  $n$  und der Ungleichförmigkeitszahl  $C_U$  für die von Jussel untersuchten Sedimentstrukturen.

In Tabelle 2.4 sind die nach Hazen und Kozeny berechneten und die in der Versuchsrinne gemessenen Durchlässigkeiten aufgelistet. Dabei beziehen sich die Angaben aus der Versuchsrinne auf den maximal beobachteten Wert der obersten Schicht, der sich in der Regel während einem Hochwasserversuch einstellte. Zum Vergleich sind ausserdem die Durchlässigkeiten der in Abbildung 2.11 dargestellten Kornverteilungen verschiedener Fliessgewässer, sowie die von Jussel untersuchten Sedimentstrukturen aufgelistet. Alle  $k$ -Werte beziehen sich auf eine Wasser-temperatur von 10 °C.

In Abbildung 2.16 sind die gerechneten  $k$ -Werte nach Hazen und Kozeny einander gegenübergestellt. Die fett ausgezogene Linie stellt Übereinstimmung zwischen den beiden Verfahren dar. Für vier Sedimentstrukturen (Kursivschrift) sind ausserdem die gemessenen Werte eingetragen. Ein Vergleich der  $k$ -Werte nach den Methoden von Hazen und Kozeny zeigt, dass bei feinen Mischungen mit Hazen deutlich tiefere Durchlässigkeiten resultieren, bei  $k$ -Werten zwischen  $10^{-3}$  -  $10^{-2}$  m/s beide Verfahren ähnliche Resultate liefern und bei sehr durchlässigen Mischungen (Rollkies) das Verfahren von Hazen einen höheren Wert ergibt. Vergleicht man bei den Sedimentstrukturen die nach Kozeny gerechneten mit den gemessenen Durchlässigkeiten, so zeigt sich für die feineren Mischungen eine sehr gute Übereinstimmung. Demgegenüber wird bei diesen Mischungen nach Hazen die Durchlässigkeit um rund eine Zehnerpotenz unterschätzt. Einzig beim hochdurchlässigen Rollkies stimmt die Berechnung nach Hazen besser mit dem gemessenen Wert überein als bei einer Berechnung nach Kozeny.

**Tabelle 2.4** *Gemessene und berechnete Durchlässigkeiten der obersten im Versuchstand eingebauten Schichten, des Sohlenmaterials verschiedener Fließgewässer, sowie der Sedimentstrukturen nach Jussel (1992).*

Mischung	Porosität n [-]	$d_w$ [mm]	k-Wert Hazen [m/s]	k-Wert Kozeny [m/s]	k-Wert gemessen [m/s]
Sw	0.20 <sup>(1)</sup>	0.77	$1.4 \cdot 10^{-5}$	$1.3 \cdot 10^{-4}$	$1.1 \cdot 10^{-4}$
Sv	0.20 <sup>(1)</sup>	0.94	$2.2 \cdot 10^{-5}$	$2.0 \cdot 10^{-4}$	$1.7 \cdot 10^{-4}$
SR	0.21 <sup>(1)</sup>	1.1	$3.3 \cdot 10^{-5}$	$3.6 \cdot 10^{-4}$	$3.5 \cdot 10^{-4}$
KV1	0.34 <sup>(1)</sup>	2.5	$4.2 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-2}$	ca. $10^{-2}$
KV2	0.27 <sup>(1)</sup>	1.1	$7.9 \cdot 10^{-5}$	$7.8 \cdot 10^{-4}$	$4.0 \cdot 10^{-4}$
TO	0.25 <sup>(1)</sup>	1.7	$2.5 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$	$8.0 \cdot 10^{-5}$
Inn	0.22 <sup>(1)</sup>	1.7	$5.9 \cdot 10^{-4}$	$8.3 \cdot 10^{-4}$	-
Etzlibach	0.18 <sup>(1)</sup>	1.6	$1.2 \cdot 10^{-4}$	$4.6 \cdot 10^{-4}$	-
Rhein Sennwald	0.20 <sup>(1)</sup>	0.84	$2.1 \cdot 10^{-5}$	$1.6 \cdot 10^{-4}$	-
Rhein Sevelen	0.20 <sup>(1)</sup>	1.1	$2.6 \cdot 10^{-5}$	$2.3 \cdot 10^{-4}$	-
Thur bimodal	0.22 <sup>(1)</sup>	1.6	$9.0 \cdot 10^{-5}$	$8.0 \cdot 10^{-4}$	-
Thur unimodal	0.27 <sup>(1)</sup>	2.2	$2.9 \cdot 10^{-3}$	$3.2 \cdot 10^{-3}$	-
Langete	0.23 <sup>(1)</sup>	2.1	$1.9 \cdot 10^{-4}$	$1.75 \cdot 10^{-3}$	-
Töss (Bauma-Rämismühle)	0.25 <sup>(1)</sup>	1.7	$2.5 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$	-
Brauner Kies	0.175 <sup>(2)</sup>	0.40	$8.5 \cdot 10^{-7}$	$3.2 \cdot 10^{-5} (3)$	$2.2 \cdot 10^{-5}$
Grauer Kies	0.20 <sup>(2)</sup>	0.66	$1.5 \cdot 10^{-5}$	$1.7 \cdot 10^{-4} (3)$	$1.4 \cdot 10^{-4}$
Bimodale Wechsellagerung	0.20 <sup>(2)</sup>	1.1	$1.6 \cdot 10^{-5}$	$2.3 \cdot 10^{-4} (3)$	-
Rollkies	0.35 <sup>(2)</sup>	1.7	$1.0 \cdot 10^{-1}$	$1.3 \cdot 10^{-2} (3)$	$1.5 \cdot 10^{-1}$
Sandlinsen	0.43 <sup>(2)</sup>	0.18	$3.0 \cdot 10^{-5}$	$3.0 \cdot 10^{-4} (3)$	$1.7 \cdot 10^{-4}$
Siltlinsen	-			-	$<10^{-6}$

<sup>(1)</sup> berechnet nach Gleichung 2.4

<sup>(2)</sup> gemessen (Jussel, 1992)

<sup>(3)</sup> gerechnet (Jussel, 1992)

Die vergleichsweise guten Resultate bei einer Berechnung nach Kozeny werden auch durch die Versuchsergebnisse in der Rinne bestätigt. Gemäß Tabelle 2.4 stimmen die nach Kozeny gerechneten und die gemessenen Werte bei den ersten vier Mischungen (Sw, Sv, SR, KV1) sehr gut und bei der fünften Mischung (KV2) mäßig überein. Bei der Mischung TO scheint während den Hochwasserversuchen die maximale Durchlässigkeit bei weitem nicht erreicht worden zu sein. Dies dürfte der Grund für den in der Rinne beobachteten tiefen k-Wert sein.

**Aufgrund dieser Resultate kann für alle Mischungen (im nicht kolmatierten Zustand) mit Durchlässigkeiten unter  $10^{-2}$  m/s zur Abschätzung des  $k_0$ -Werts das Verfahren von Kozeny empfohlen werden.**

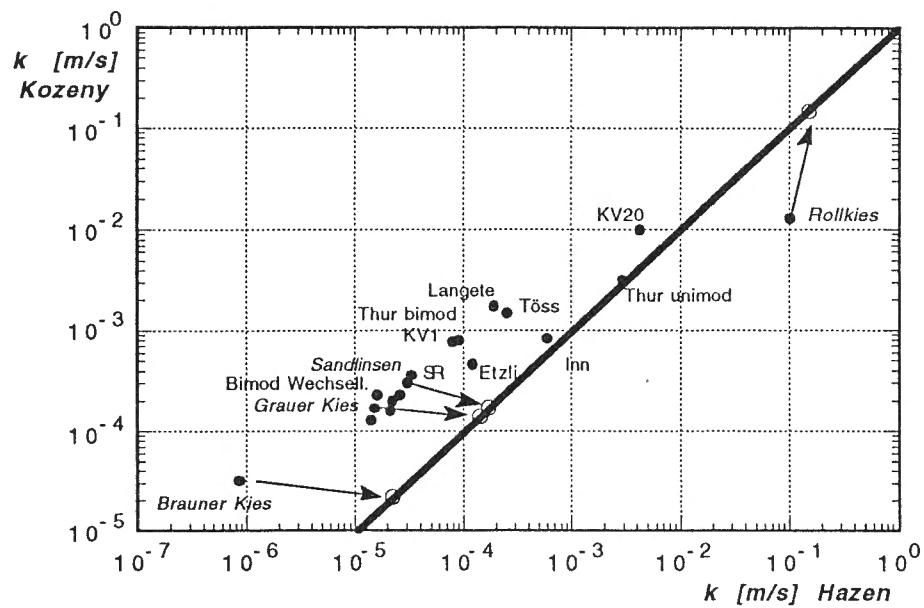


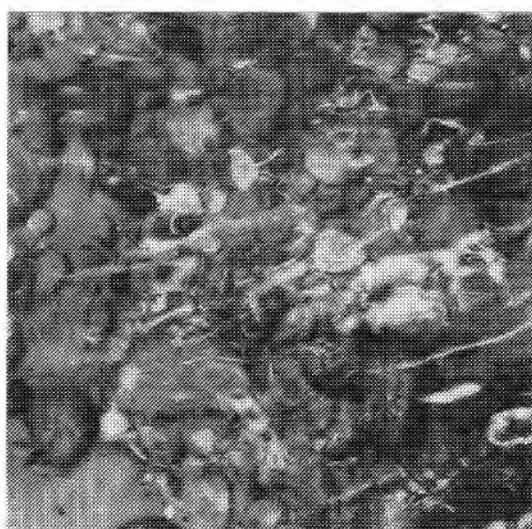
Abbildung 2.16 Vergleich der gerechneten Durchlässigkeiten nach den Verfahren von Hazen und Kozeny. Für Braunen Kies, Grauen Kies, Sandlinsen und Rollkies sind ausserdem die gemessenen Werte nach Jussel eingetragen (Kreise).

## 2. KOLMATIONSPROZESSE

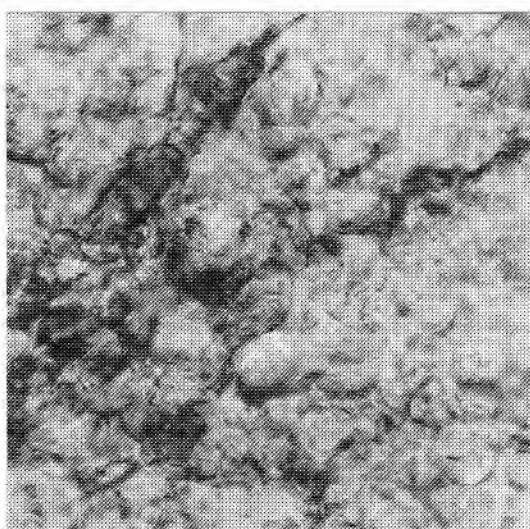
---

### 2.1 BEOBACHTUNGEN IN NATUR

Das äussere Erscheinungsbild einer Fliessgewässersohle kann variieren zwischen einer sauberen Kiessohle bis zu einer mit Feinmaterial, toter organischer Substanz und Algenbewuchs vollständig abgedeckten Sohlenoberfläche. Der erste Blick einer Gewässersohle zeigt daher, ob und in welchem Umfang äussere Kolmation auftritt. Auf Abbildung 2.17 ist eine zu rund 30 % mit Feinsand und auf Abbildung 2.18 eine praktisch zu 100 % mit Feinmaterialablagerungen und Algenbewuchs bedeckte Gewässersohle zu sehen.



*Abbildung 2.17  
Zu 30 % mit Feinmaterial überdeckte  
Kiessohle. Langete bei Lotzwil.*



*Abbildung 2.18  
Mit Feinmaterial und Algenbewuchs  
praktisch vollständig bedeckte Gewässer-  
sohle. Langete bei Lotzwil.*

Die äussere Kolmation beginnt durch die Ablagerung von gröberem Feinmaterial an geschützten Stellen im Strömungsschatten gröberer Körner, im Uferbereich oder in Flachwasserzonen. Bei weiter abnehmender Fliessgeschwindigkeit weiten sich diese Zonen zu einem zusammenhängenden Netz aus, das sich auf die tieferliegenden Bereiche zwischen den Steinen konzentriert (Abbildung 2.17). Bei Niederwasserabfluss kann in Fliessgewässern unter Umständen eine vollständige Bedeckung der Kiessohle mit Feinmaterialablagerungen (vor allem Sand) beobachtet werden (Abbildung 2.18), wobei insbesondere Stillwasser- und Kolkbereiche betroffen sind. Da unter natürlichen Bedingungen während Niederwasserperioden die Schwebstoffkonzentration in der Regel gering ist, bleibt die Mächtigkeit solcher Ablagerungen beschränkt. Eine

grössere Ausdehnung können sie höchstens im Herbst erreichen durch den massiven Eintrag von totem organischem Material (vor allem Laub).

*Trotz ihrer Auffälligkeit spielt die äussere Kolmation in freien Fliessstrecken eine untergeordnete Rolle. Massgebend für die Durchlässigkeitsabnahme und die Verfestigung der Sohle ist die innere Kolmation.*

Die innere Kolmation kann grundsätzlich sowohl bei sauberen Kiessohlen ohne sichtbare Schwebstoffablagerungen, als auch bei äusserlich kolmierten Gewässersohlen auftreten.

In der Töss bei Kollbrunn ist auf einer bei Niederwasser trockenfallenden Kiesbank den Spuren der inneren Kolmation nachgegangen worden. Dabei zeigte sich, dass sowohl äusserlich, als auch mit der Entfernung einzelner Steine, deutliche Hinweise auf die innere Kolmation gefunden werden können.

Auf den Abbildungen 2.19 und 2.20 sind eine saubere Kiessohle und eine durch Feinmaterialablagerungen verkrustete Sohlenoberfläche zu sehen. Die Feinpartikel bilden ein zusammenhängendes Gewebe in den Spalten und Zwischenräumen der einzelnen Steine. An gewissen Stellen sind Brückenbildungen zu erkennen, welche diesen Prozess unterstützen.

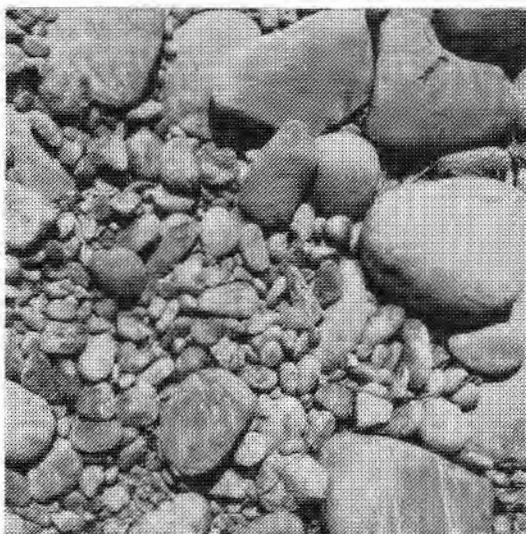


Abbildung 2.19  
Saubere Kiessohle; trockengefallene Kiesbank in der Töss bei Kollbrunn.

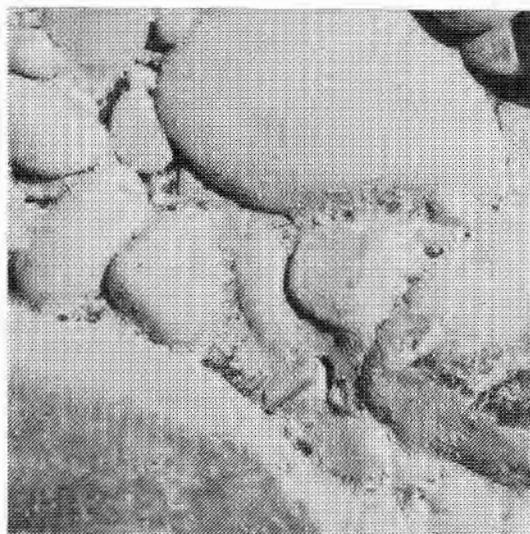
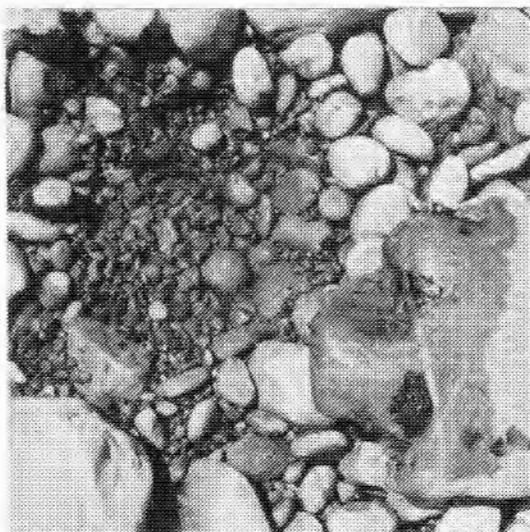


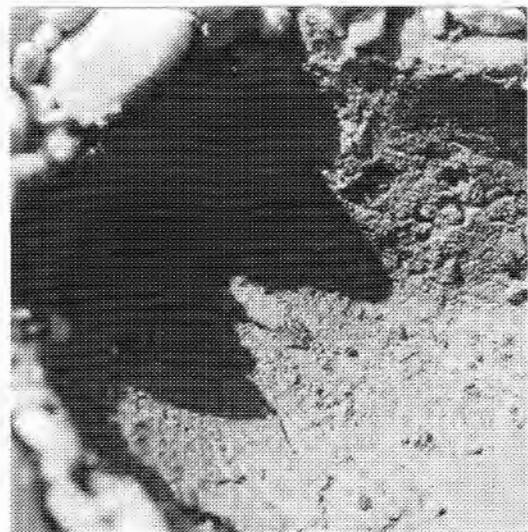
Abbildung 2.20  
Oberflächliche Anzeichen der inneren Kolmation; Töss bei Kollbrunn.

Wird in beiden Sohlenbereichen ein Stein entfernt, so setzt sich beim Beispiel der sauberen Kiessohle der lockere Aufbau in die Tiefe fort. Abbildung 2.21 zeigt den porösen Kiesuntergrund, der auf eine gut durchlässige Sohlenoberfläche hinweist. Abbildung 2.22 zeigt demgegenüber einen an die Steinunterseite angrenzenden Boden, dessen Grobporen durch Feinmaterial aufgefüllt sind. An der Grenzfläche zur Steinunter-

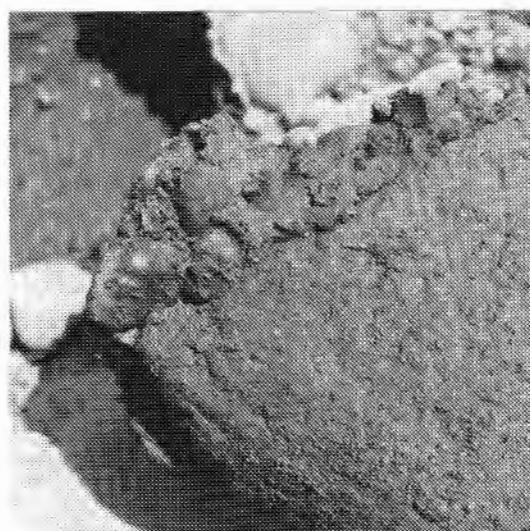
seite ist eine Häufung der abgelagerten Feinpartikel festzustellen, wobei durch die kohäsiven Anteile eine schlecht durchlässige Schicht gebildet wird. Die kohäsive Wirkung dieses Horizontes zeigt sich anschaulich darin, dass beim Entfernen eines Steins kleinere Steine haften bleiben und mitgerissen werden. Auf Abbildung 2.23 ist ein solches an der Steinunterseite haftendes Gefüge zu erkennen. Außerdem bleibt - im Gegensatz zu den Verhältnissen bei sauberer Kiessohle - an der Steinunterseite ein Überzug aus Feinpartikeln kleben.



*Abbildung 2.21  
Entfernung eines Steins und Aufbau des darunterliegenden Sohlengefüges; Töss bei Kollbrunn.*



*Abbildung 2.22  
Kohäsive Feinmaterialablagerungen unter einem Stein bei kolmatierter Sohle; Töss bei Kollbrunn.*



*Abbildung 2.23  
Kies-Feinmaterial-Konglomerat, das an der Unterseite eines entfernten Steins anhaftet; Töss bei Kollbrunn.*

Ein weiterer Hinweis auf eine innerlich kolmatierte Sohle zeigt sich darin, dass bei oberflächlich trockener Sohle und gleichzeitig tiefliegendem Wasserspiegel (zum Beispiel auf einer über den Wasserspiegel

ragenden Kiesbank) das Sohlenmaterial unter der Deckschicht länger feucht bleibt. Die Ursache für diesen Effekt liegt einerseits im höheren Anteil des an die Bodenmatrix gebundenen Bodenwassers und anderseits daran, dass im feineren Poresystem durch kapillaren Aufstieg Wasser aus tieferen Zonen aufsteigen und damit ein gewisser Feuchtigkeitsgehalt aufrechterhalten werden kann. Demgegenüber drainiert bei lockeren Kiessohlen der Porenraum rasch und das am Korngerüst haftende Wasser verdunstet bei einer Erwärmung der Sohle (zum Beispiel infolge Sonneneinstrahlung) in kürzerer Zeit.

## 2.2 BEOBACHTUNGEN IM VERSUCHSSTAND

In verschiedenen Versuchen sind - durch die verglaste Rinnenwand - die sohlenbildenden Prozesse beobachtet worden. Im vorliegenden Kapitel wird einerseits auf den inneren Aufbau der Sohle eingegangen und anderseits die im Versuchsstand erkannten Kolmationsprozesse dargestellt und diskutiert.

Grundsätzlich müssen gemäss Abbildung 2.24 zwei verschiedene Arten des Sohlenaufbaus unterschieden werden. Im ersten Fall besteht die Sohle von oben nach unten aus der *Deckschicht*, der *Filterschicht* und der *Unterschicht*. Die Deckschicht besteht entsprechend der gebräuchlichen Definition aus den gröberen Komponenten des Unterschichtmaterials, die infolge der Strömung meist dachziegelartig gelagert sind. Die Kornverteilung der Filterschicht entspricht im unkolmatierten Zustand derjenigen der Unterschicht; sie stellt das Filtermedium für die innere Kolmation dar. Unterhalb der Filterschicht folgt die Unterschicht, die lokal einen mehr oder weniger homogenen Aufbau zeigt und vom Kolmationsgeschehen nicht betroffen ist. Im diesem Fall werden die Feinpartikel also unmittelbar unterhalb der Deckschicht zurückgehalten.

Im zweiten Fall befindet sich zwischen der Deckschicht und der Filterschicht die *Skelettschicht*, die im wesentlichen aus den gröberen Körnern des Sohlenmaterials besteht (Kies, Steine). In der Skelettschicht herrscht in der Regel eine turbulente Strömung parallel zur Gerinneströmung, welche die Ablagerung von Feinmaterial hemmt. Die Feinstpartikel, die in die Skelettschicht eindringen, lagern sich entweder in der Filterschicht ab oder werden parallel zur Sohlenoberfläche weitertransportiert, wobei sie durch die Deckschicht wieder ins Gerinne strömen können.

Skelettschichten sind lokal begrenzte Erscheinungen. Im Prinzip entsprechen sie den in den Kapiteln 1.1.1.4 und 1.2.2 beschriebenen einzelnen Rollkieslagen. Ihre Entstehung ist also auf einen Geschiebeschub zurückzuführen, der an einer der Strömung weniger stark ausgesetzten Stelle zum Stillstand kommt.

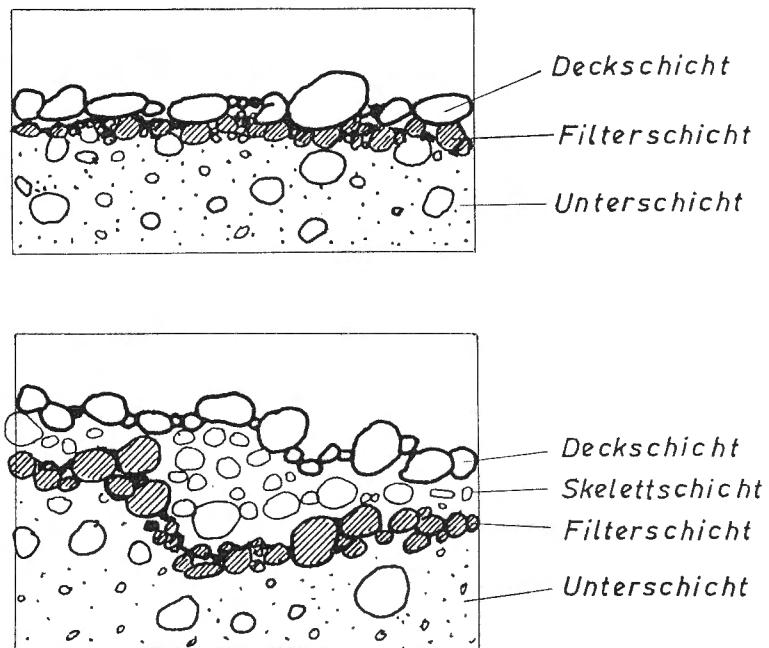


Abbildung 2.24 Sohlenaufbau ohne und mit Skelettschicht.

In Abbildung 2.25 ist das Beispiel einer Skelettschicht, wie sie in der Versuchsrinne entstanden ist, abgebildet. Skelettschichten können - in Abhängigkeit von den Strömungsbedingungen im Grobporenraum - nachträglich durch den Eintrag und die Ablagerung von Feinmaterial von unten nach oben aufgefüllt werden. Das Feinmaterial dringt dabei durch die Grobporen der Deckschicht, sinkt durch die Skelettschicht und bildet, beginnend an der Grenze zur Filterschicht, charakteristische kleine Schuttkegel (Abbildung 2.26). Falls es nicht zu einer weiteren Sohlenauflandung mit der Bildung einer neuen Filter- und Deckschicht kommt, so wird die Skelettschicht mit der Zeit vollständig aufgefüllt und übernimmt dann die Funktion einer Filterschicht.

Bei langgestreckten linsenförmigen Skelettschichten kann der Porenraum durch den Eintrag von Feinsand infolge der sohlenparallelen Sickerströmung gleichmässig aufgefüllt werden (vgl. Abbildung 2.27). Unter Umständen wird ein Gleichgewicht zwischen Ablagerung und Erosion erreicht, bevor das Feinmaterial die Deckschicht erreicht. Die skelettschicht-interne sohlenparallele Strömung kann jedoch so gross sein, dass sich gröberes Feinmaterial nur an geschützten Stellen ablagern kann und damit die Skelettschicht im wesentlichen über längere Zeit erhalten bleibt. In diesen Fällen bleiben unter der Deckschicht Makroporen erhalten, bis ein nächstes Hochwasser eine Umstrukturierung der Sohle bewirkt.



Abbildung 2.25 Beispiel eines Sohlenaufbaus mit Skelettschicht; Fliessrichtung von links nach rechts.

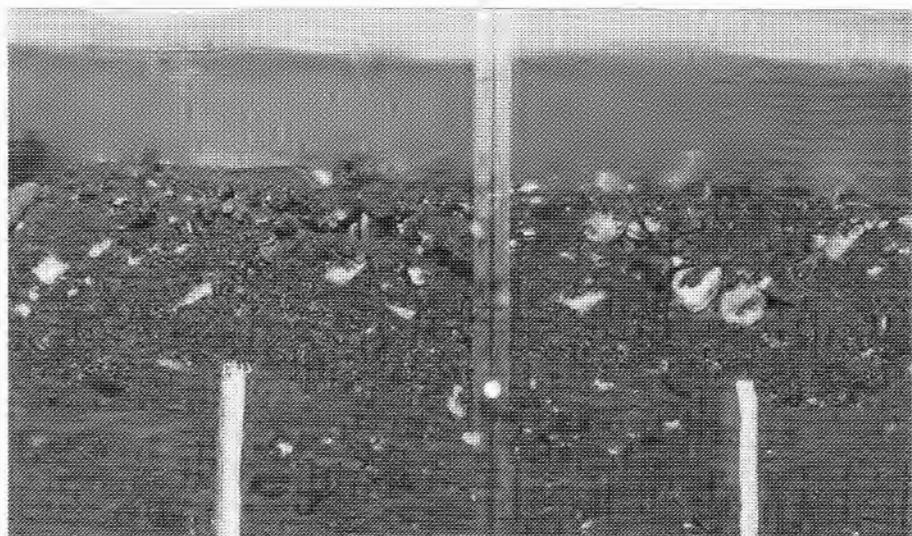


Abbildung 2.26 Auffüllung der Skelettschicht durch Anhäufung kleiner Schuttkegel.

Auf den Abbildungen 2.28 und 2.29 sind mehrere **innere Kolmationshorizonte** sichtbar. Kolmationshorizonte bilden sich durch die Einlagerung von Feinstpartikeln im oberflächennahen Sohlenbereich. Dabei werden die Partikel bevorzugt an der Unterseite der Körner der Deck- und der Filterschicht abgelagert, das heisst an der sohleninternen Grenzschicht zwischen grösseren Körnern und dem Feinmaterial des Filtermediums. Kolmationshorizonte bilden in der Regel ausgedehnte zusam-

menhängende Flächen, wobei sich auch mehrere übereinanderliegende Lagen ausbilden können (vgl. Abbildung 2.28).

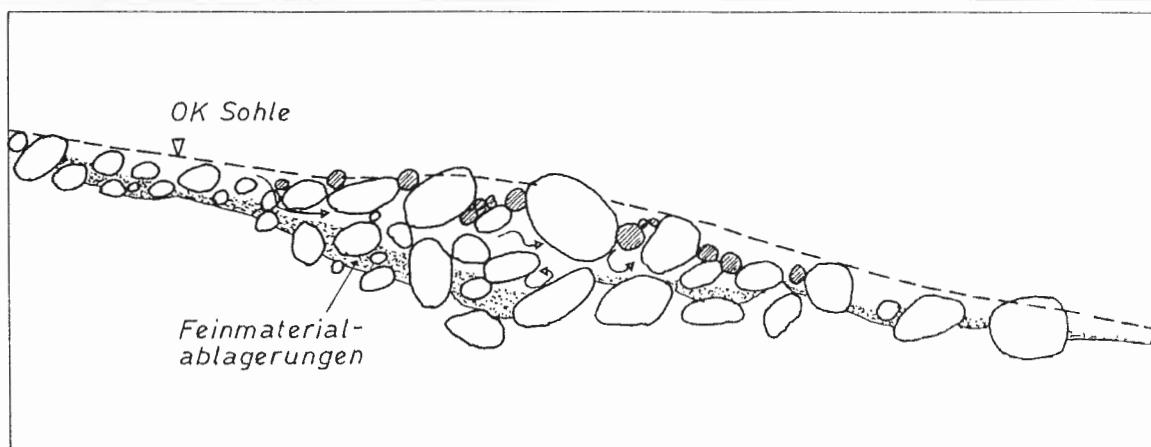


Abbildung 2.27 Teilweise Auffüllung einer langgestreckten Skelettschicht.

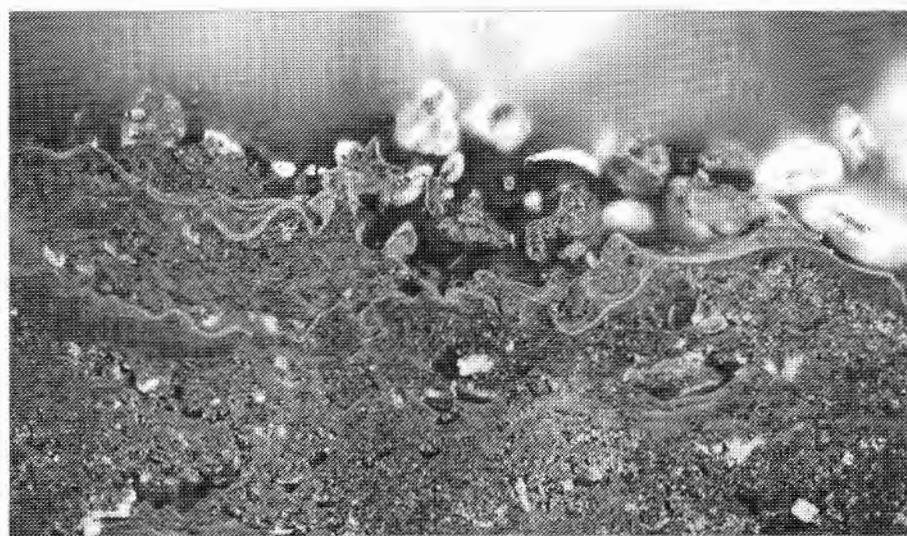
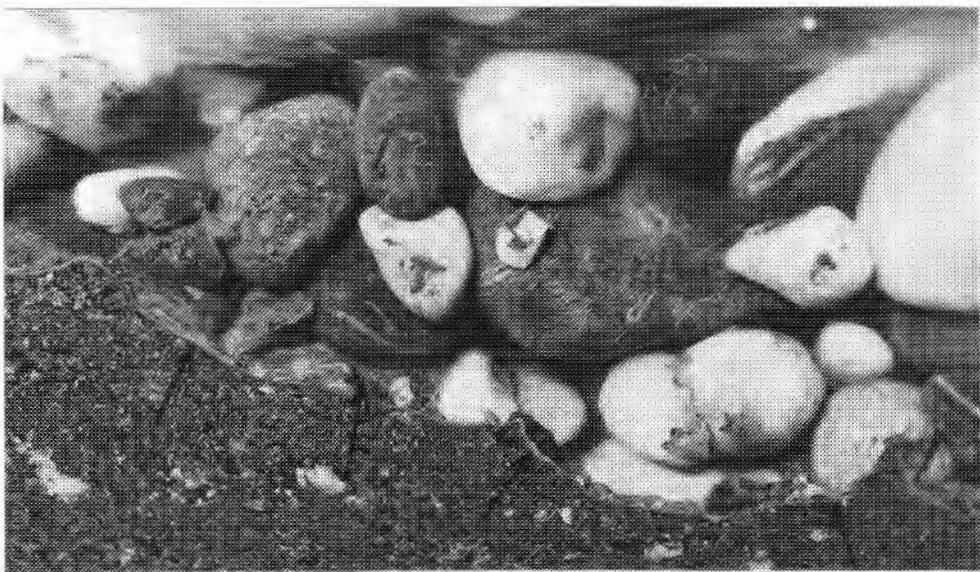


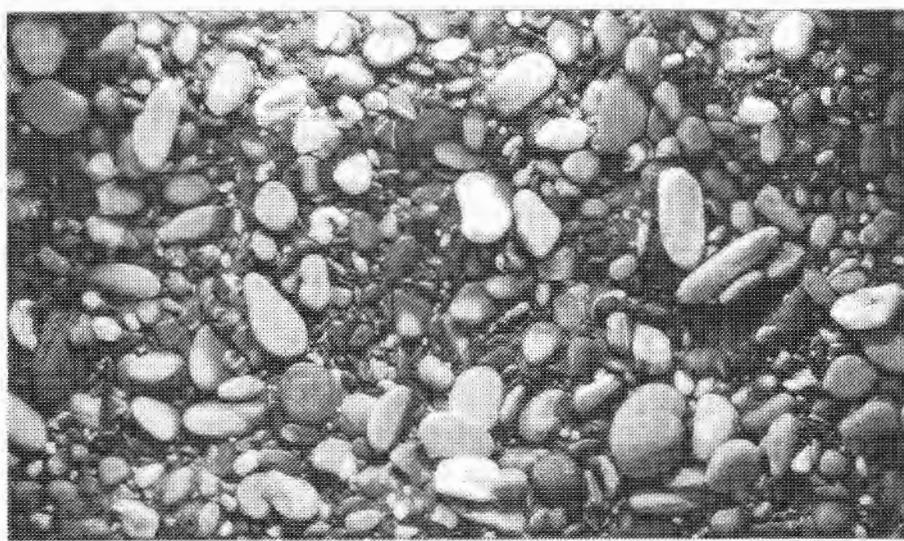
Abbildung 2.28 Verschiedene übereinanderliegende innere Kolmationshorizonte (helle wellenförmige Linien).

An der Oberfläche der Filterschicht sind häufig zwischen den größeren Komponenten und dem Feinmaterial des Filtermediums brauenartige Umrundungen zu erkennen, die ebenfalls aus abgelagerten Feinstpartikeln aufgebaut sind. Dadurch wird die relativ durchlässige Grenzschicht effizient abgedichtet. In Abbildung 2.29 sind solche Umrundungen zu erkennen.



*Abbildung 2.29 Feinpartikelablagerungen an der Grenzfläche zwischen gröberen Körnern und dem Feinmaterial des Filtermediums bilden brauenförmige Umrandungen.*

Auf Abbildung 2.30 ist die Draufsicht einer innerlich kolmatierten Sohle abgebildet. Aus dieser Perspektive sind keine Anzeichen einer inneren Kolmation zu erkennen, einzig im Strömungsschatten grösserer Steine sind kleinere Feinsandablagerungen auszumachen, die jedoch keinen bedeutenden Einfluss betreffend eine Durchlässigkeitsabnahme der Sohle haben.



*Abbildung 2.30 Draufsicht einer Sohle, die innerlich kolmatiert ist. Versuch SR6.*

Die Filterschicht weist eine Mächtigkeit auf, die der Eindringtiefe der Feinpartikel und damit der inneren Kolmation entspricht. Die Messungen im Versuchsstand zeigen, dass sich die Reduktion des Porenwasserdrucks infolge der Kolmationsentwicklung ausschliesslich auf die oberste im Versuchsstand erfasste Schicht bezieht. Die Feinpartikel lagern sich daher ausschliesslich in der oberflächennahen Schicht ab und ein Eindringen bedeutender Partikelmengen in grössere Tiefen kann ausgeschlossen werden (eine Gleichung zur Abschätzung der maximalen Kolmationstiefe ist in Kapitel 3.2.3 zu finden).

In Abbildung 2.31 ist das Beispiel der Porenwasserdruckentwicklung von Versuch SR7 für den ersten Messquerschnitt zu sehen. Bei  $z = 0$  m befindet sich die Sohleoberfläche und darunter sind die fünf Messstellen mit den zu verschiedenen Zeitpunkten aufgenommenen Porenwasserdrücken dargestellt. Es zeigt sich, dass die Druckdifferenz zwischen der Sohleoberfläche und dem Ort der ersten Druckmessung anfänglich massiv zunimmt, bis sich der Porenwasserdruck des obersten Druckaufnehmers bei einem Wert von -0.07 m einpendelt. Demgegenüber ist für die tieferliegenden Schichten entweder eine konstante oder sogar eine leicht abnehmende Druckdifferenz zu beobachten.

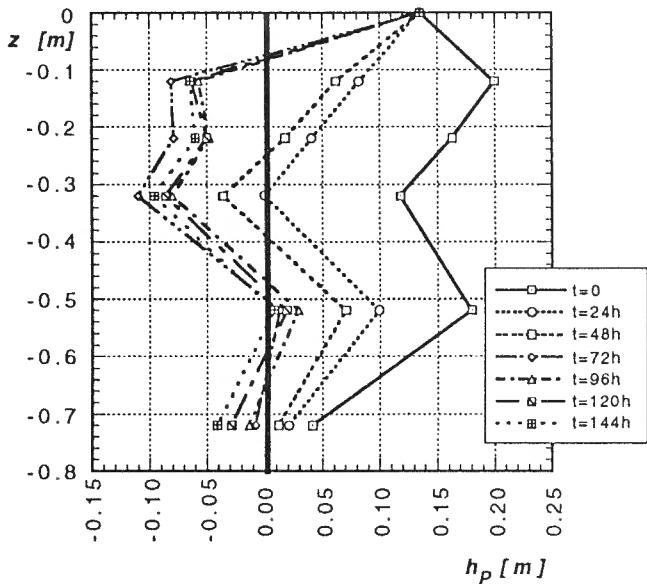


Abbildung 2.31  
Porenwasserdrücke an den fünf Messpunkten zu verschiedenen Zeitpunkten. Messquerschnitt 1, Versuch SR7.

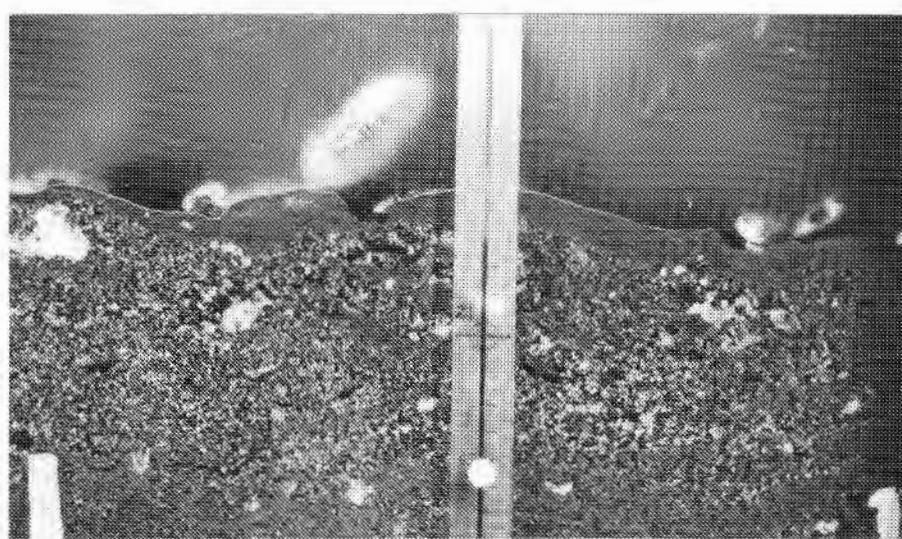
Die **äussere Kolmation** beschränkte sich bei den Rinnenversuchen auf wenige geschützte Stellen bei kleinen Abflüssen. In Abbildung 2.32 sind einerseits die Erosionserscheinungen an der der Strömung zugewandten Seite eines grösseren Korns und anderseits die bevorzugten Ablagerungsorte in seinem Strömungsschatten zu sehen. Beim abgelagerten Material handelt es sich vor allem um Sand, in den anschliessend feinere Partikel eingelagert worden sind. Der schwach durchlässige äussere Kolmationshorizont bildet sich damit an der Oberfläche der Sandablagerungen aus.

Ändern sich die Fliessverhältnisse, so kommt es eventuell zu einer weiteren Ablagerung von Feinsand, worauf sich an der neuen Oberfläche ein neuer Kolmationshorizont ausbilden kann.

Auf Abbildung 2.33 ist eine ausgedehntere äussere Kolmationsschicht zu erkennen. Diese hat sich bei niederen Abflüssen und damit bei geringer Strömungsbeanspruchung ausgebildet. Die äussere Kolmationsschicht wird wiederum durch Sandablagerungen mit einer Mächtigkeit von 1 - 2 cm gebildet, in deren Oberfläche sich Feinstpartikel abgelagert haben. Weil die Durchlässigkeit von Sandablagerungen relativ gross ist und solche äussere Kolmationsschichten bei bereits geringer Abflusszunahme wieder erodiert werden, ist die Bedeutung solcher Ablagerungen jedoch gering.



*Abbildung 2.32 Kolk- und Ablagerungszonen im Bereich eines grösseren, aus der Sohle herausragenden Steines (Versuch SR7).*



*Abbildung 2.33 Äussere Kolmationsschichten zwischen grösseren Steinen (Versuch Sv2.5).*

### 2.3 ABLAUF DER INNEREN KOLMATION

Basierend auf der Filtrationstheorie (Teil 1, Kapitel 2.2), sowie den Beobachtungen in Natur und im Versuchsstand, können die in einer Flussohle ablaufenden inneren Kolmationsprozesse genauer analysiert werden. In Tabelle 2.5 sind für die in der Filtrationstheorie beschriebenen Transport- und Anlagerungsmechanismen die massgebenden Partikelgrößen, sowie die bevorzugten Ablagerungsorte zusammengestellt. Dabei werden vereinfachend die drei Partikelgruppen fein, mittel und grob gebildet, die sich in etwa mit den gebräuchlichen Fraktionen Ton, Silt und Sand decken. Entsprechend den Erkenntnissen der Filtrationstheorie sind die Transportmechanismen infolge Trägheit und Brown'scher Diffusion unbedeutend und können im folgenden vernachlässigt werden.

*Tabelle 2.5 Bedeutung der verschiedenen Transport- und Anlagerungsmechanismen für verschiedene Partikelgrößen bei der inneren Kolmation.*

<i>Transport- und Anlagerungsmechanismus</i>	<i>Massgebende Partikelgrößen</i>	<i>Ort der Ablagerung</i>
Siebung, Brückenbildung	Sehr bedeutend für <i>gröbere Partikel der Sandfraktion</i> , abnehmend auch für mittelgrosse Partikel	In <i>gut durchströmten Poren</i> vor allem nahe der Oberfläche der Filterschicht und in der Deckschicht
Sedimentation	Vor allem <i>grobe</i> , aber abnehmend auch mittlere und feine Partikel	In <i>schwach durchströmten Poren</i> oder <i>Toträumen</i> der Filterschicht
Einkeilung	<i>Große und mittlere Partikel</i>	<i>Gesamte Filterschicht</i>
Interception	Vor allem <i>mittlere Partikel</i>	Bei <i>Poreneinengungen, Umlenkungen</i> ; über die gesamte Filterschicht wirksam
Van der Waals Kräfte	Ausschliesslich <i>feine Partikel</i>	In der <i>gesamten Filterschicht</i> und zum Teil auch in der Unterschicht
Elektrochemische Oberflächenkräfte	Ausschliesslich <i>feine Partikel</i>	In der <i>gesamten Filterschicht</i> und zum Teil auch in der Unterschicht

Unter der Voraussetzung von natürlichen Korngrößenverteilungen des Sohlenmaterials und der Schwebstoffe, die durch die Kornverteilungen der Abbildungen 2.11 und 1.21 abgedeckt werden, kann der zeitliche Ablauf der inneren Kolmation in drei Phasen eingeteilt und wie folgt beschrieben werden:

**Phase 1 (Abbildung 2.34a und 2.34b):**

- **Dominanter Prozess:** *Grosse Partikel* verstopfen die gröberen Poren durch Siebfiltration (Brückenbildung) oder sedimentieren in Makroporen und Toträumen. Die Durchlässigkeit der Filterschicht reduziert sich dadurch nur mässig, da die neu gebildeten Poren zwischen den abgelagerten grossen Partikeln eine noch gute Durchströmung erlauben. *Dieser Prozess konzentriert sich auf den oberen Bereich der Filterschicht und die Deckschicht.*
- *Mittelgrosse Partikel* lagern sich im Porenraum der Filterschicht ab infolge Sedimentation, Einkeilung und Interception. Wegen den vergleichsweise tiefen Filtergeschwindigkeiten, die in natürlichen Fliessgewässersohlen mit breiter Kornverteilung anzutreffen sind, werden sie nicht in tiefere Schichten transportiert. Sie lagern sich daher ausschliesslich in der Filterschicht ab, wobei die Masse der abgelagerten Partikel mit zunehmender Tiefe abnimmt.
- *Feine Partikel*  $< 2 \mu\text{m}$  werden oberflächlich durch zwischenmolekulare Kräfte und auf der Kornoberseite durch Sedimentation an das Filtermedium angelagert. Die Partikel können in dieser Phase jedoch in grössere Tiefen, also auch in die Unterschicht, eindringen. Ihre Ablagerung beeinträchtigt die Sohlendurchlässigkeit in dieser Phase jedoch kaum. Die Partikel-Konzentration des Filtrats nimmt entsprechend Gleichung 1.3 von Iwasaki (1937) mit der Tiefe exponentiell ab. Dieser Prozess entspricht der klassischen Tiefenfiltration.

**Phase 2 (Abbildung 2.34b und 2.34c):**

Ausgangslage: Die grösseren Poren sind verstopt und durch kleinere ersetzt, die spezifische Oberfläche der Filterschicht deutlich vergrössert und die Filtergeschwindigkeit reduziert.

- *Grosse Partikel* können an der Auffüllung vereinzelter grösserer Porenkanäle noch beteiligt sein. Ansonsten ist ihre Ablagerung auf geschützte Stellen der Deckschicht beschränkt.
- **Dominanter Prozess:** Mittelgrosse Partikel verstopfen durch Siebfiltration und Interception feinere Poren oder sedimentieren in Toträumen und bereits verstopten Porenkanälen. Die Durchlässigkeit erfährt dadurch eine weitere deutliche Abnahme durch die Verkleinerung der Porendurchmesser und die Verlängerung der Porenkanäle (Tortuosität).
- Feine Partikel werden ausschliesslich in der Filterschicht an das Filtermedium und an die in Phase 1 abgelagerten mittleren und grossen Partikel angelagert. Die Durchmesser der feinen und mittleren Poren werden dadurch zunehmend reduziert.

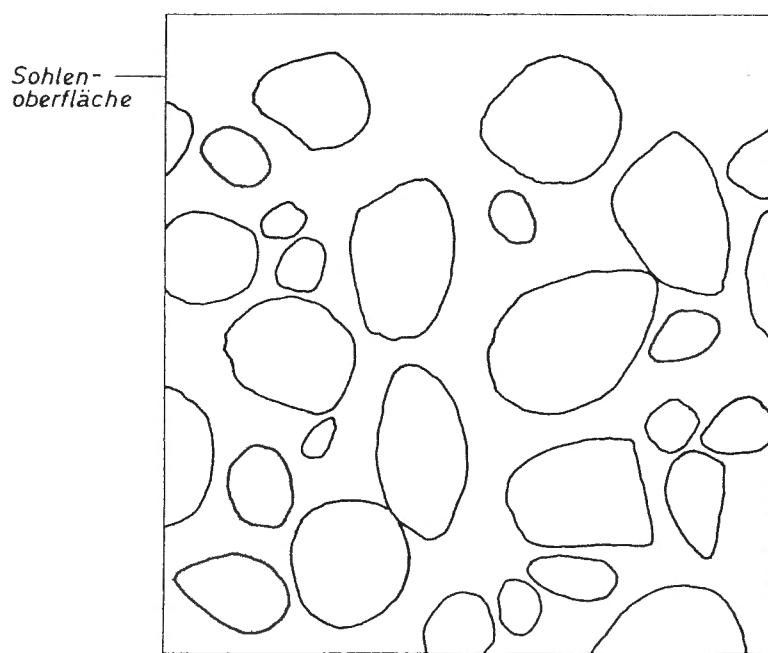


Abbildung 2.34a Ausgangssituation: Unkolmatiertes Korngefüge.

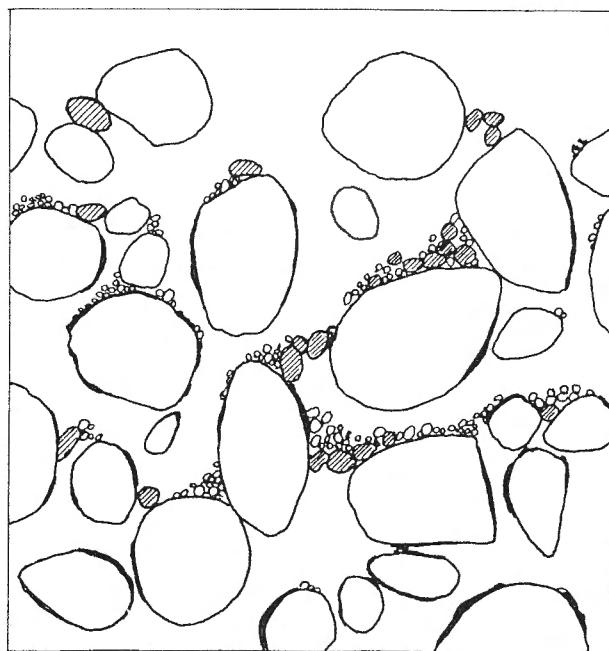


Abbildung 2.34b Feinmaterialablagerungen nach Phase 1. (Schraffur bezeichnet grosse Partikel, leere Kreise mittlere Partikel und fette Linien bezeichnen feine Partikel).

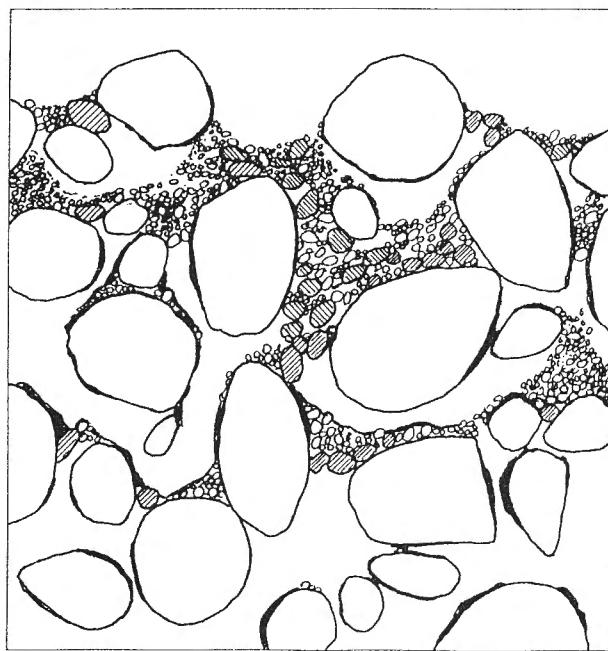


Abbildung 2.34c Feinmaterialablagerungen nach Phase 2.

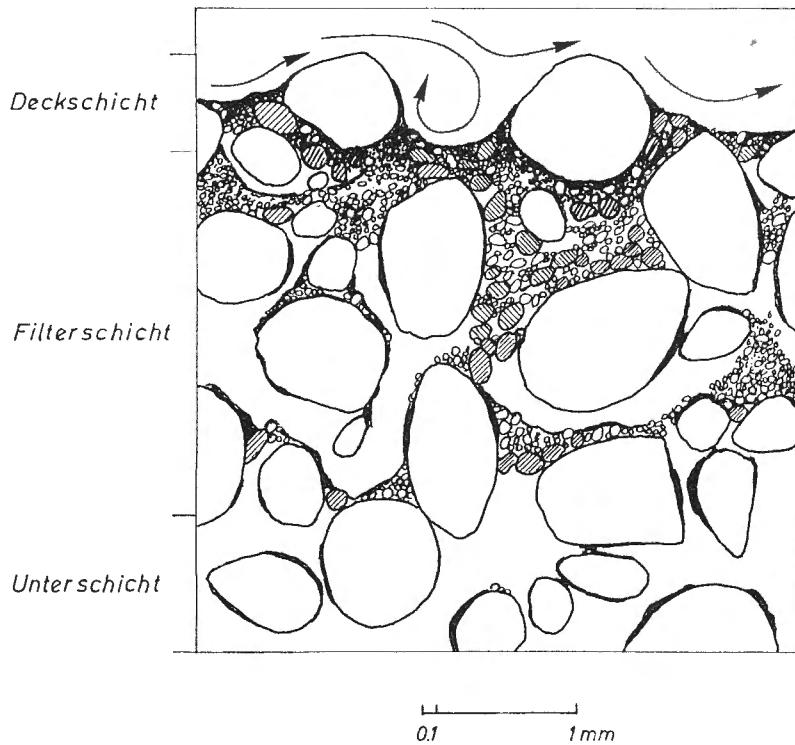


Abbildung 2.34d Feinmaterialablagerungen nach Phase 3.

*Phase 3 (Abbildung 2.34c und 2.34d):*

Ausgangslage: Alle bedeutenden Porenkanäle sind verstopft und bis zur Deckschicht aufgefüllt. Die Filtergeschwindigkeit ist massiv reduziert.

- *Grosse Partikel* kommen kaum mehr zur Ablagerung.
- *Mittelgrosse Partikel* können sich oberflächlich noch vereinzelt zwischen sedimentierten grösseren Partikeln ablagern.
- **Dominanter Prozess:** *Feine Partikel* lagern sich im Poresystem der Filterschicht ab, wodurch die Poren weiter eingeengt werden. An der Filteroberfläche und in der Deckschicht bilden sich Umrandungen, die zu einer weiteren Abdichtung führen. Je kleiner die Filtergeschwindigkeit wird, desto weniger Partikel werden in das Filtermedium transportiert. Die Durchlässigkeit nimmt dadurch immer weniger ab und strebt einem unteren Grenzwert zu. Dieser untere Grenzwert entspricht einem Zustand, wo die Feinpartikel nicht mehr ins Innere der Filterschicht transportiert werden können, sondern an der Grenze von Filter- und Deckschicht ausgeschieden werden. Hier ist jedoch die Schleppkraft des Abflusses noch so stark spürbar, dass sich ein Gleichgewicht zwischen neu abgelagerten und erodierten Feinpartikeln einspielt. Die Durchlässigkeit verändert sich in diesem Zustand nicht mehr.

Der ganze Kolmationsprozess ist natürlich auch von der Verfügbarkeit der drei Feinpartikelgruppen abhängig. Bei eher tiefen Abflüssen ist eventuell zuwenig Sand verfügbar, als dass alle Grobporen aufgefüllt werden. In diesem Fall bildet sich der massgebende Kolmationshorizont nicht nahe der Oberfläche der Filterschicht, sondern im Innern der Filterschicht aus. Bei einer Abflusszunahme verbunden mit einer vergrösserten Schwebstoffzufuhr können die Grobporen später weiter aufgefüllt werden, wodurch sich ein zweiter massgebender Kolmationshorizont ausbilden kann.

Die erste Phase ist bei genügender Schwebstoffzufuhr rasch abgeschlossen und die Durchlässigkeitsabnahme ist wegen der vergleichsweise hohen Durchlässigkeit von Feinsand eher gering. Demgegenüber führt Phase 2 zu einer länger dauernden massiven Durchlässigkeitsabnahme, die massgebend ist für das starke Absinken des Sickerwasserabflusses in den ersten Tagen nach Einsetzen der Kolmation. Phase 3 betrifft die fortgesetzte geringe Durchlässigkeitsabnahme, die einem unteren Grenzwert zustrebt.

### 3. KOLMATIONSVERSUCHE

---

#### 3.1 VERSUCHSPROGRAMM

Die Kolmationsversuche betreffen alle Experimente in der Rinne mit freiem Abfluss, bei denen die Durchlässigkeit der Sohle mit der Zeit sinkt. Dies trifft im Prinzip zu für alle Abflusszustände mit einer Infiltration von Flusswasser, bei denen ein bestimmter Grenzwert der Sohleinschubspannung nicht überschritten wird. Die Bestimmung dieses Grenzwerts ist Gegenstand von Kapitel 4.

Tabelle 2.6 gibt einen Überblick aller Kolmationsversuche mit den wichtigsten Randbedingungen:

- Q** Rinnenabfluss
- C** Schwebstoffkonzentration. Bei den kursiv gedruckten Zahlen handelt es sich um den Durchschnittswert einer über die Versuchsdauer schwankenden Schwebstoffkonzentration
- h** Abflusstiefen im ersten und im zweiten Messquerschnitt (MQ1 und MQ2)
- i** Hydraulischer Gradient der Sickerströmung
- v** Kinematische Zähigkeit des Wassers

In Kapitel 3.2 werden die Versuchsresultate aufgearbeitet, sodass sie miteinander verglichen und weiter verarbeitet werden können. Außerdem wird eine Beziehung für die Kolmationstiefe aufgestellt. Mit der Dimensionsanalyse von Kapitel 3.3 werden verschiedene dimensionslose Größen hergeleitet, welche als Einflussgrößen der Kolmation in Frage kommen. In Kapitel 3.4 wird aufbauend auf der Filtrationstheorie eine Kolmationsgleichung erarbeitet, aufgrund derer sich die Abnahme des Sickerabflusses und der Durchlässigkeit berechnen lässt.

Einen besonderen Stellenwert haben Versuche bei ungesättigter Infiltration, bei einer Grundwasserexfiltration, bei Geschiebetransport sowie Versuche, die nach einer Austrocknung der Sohle durchgeführt worden sind. All diese Versuche sind in Tabelle 2.6 speziell gekennzeichnet. Ihre Auswertung und die Interpretation erfolgt in Kapitel 3.5.

In Kapitel 3.6 werden die Versuchsresultate bezüglich des unteren Grenzwerts der Kolmation ausgewertet. Dabei resultiert eine Beziehung für die minimal zu erwartende Sohlendurchlässigkeit.

Tabelle 2.6 Zusammenstellung aller Kolmationsversuche.

Sohlenmaterial	Versuch	Q [l/s]	C [mg/l]	h MQ1 [m]	MQ2 [m]	i MQ1 [-]	MQ2 [-]	Vers. Dauer [h]	v •10 <sup>-6</sup> [m <sup>2</sup> /s]
Sennwald	Sw1.1	15	25	0.060	0.070	0.36	0.39	76	1.07
	Sw1.2	15	70	0.060	0.070	0.36	0.39	50	1.07
	Sw1.3	15	90	0.060	0.070	0.36	0.39	40	1.07
	Sw2	53	350	0.105	0.175	0.43	0.57	168.5	1.07
	Sw3.1	53	500	0.120	0.140	0.36	0.39	69.5	1.07
	Sw3.2	95	650	0.167	0.190	0.49	0.54	50	1.07
	Sw3.3	135	1200	0.200	0.220	0.53	0.58	45	1.07
	Sw3.4	95	700	0.200	0.200	0.53	0.55	58	1.07
	Sw4	15	15	0.085	0.070	0.59	0.60	62.5	
	Sw5	95	400	0.210	0.190	0.41	0.42	137	1.01
	Sw6.1	53	50	0.150	0.140	0.42	0.43	124.5	1.01
	Sw6.2	53	110	0.150	0.140	0.42	0.43	63.5	1.01
	Sw6.3	53	190	0.150	0.140	0.42	0.43	74.5	1.01
	Sw6.4	53	250	0.150	0.140	0.42	0.43	71.5	1.01
	Sw6.5	53	400	0.150	0.140	0.42	0.43	70.5	1.01
Sevelen	Sv1	24	120	0.075	0.100	0.22	0.26	389	0.93
	Sv2.1	24	130	0.080	0.100	0.57	0.63	91.5	0.93
	Sv2.2	46	180	0.110	0.140	0.61	0.69	24.5	0.93
	Sv2.3	60	600	0.135	0.155	0.64	0.71	23.5	0.93
	Sv2.4	68	650	0.150	0.160	0.66	0.72	24	0.93
	Sv2.5	76	450	0.150	0.160	0.64	0.71	26.5	0.93
	Sv3	115	685	0.195	0.180	0.68	0.71	49	0.97
Sevelen reduziert	SR1	30	110	0.08	0.105	0.69	0.83	171	1.07
	SR2	100	375	0.160	0.170	0.81	0.93	147	1.07
	SR3	30	80	0.095	0.068	0.27	0.37	287	1.07
	SR4	30	8	0.074	0.081	0.73	0.80	258	1.01
	SR5	60	50	0.111	0.109	0.74	0.81	72.5	1.01
	SR6 (1)	30	180	0.079	0.095	-0.12	-0.15	138.5	1.01
	SR7.1 (2)	60	180	0.119	0.116	-	-	164	0.97
	SR7.2 (2)(3)	60	240	0.135	0.100	-	-	2.3	0.97
	SR8.1 (2)	60	180	0.122	0.120	-	-	75	0.97
	SR8.2 (2)(4)	60	150	0.135	0.105	-	-	2.8	0.97
	SR9.1	60	180	0.140	0.100	0.78	0.75	18.5	0.97
	SR9.2 (5)	60	180	0.140	0.095	-	-	5.4	0.97
	SR9.3 (3)	60							0.97
Labor Korn- verteilung 1	KV1-1	6	90	0.019	0.025	0.096	0.080	144.5	0.97
Labor Korn- verteilung 2	KV2-1	30	75	0.079	0.076	0.23	0.23	259	0.93
	KV2-2	20	85	0.057	0.058	0.59	0.62	121.5	0.93
	KV2-3	15	15	0.047	0.046	0.19	0.20	452	0.93
Töss	TO1	60	170	0.123	0.118	0.39	0.41	111.5	0.93
	TO2	20	90	0.064	0.073	0.15	0.17	119	0.93

(1) Grundwasserexfiltration

(2) Perkolative Versickerung (ungesättigte Infiltration)

(3) Geschiebetransport

(4) Versuch nach Trockenfallen der Sohle

(5) Stufenweiser Anstieg des Grundwasserspiegels (Infiltration - Exfiltration)

## 3.2 DATENAUFBEREITUNG

### 3.2.1 Hydraulische Parameter der Gerinneströmung

Als mögliche Einflussgrößen der Kolmation werden die mittlere Fliessgeschwindigkeit  $v_m$ , die Froude-Zahl  $Fr$  und die dimensionslose Sohleinschubspannung  $\Theta$  berechnet. Weil die Sohle im Längenprofil Unregelmässigkeiten aufweist, müssen diese drei Grössen für die zwei Messquerschnitte separat bestimmt werden. Das heisst, es werden die *lokalen* hydraulischen Parameter über jedem Messquerschnitt gesucht.

Bei allen Versuchen sind der Abfluss und die Kornrauhigkeit der Sohle vergleichsweise exakt vorgegeben. Als dritte Grösse kann entweder die Abflusstiefe, das (Energielinien-) Gefälle oder der vertikale Geschwindigkeitsgradient gemessen werden. Ist einer dieser drei Grössen bekannt, so können die restlichen gesuchten Parameter bestimmt werden.

Das *lokale Energielinien- oder Wasserspiegelgefälle* lässt sich nicht befriedigend genau messen. Während eines Hochwasserversuches ist bei verschiedenen Abflüssen über jedem Messquerschnitt an fünf parallel verlaufenden Längsprofilen das Wasserspiegelgefälle gemessen und anschliessend gemittelt worden. Diese gemittelten Wasserspiegel-Längsprofile weisen grössere Schwankungen auf und können über eine kürzere Strecke ansteigen oder plötzlich um mehrere Zentimeter abfallen (einen Eindruck dieses Phänomens zeigt die Graphik im Anhang 2.1). Die Ursache für diesen vergleichsweise extrem unregelmässigen und unruhigen Wasserspiegel liegt in der kleinen relativen Rauigkeit  $Z = h / d_{90}$ . Die Verhältnisse sind etwa mit denjenigen in einem Gebirgsbach vergleichbar.

In einem weiteren Versuch sind an 15 über jeden Messquerschnitt verteilten Punkten (Abbildung 2.35) *vertikale Geschwindigkeitsprofile* aufgenommen worden. Die Messung erfolgte mit einem Pitotrohr, das einen Aussendurchmesser von 5 mm und eine der Strömung zugewandte Öffnung von 0.6 mm aufweist. Unter Annahme der Richtigkeit einer logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung lässt sich die Schubspannungsgeschwindigkeit  $v_*$  aus den Fliessgeschwindigkeiten an zwei verschiedenen Punkten über der Sohle aus folgender Formel berechnen, wobei  $z_1$  und  $z_2$  die Abstände der zwei Punkte zur Sohleoberfläche darstellen:

$$v_* = \frac{1}{5.75} \frac{(v_1 - v_2)}{(\log z_1 - \log z_2)} \quad (2.5)$$

Die Schubspannungsgeschwindigkeit ist also proportional der Steigung der Geraden in einem  $v / \log(z)$  - Diagramm. Mit  $v_*$  lassen sich anschliessend auf iterativem Weg die anderen gesuchten hydraulischen Grössen bestimmen. In Anhang 2.2 ist die halblogarithmische Darstellung eines über fünf Messpunkten gemittelten vertikalen Geschwindigkeits-

profils zu sehen. Zusätzlich sind für verschiedene Punktekombinationen die nach Gleichung 2.5 resultierenden Schubspannungsgeschwindigkeiten angegeben. Die Schwierigkeit dieses Verfahrens liegt darin, dass die vertikale Geschwindigkeitsverteilung nur bedingt logarithmisch verteilt ist und bereits kleinere Unregelmässigkeiten zu einer grösseren Änderung von  $v_*$  führen. Die nur näherungsweise erfüllte logarithmische Geschwindigkeitsverteilung dürfte wiederum in der kleinen relativen Rauhigkeit und anderseits auch in der unregelmässigen Sohleoberfläche begründet sein. Die Berechnung der hydraulischen Parameter über vertikale Geschwindigkeitsprofile liefert im vorliegenden Fall unbefriedigende Resultate.

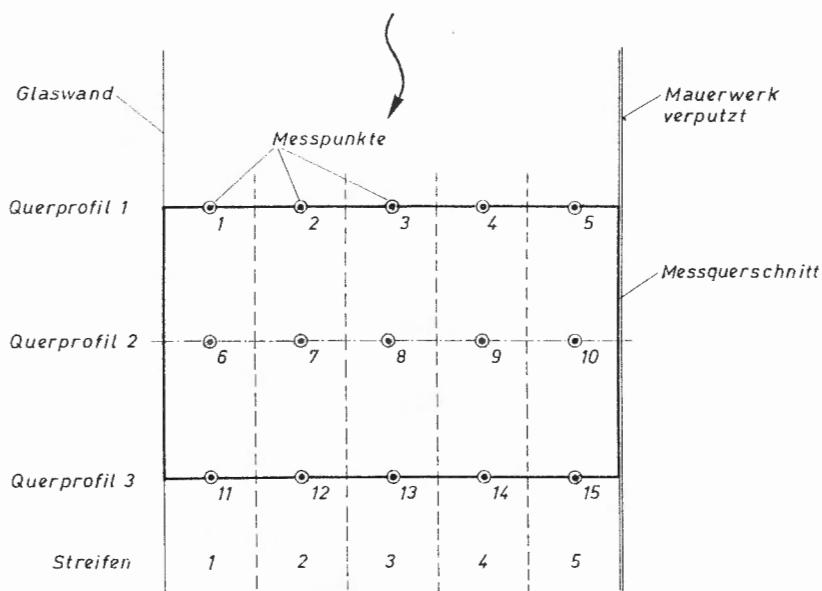


Abbildung 2.35 Verteilung der Messpunkte über einen Messquerschnitt.

Am besten geeignet für die Berechnung der hydraulischen Parameter erwies sich die Verwendung der *mittleren Abflusstiefe* durch Vermessung der Sohlenlage und des Wasserspiegels. Dabei ist an den 15 Punkten gemäss Abbildung 2.35 mit einem Stechpegal der Wasserspiegel und mit einem Plättchen (vgl. Teil 1, Kapitel 3.5.4) die Sohle abgegriffen worden. Die Differenz zwischen der gemittelten Wasserspiegellage und der gemittelten Sohlenlage ergibt die mittlere Abflusstiefe. Die Genauigkeit dieser Methode ist für einen Versuch anhand von Geschwindigkeitsmessungen überprüft worden (vgl. Anhang 2.3). Dabei ist über den 15 Messpunkten in verschiedenen Tiefen mit dem Pitotrohr die Fliessgeschwindigkeit erfasst und anschliessend in jedem Streifen die mittlere Fliessgeschwindigkeit bestimmt worden. Zusammen mit der bekannten Abflusstiefe konnte anschliessend für jeden Streifen das Gefälle, der Abfluss und die dimensionslose Sohlenschubspannung berechnet werden. Die Summe der Teilabflüsse in den fünf Streifen sollte mit dem einge-

stellten Rinnenabfluss übereinstimmen. Die Differenz zwischen dem Soll- und dem Istwert beträgt 3.4 %. Vergleicht man die über alle fünf Streifen gemittelten hydraulischen Größen  $v_m$ ,  $J$  und  $\Theta$  mit denjenigen aus der Berechnung über die gemittelte Abflusstiefe, so liegt die Abweichung generell unter 5 %. Aufgrund dieser Kontrolle sind die interessierenden Größen über die vergleichsweise einfach zu bestimmende mittlere Abflusstiefe ermittelt worden.

Die *hydraulischen Berechnungen* beruhen also auf den gemessenen Größen Abfluss, mittlere Abflusstiefe und dem  $d_{90}$  des Sohlenmaterials. Es wird angenommen, dass über den Messquerschnitten Normalabfluss herrscht. Über der Sohle wird das logarithmische Fliessgesetz und im Wandeinflussbereich die Strickler-Formel mit einem  $k$ -Wert von  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  angewendet. Dabei wird in allen drei Teilquerschnitten eines Profils die Erfüllung der Kontinuitätsgleichung  $Q_i = v_m F_i$  gefordert. Das Rechenschema mit den Formeln ist im Anhang 2.4 zu finden. Die dimensionslose Sohlenschubspannung ergibt sich ferner aus:

$$\Theta = \frac{R_s J}{(s - 1) d_{90}} \quad (2.6)$$

### 3.2.2 Hydraulische Parameter der Sickerströmung

Die Sickerströmung durch eine alluviale Fliessgewässersohle liegt in der Regel im Gültigkeitsbereich des Darcy-Gesetzes (vgl. Teil 1, Kapitel 3.4.2)

$$v_F = k i, \quad (2.7)$$

wobei  $v_F$  die Filtergeschwindigkeit,  $k$  den Durchlässigkeitskoeffizienten nach Darcy und  $i$  den Gradienten der Sickerströmung darstellt. Die Filtergeschwindigkeit entspricht dem Sickerwasserabfluss pro Flächeneinheit. Der Gradient  $i$  der Strömung zwischen zwei Punkten 1 und 2 wird bestimmt aus den Porenwasserdrücken  $h_{p1}$  und  $h_{p2}$ , sowie dem Abstand der zwei Punkte voneinander. Gemäss den Bezeichnungen von Abbildung 2.36 ergibt sich der Gradient aus

$$i = \frac{(z_1 + h_{p1}) - (z_2 + h_{p2})}{(z_1 - z_2)} \quad (2.8)$$

In der Versuchsanlage sind in beiden Messbehältern der Sickerwasserabfluss und die Porenwasserdrücke in verschiedenen Höhenlagen, gemessen worden. Zusammen mit den vorgegebenen Größen  $z_i$  lässt sich der  $k$ -Wert aus obigen Formeln für verschiedene Schichten berechnen.

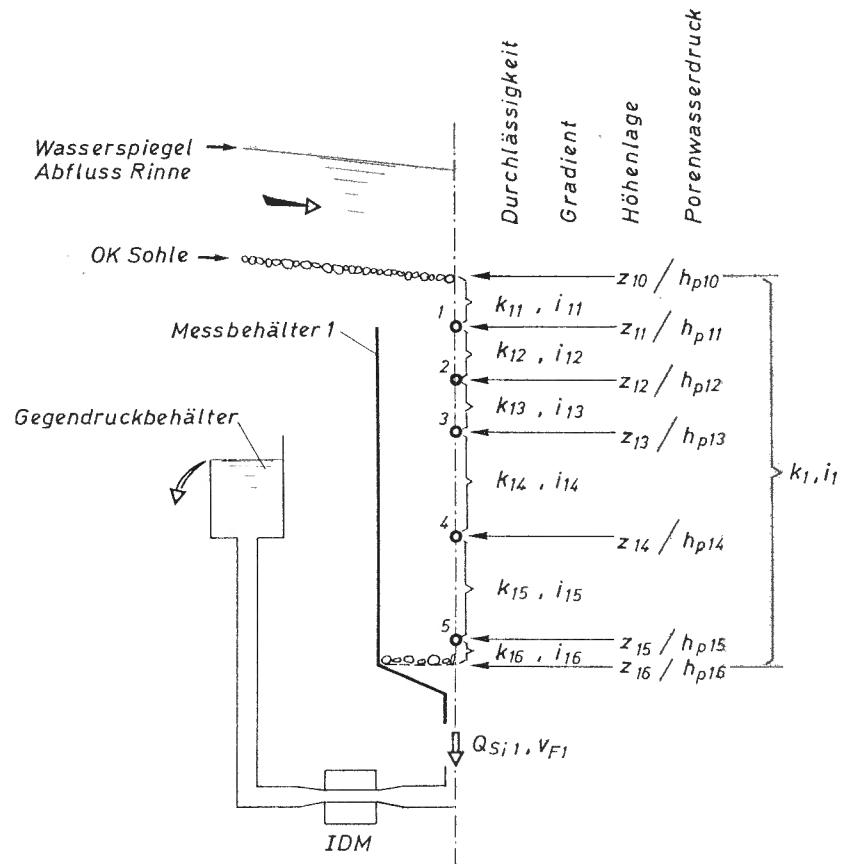


Abbildung 2.36 Indices der verwendeten Größen zur Bezeichnung der einzelnen Schichten im ersten Messbehälter (1). Zur Bezeichnung des unteren Messbehälters wird der erste Index zu 2 gesetzt.

### 3.2.3 Tiefe der Kolmationsschicht (Deck- und Filterschicht)

Die innere Kolmation einer Fliessgewässersohle beschränkt sich auf eine bestimmte, oberflächennahe Schicht, deren Mächtigkeit von der Kornverteilung und der Porosität des Sohlenmaterials abhängig ist (vgl. Teil 1, Kap. 2.4). Die oberste, im Versuchsstand erfasste Schicht zwischen der Sohleoberfläche und der ersten Porenwasserdruckmessung weist nach einer Änderung der Sohlenlage infolge eines Hochwasserversuchs eine andere Mächtigkeit auf; sie umfasst in der Regel die Kolmationsschicht und einen gewissen Teil des tieferliegenden Sohlenkörpers. Die Durchlässigkeit dieser Schicht stimmt daher nicht mit der Durchlässigkeit der Kolmationsschicht überein und die Abweichung ändert sich von Versuch zu Versuch.

Damit die Versuchsresultate verglichen werden können, ist die Durchlässigkeit in Bezug zu einer bestimmten Schichtstärke zu setzen. Für die Festlegung dieser Schichtstärke werden folgende Kriterien berücksichtigt:

- Die Schichtstärke sollte grösser oder gleich der zu erwartenden Mächtigkeit der inneren Kolmation sein.
- Die Schichtstärke soll abhängig sein von der Korngrössenverteilung des Sohlenmaterials.
- Die Schichtstärke soll einfach festzulegen sein.

Ferner wird berücksichtigt, dass bei feinkörnigen Sohlen die Kolmations-tiefe mehrere Korndurchmesser erreichen kann, bei breiter Kornver-teilung mit grossem  $d_{90}$  sich jedoch hauptsächlich auf die Bereiche mit kleineren Körnern beschränkt und daher, bezogen auf einen charakte-ristischen Durchmesser  $d_i$ , ein geringeres Vielfaches von  $d_i$  erreicht. In Abbildung 2.37 ist dieses Phänomen dargestellt. Die massgebende Schichtstärke kann daher beispielsweise durch eine Funktion der Form  $h_k = a \cdot d_i + b$  ausgedrückt werden, wobei a und b Konstanten sind. Als charakteristischer Durchmesser scheint der mittlere Durchmesser  $d_m$  geeignet zu sein. Einerseits reagiert  $d_m$  nicht extrem auf das Vorhanden-sein einzelner grosser Komponenten (wie das beispielsweise  $d_{90}$  täte) und anderseits ist  $d_m$  eine Grösse, die bereits für die Berechnung des Ge-schiebetransports ermittelt wird.

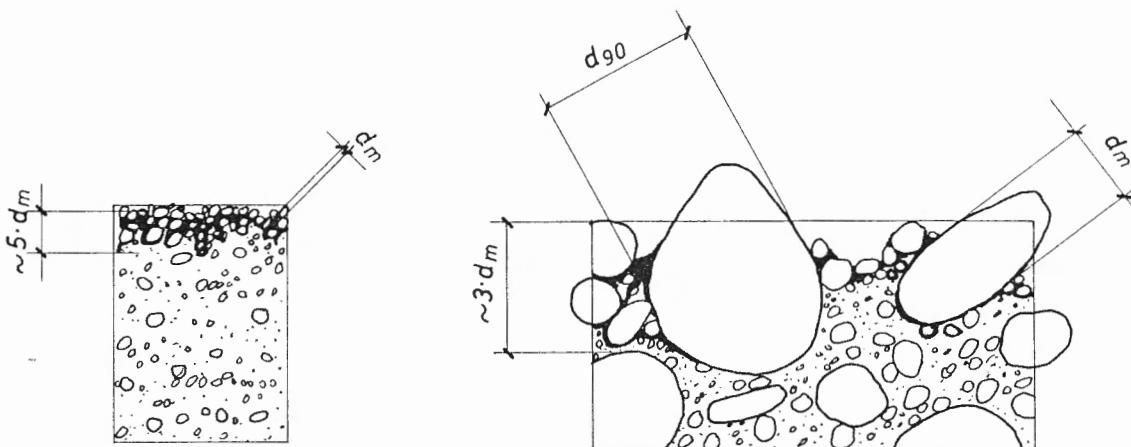


Abbildung 2.37 Ausdehnung der inneren Kolmation bei feinkiesigen (links) und grobkörnigen Sohlen (rechts) mit einer breiten Kornverteilung in Relation zum mittleren Korndurchmesser  $d_m$  (keine massstäbliche Zeichnung).

Gemäss den Beobachtungen anderer Autoren (vgl. Teil 1, Kap. 2.4) liegt die Kolmationstiefe für Sohlenmaterial mit einem  $d_{90} < 20$  mm unter  $3d_{90}$ . Bei gröberem Sohlenmaterial, wie es in der Versuchsrinne einge-baut worden ist ( $d_{90}$  um 50 mm), liegt die Kolmationstiefe hingegen unter

(1-2)• $d_{90}$ . Ausgedrückt über den mittleren Durchmesser  $d_m$  kann daraus beispielsweise folgende einfache Beziehung für die massgebende Stärke der Kolmationstiefe abgeleitet werden

$$h_k = 3 d_m + 0.01 \quad (2.9)$$

mit  $d_m$  und  $h_k$  in [m]. In Tabelle 2.7 sind einige Wertepaare  $(d_m; h_k)$ , sowie der Quotient  $h_k/d_m$ , aufgelistet. Es zeigt sich, dass für feine Mischungen die massgebende Schichtstärke um  $5 \cdot d_m$  liegt und sich bei groben Mischungen asymptotisch an  $3 \cdot d_m$  annähert. Mit Gleichung 2.9 dürfte - für die im Schweizer Mittelland und Voralpengebiet häufigen Kornverteilungen - auch etwa die maximale Tiefe der inneren Kolmation abgeschätzt werden können.  $h_k$  wird daher im folgenden vereinfachend als **Kolmationstiefe** bezeichnet, sie umfasst die aufsummierte Mächtigkeiten der Deck- und Filterschicht.

*Tabelle 2.7 Mittlere Korndurchmesser  $d_m$ , Kolmationstiefe  $h_k$  und Vergrösserungsfaktor  $h_k/d_m$  für gebräuchliche Korndurchmesser.*

$d_m$ [mm]	$h_k$ [mm]	$h_k/d_m$ [-]
5	25	5
10	40	4
20	70	3.5
50	160	3.2
100	310	3.1

Die Durchlässigkeit der obersten Sohle mit der Stärke  $h_k$  lässt sich aus den gemessenen Größen berechnen. Der k-Wert eines zweischichtigen Sohlenkörpers, der senkrecht zur Grenzfläche durchströmt wird, berechnet sich bekanntlich aus

$$k_{mv} = \frac{\sum d_i}{\frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2}} \quad (2.10)$$

Gesucht ist die Größe  $k_1$ ;  $d_1$  entspricht der Kolmationstiefe  $h_k$ . Wenn  $h_k$  kleiner als  $z_0 - z_1$  ist, so bezeichnen die übrigen Größen

$d_2$  Differenz zwischen der im Messbehälter erfassten obersten Schicht und der Kolmationstiefe:  $d_2 = (z_0 - z_1) - h_k$ .

$k_2$  Mittlerer k-Wert der Mischung, berechnet nach Kozeny (Gleichungen 2.2 und 2.3)

$\sum d_i$  Mächtigkeit der obersten Schicht zwischen der Sohleoberfläche und dem Ort der ersten Porenwasserdruck-Messung:

$$\Sigma d_i = d_1 + d_2 = z_0 - z_1$$

$k_{mv}$  Durchlässigkeit der obersten im Messbehälter erfassten Schicht

Wird Gleichung 2.10 nach  $k_1$  umgeformt, so ergibt sich

$$k_1 = \frac{d_1 k_{mv} k_2}{k_2 \Sigma d_i - k_{mv} d_2} \quad (2.11)$$

Falls  $h_k$  grösser als die oberste im Messbehälter erfasste Schicht ist, erfolgt die Korrektur ebenfalls nach Formel 2.10, wobei  $d_1$ , resp.  $k_1$ , die Dicke und die gemessene Durchlässigkeit der obersten Schicht darstellen und  $d_2$ , resp.  $k_2$ , die entsprechenden Werte für die darunterliegende Schicht der Stärke  $h_k - d_1$ , die einen mittleren  $k$ -Wert, der nach Kozeny bestimmt werden kann, aufweist.

### 3.3 DIMENSIONSANALYSE

Ein physikalisches Phänomen wird durch eine bestimmte Anzahl von einander unabhängiger Parameter gekennzeichnet. Die Dimensionsanalyse erlaubt es, aus diesen Parametern *dimensionslose* hydraulische Kennzahlen herzuleiten, die es erleichtern, Gleichungen zu finden, die bezüglich ihrer Dimensionen homogen sind. Die Form einer Gleichung zwischen den dimensionslosen Kennzahlen muss durch den Versuch oder physikalische Überlegungen bestimmt werden (Knapp, 1960). Die dimensionslose Darstellung eines Phänomens hat folgende Vorteile (Yalin, 1971):

- Sie ermöglicht die korrekte Wiedergabe eines Naturgesetzes, wo die Darstellungsart unabhängig von den gewählten Grundeinheiten Länge, Zeit und Masse ist.
- Sie ist eine Funktion einer reduzierten Anzahl (-3) von Variablen.
- Ihr numerischer Wert ist nicht vom gewählten Einheiten-System abhängig.
- Die hergeleitete Gleichung gilt für alle vergleichbaren Fälle, bei welchen die dimensionslosen hydraulischen Kennzahlen im selben Bereich liegen. Die Kennzahlen sind damit gleichzeitig die Ähnlichkeitskriterien des untersuchten Phänomens.

In den Rinnenversuchen wird der Abfluss und der Feststofftransport im Gerinne, sowie die Sickerströmung durch die Gerinnesohle nachgebildet. Die massgebenden, die Kolmation beeinflussenden unabhängigen n Parameter sind demnach

- die *Flüssigkeit* (Wasser), die durch die Zähigkeit  $\nu$  und die Dichte  $\rho_w$ , charakterisiert wird,
- die Dichte  $\rho_s$  und die Kornverteilung des *Sohlenmaterials*. Die Kornverteilung wird definiert durch bestimmte charakteristische Korndurchmesser  $d_i$  dieses Materials. Als charakteristische Durch-

messer werden das  $d_{10}$  und das  $d_m$  verwendet.  $d_{10}$  stellt derjenige Durchmesser von Körnern einer Mischung dar, der grösser oder gleich dem Durchmesser von 10 Gewichtsprozent der Körner der gesamten Mischung ist.  $d_m$  ist der sogenannte mittlere Korndurchmesser einer Mischung; er wird in den meisten gebräuchlichen Transportformeln verwendet,

- eine die *Strömung* des Fließgewässers charakterisierende Grösse. Als massgebend wird die Schubspannungsgeschwindigkeit  $v_* = (g R J)^{1/2}$  verwendet,
- die *Schwebstoffkonzentration C*,
- der *hydraulische Gradient* der Sickerströmung  $i$ ,
- die *Erdbeschleunigung g*. Anstelle der Erdbeschleunigung wird, um eine Übereinstimmung mit bekannten dimensionslosen Kennzahlen zu erreichen, das spezifische Gewicht des Sohlenmaterials unter Wasser bei hydrostatischer Druckverteilung verwendet:  $\gamma_s' = g(\rho_s - \rho_w)$
- und die *Zeit t*.

Als Mass für die Kolmation einer Sohle kann beispielsweise der spezifische Filterwiderstand  $r$  oder die Durchlässigkeit  $k$  nach Darcy verwendet werden. Diese charakteristische Grösse des Phänomens, die vorläufig mit  $KOL$  bezeichnet sei, wird damit eine Funktion der 10 unabhängigen Parameter:

$$KOL = f_k(v, \rho_w, d_{10}, d_m, \rho_s, v_*, C, i, \gamma_s', t) \quad (2.12)$$

Die dimensionslose Form dieser Beziehung kann durch das Verfahren, das als  $\Pi$ -Theorem bezeichnet wird, gefunden werden. Aus den  $n$  unabhängigen Parametern  $(a_1, a_2, \dots, a_n)$  werden 3 Basis-Grössen  $(a_1, a_2, a_3)$  ausgewählt. Die dimensionslosen Kennzahlen  $X_i$  ergeben sich durch die Bildung eines Potenzproduktes aus diesen 3 Basis-Grössen und je einer der restlichen  $N = n - 3$  unabhängigen Parametern  $a_k$ :

$$X_i = a_1^{x_i} \cdot a_2^{y_i} \cdot a_3^{z_i} \cdot a_k^{m_i} \quad (2.13)$$

Wird der Exponent  $m_i$  frei gewählt, so ergeben sich die anderen Exponenten  $x_i$ ,  $y_i$  und  $z_i$  durch die Auflösung des Gleichungssystems

$$\begin{aligned} \alpha_1 \cdot x_j + \alpha_2 \cdot y_j + \alpha_3 \cdot z_j &= -\alpha_{j+3} \cdot m_j \\ \beta_1 \cdot x_j + \beta_2 \cdot y_j + \beta_3 \cdot z_j &= -\beta_{j+3} \cdot m_j \\ \gamma_1 \cdot x_j + \gamma_2 \cdot y_j + \gamma_3 \cdot z_j &= -\gamma_{j+3} \cdot m_j \end{aligned} \quad (2.14)$$

$\alpha_i$ ,  $\beta_i$  und  $\gamma_i$  sind gegeben durch die Masseinheiten der Basis-Grössen

$$[a_i] = L^{\alpha_i} \cdot T^{\beta_i} \cdot M^{\gamma_i} \quad (2.15)$$

des Parameters  $a_i$  mit  $i = 1..3$ . Damit lassen sich die Exponenten  $x_j$ ,  $y_j$  und  $z_j$  eindeutig bestimmen.

Als Basis-Größen werden  $\rho_w$ ,  $\gamma'_s$  und  $d_m$  verwendet. Es sind dies Größen, die für ein vorgegebenes Sohlenmaterial konstant sind, das heißt für eine Versuchsserie mit einem bestimmten Sohlenmaterial nicht ändern. Der Einfluss der restlichen  $N$  unabhängigen Parameter wird je in einer dimensionslosen Größe  $X_i$  berücksichtigt. Wird in einem Versuch also nur ein Parameter geändert, so ändert sich auch bloss eine dimensionslose Variable.

Werden die Exponenten der Gleichung (2.13) mit Hilfe des Gleichungssystems (2.14) für alle  $N$  unabhängigen Parameter aufgelöst, so ergeben sich die folgenden sieben dimensionslosen Kennzahlen:

$$X_v = \frac{\gamma_s^{1/2} \cdot d_m^{3/2}}{v \cdot \rho_w^{1/2}} = \frac{[g (s-1) d_m]^{1/2}}{v} d_m = Re \quad (2.16)$$

$$X_{d_{10}} = \frac{d_{10}}{d_m} \quad (2.17)$$

$$X_{\rho_s} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (2.18)$$

$$X_{v_*} = \frac{v_*^2 \cdot \rho_w}{\gamma_s' \cdot d_m} = \frac{RJ}{(s-1) d_m} = \Theta \quad (2.19)$$

$$X_C = \frac{C}{\rho_w} \quad (2.20)$$

$$X_i = i \quad (2.21)$$

$$X_t = \frac{t \cdot \gamma_s'^{1/2}}{\rho_w^{1/2} \cdot d_m^{1/2}} \quad (2.22)$$

Von diesen sieben dimensionslosen Kennzahlen entspricht  $X_v$  einer Reynoldszahl. Der Klammerausdruck  $[g (s-1) d_m]^{1/2}$  ist proportional der Sinkgeschwindigkeit eines turbulent umströmten Einzelkorns (des Sohlenmaterials) im ruhenden Wasser

$$v_s = \left[ \frac{4}{3} c_D (s-1) g d \right]^{1/2}, \quad (2.23)$$

mit  $c_D = \text{konstant}$ .  $X_v$  kann damit auch geschrieben werden als

$$Re = \left[ \frac{4}{3 c_D} \right]^{1/2} \frac{v_s d_m}{v}, \quad (2.24)$$

woraus sich der herkömmliche Aufbau einer Reynoldszahl klar erkennen lässt. Diese Reynoldszahl ist eine Funktion der Zähigkeit (und damit der Wassertemperatur) sowie des mittleren Korndurchmessers des Sohlenmaterials. Dementsprechend beschreibt  $Re$  den Einfluss der Zähigkeit auf die Kolmationsprozesse des untersuchten Sohlenmaterials.  $Re$  ist unabhängig von den die Kolmation bedingenden Feinpartikeln.

Grundsätzlich muss davon ausgegangen werden, dass die Kolmation durch die Kornverteilung der Schwebstoffe massgebend mitgeprägt wird. Eigentlich hätte daher die Dimensionsanalyse durch einen charakteristischen Durchmesser der Schwebstoffpartikel erweitert werden müssen. Die Analyse der Kornverteilungen von Schwebstoffproben sowohl in Natur als auch bei verschiedenen Abflussbedingungen in der Versuchsrinne zeigte jedoch, dass

- die feinsten für die Abdichtung der Sohle massgebenden Partikel der Silt- und Tonfraktion immer im Abfluss enthalten sind,
- die Form ihrer Kornverteilung praktisch immer ähnlich verläuft (vgl. Abbildung 1.21)
- und hauptsächlich - in Abhängigkeit des Gerinneabflusses (und weiterer Parameter des Einzugsgebietes) - das Vorhandensein und der Anteil der gröberen Partikel (Sandfraktion) variiert.

Als Ausnahmefall müssen die Fließstrecken unterhalb von Seen betrachtet werden, solange kein Zufluss mit signifikanter Schwebstoffzufuhr erfolgt.

Aus diesen Gründen ist bereits in der Dimensionsanalyse auf die Berücksichtigung der Korngrößenverteilung der Schwebstoffpartikel verzichtet worden. Zu diesem Entscheid hat ausserdem dazu beigetragen, dass ein Konstanthalten der gewünschten Kornverteilung im Rinnenabfluss versuchstechnisch ausgesprochen schwierig ist. Es versteht sich von selbst, dass die Versuchsergebnisse nur auf vergleichbare Kornverteilungen übertragen werden dürfen und damit beispielsweise für die Beurteilung von synthetisch durchgeführten Versuchen mit Einkornmischungen (der Schwebstoffe und des Sohlenmaterials) nicht herangezogen werden sollten.

$X_{d10}$  berücksichtigt die Kornverteilung des Sohlenmaterials und dabei insbesondere den Einfluss des Feinmaterial-Anteils auf die Kolmation.  $X_{ps}$  kann unter der Voraussetzung, dass nur Material der gleichen Dichte betrachtet wird, vernachlässigt werden. Die vierte dimensionslose Variable  $X_{v*}$  ist identisch mit der als Shields-Faktor bekannten Größe  $\Theta$ . Diese ist ein Mass für die Belastung der Sohleoberfläche durch die Schleppkraft der Strömung sowie der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen. Mit der Variablen  $X_C$  wird der Einfluss der Schwebstoffkonzentration des Abflusses auf die Kolmation erfasst.  $X_i$

berücksichtigt für gesättigte Porenwasserverhältnisse den Einfluss der Grundwasserspiegellage. Als zeitabhängiger Prozess ist die Kolmation ferner von  $X_t$  abhängig, einer dimensionslosen Kennzahl, die in ähnlicher Form als Strouhal-Zahl bekannt ist.

Das dimensionslose Äquivalent zur Funktion 2.12 ergibt sich damit zu

$$\Pi_{KOL} = f \left( \frac{[g(s-1)d_m]^{1/2} d_m}{v}, \frac{d_{10}}{d_m}, \frac{RJ}{(s-1)d_m}, \frac{C}{\rho_w}, i, \frac{t \cdot \gamma_s^{1/2}}{\rho_w^{1/2} \cdot d_m^{1/2}} \right) \quad (2.25)$$

Welche dieser dimensionslosen Größen effektiv einen signifikanten Einfluss auf die Kolmation ausüben und welche Form die Funktion 2.25 annimmt, wird sich aus den Versuchsresultaten zeigen müssen.

## 3.4 KOLMATIONS-GLEICHUNG

### 3.4.1 Grundlagen und Vorgehen

Die innere Kolmation von Fliessgewässersohlen entspricht weder der reinen Tiefen- noch der klassischen Kuchenfiltration. Die Ablagerung von Schwebstoffen beschränkt sich auf eine vergleichsweise dünne oberflächennahe Filterschicht, die mit der Zeit einen schlecht durchlässigen Kolmationshorizont bildet.

*Das physikalische Modell, das für die Herleitung der Kolmations-Gleichung verwendet wird, basiert auf der klassischen Gleichung der Kuchenfiltration*

$$\frac{dV_A}{dt} = \frac{A_F \Delta p_G}{\eta \left( \frac{r C V_A}{A_F} + \beta \right)} \quad (2.26)$$

mit  $dV_A/dt$  als der Änderung des Filtratvolumens mit der Zeit,  $A_F$  ist die Filterfläche,  $\Delta p_G$  die Druckdifferenz und  $\eta$  die dynamische Zähigkeit des Wassers. Entscheidend an Gleichung 2.26 ist der Klammerausdruck, der rechts den Filterwiderstand  $\beta$  des anfänglich unbelasteten Filtermediums und links den Filterwiderstand  $\alpha = r C V_A / A_F$  infolge der abgelagerten Kolmationsmasse  $m_K = C V_A / A_F$  enthält. Der Klammerausdruck stellt den gesamten Filterwiderstand  $\gamma = \alpha + \beta$  dar.  $\beta$  lässt sich aus der Anfangsdurchlässigkeit des Sohlenmaterials  $k_0$  und der Mächtigkeit des Filtermediums  $L$  direkt berechnen aus

$$\beta = \frac{L g}{k_0 v} \quad (2.27)$$

Demgegenüber ist der Filterwiderstand  $\alpha$  abhängig von der pro Flächen-einheit abgelagerten Kolmationsmasse, multipliziert mit dem spezifischen Filterwiderstand  $r$ . Letzterer ist eine Funktion der spezifischen Oberfläche, der Porosität und der Porengrößenverteilung des Filtermediums, die sich mit dem Ablauf der Kolmation stetig verändern. Ihre Änderung ist abhängig von den Transport- und Ablagerungsmechanismen der Feinpartikel und damit letztlich von den Einflussgrößen der Kolmation. **Der spezifische Filterwiderstand  $r$  wird damit zur charakteristischen Grösse der Kolmation.**

Zur Ermittlung der spezifischen Filterwiderstände  $r$  aller durchgeführten Versuche eignet sich das Widerstands - Filterbelegungs - Diagramm, wo die Funktion

$$\gamma = r \cdot m_K + y \quad (2.28)$$

dargestellt ist (vgl. Abbildung 1.6). Die Berechnung von  $\gamma$  und  $m_K$  erfolgt mit den Versuchsresultaten aus

$$\gamma_i = \frac{\Delta h_i \cdot g}{V_{f_i} \cdot V} \quad (2.29)$$

$$m_{K_i} = \frac{1}{A_F} C \int_{t=0}^i Q_{s_i} dt \quad (2.30)$$

Der spezifische Filterwiderstand  $r$  ergibt sich aus der Steigung der Geraden nach Gleichung 2.28. Der Schnittpunkt der Kurve mit der Ordinate  $y$  ist abhängig von den Anfangsbedingungen. Beginnt ein Versuch mit unkolmatierter Sohle, so würde dieser Achsenabschnitt dem Widerstand des sauberer Filtermediums  $\beta$  entsprechen. Erfolgt ein Versuch jedoch auf eine bereits teilweise kolmisierte Sohle, so entspricht der  $y$ -Achsenabschnitt der Summe aus  $\beta$  und einem durch die bereits eingetragene Kolmationsmasse bedingten Widerstand  $\alpha_0$ .

### 3.4.2 Darstellung der Versuchsresultate

Im Anhang 2.5 sind die Widerstands - Filterbelegungs - Diagramme aller Infiltrations-Versuche dargestellt, die mit angeschlossenem Grundwasserspiegel durchgeführt worden sind. Versuche, die einen offensichtlichen Mangel zeigen, sind bereits vorgängig aussortiert worden.

Unbrauchbare Resultate können bei diesen komplexen Versuchen viele Ursachen haben; besonders gravierend äusserten sich die folgenden Effekte:

- Der Ausfall eines Messgerätes.

- Der unsachgemäße Aufbau der Sohle, wo infolge einer unnatürlichen Lagerung der einzelnen Körner beispielsweise Setzungseffekte aufgetreten sind.
- Die oberste Schicht zwischen Sohloberfläche und erster Druckmessung ist infolge Erosionserscheinungen während den zwischen geschalteten Hochwasserversuchen zu dünn geworden, sodass die Messonde jetzt neu unmittelbar unter der Deckschicht liegt. Unter diesen Verhältnissen kann der Druckabfall in der Kolmationsschicht nur ungenügend erfasst werden.

Insgesamt sind 53 Versuche mit 6 verschiedenen Mischungen des Sohlenmaterials ausgewertet worden. Die Versuche sind entweder in Serie durchgeführt oder nachfolgend auf einen Hochwasserversuch gestartet worden. Bei den Versuchen in Serie sind nach einer bestimmten Versuchsdauer die Randbedingungen - beispielsweise die Schwebstoffkonzentration - verändert und mit der bereits teilweise kolmatisierten Sohle ein neuer Versuch gestartet worden.

Ein Vergleich der verschiedenen Kurven der Diagramme von Anhang 2.5 zeigt, dass die meisten Kurven - abgesehen von gewissen Schwankungen - durch eine *Gerade* angenähert werden können. *Das heisst, dass der spezifische Filterwiderstand  $r$  konstant ist und der Widerstand der Kolmationsschicht  $\alpha$  linear mit der abgelagerten Kolmationsmasse  $m_K$  anwächst.*  $r$  nimmt also für konstante Randbedingungen einen charakteristischen Wert an (vgl. Abbildung 2.38).

Bei verschiedenen Versuchen sind jedoch zwei typische Abweichungen vom geraden Verlauf zu beobachten (vgl. Abbildung 2.38):

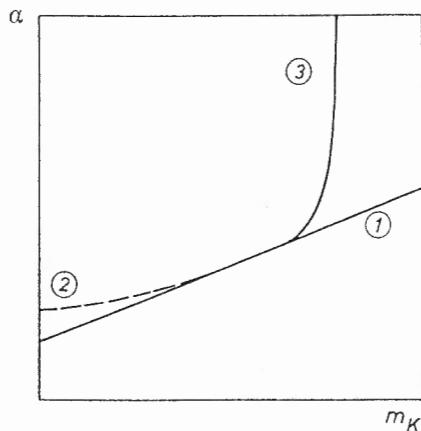


Abbildung 2.38

Widerstands - Filterbelegungs - Diagramm mit (1) mehrheitlich beobachtetem geradenähnlichem Verlauf, (2) anfänglich verzögerter Zunahme des Filterwiderstandes und (3) plötzlich massiv ansteigendem Widerstand mit einer vollständigen Verstopfung des Filters.

Einige Versuche zeigen einen anfänglich abgeflachten Verlauf. Besonders deutlich zeigt sich dieser Effekt bei den Versuchen Sw3/MQ2, Sw5/MQ1, Sv3 oder SR4/MQ1. Es sind dies alle Versuche, die im Anschluss an einen Hochwasserversuch begonnen worden sind. Dieses verzögerte Anwachsen des Filterwiderstandes zu Versuchsbeginn ist darauf zurückzuführen, dass anfänglich vergleichsweise viele Schwebstoffpartikel in

Toträumen abgelagert und Grobpartikel zur Überbrückung von Grobporen verwendet werden. Dieses Feinmaterial steht daher für die Erhöhung des Filterwiderstandes nur beschränkt zur Verfügung, weshalb der Filterwiderstand in Abhängigkeit von der Kolmationsmasse nur wenig ansteigt. Erst nachdem dieser Prozess abgeschlossen ist, stellt sich eine lineare Beziehung zwischen der abgelagerten Kolmationsmasse und dem Filterwiderstand ein.

Eine weitere ausgeprägte Abweichung vom geradenähnlichen Verlauf zeigt sich bei einigen Versuchen durch einen plötzlichen massiven Anstieg des Filterwiderstandes, der in der Regel zu einem praktisch vollständigen Verstopfen der Sohle führt, wo kein Sickerwasserabfluss mehr gemessen werden kann. Dieser Effekt ist beim Einbau mehrerer Mischungen aufgetreten; die Ursache dürfte also nicht auf einen unsachgemäßen Einbau des Sohlenmaterials zurückzuführen sein. Versuche, die einen solchen Verlauf zeigen, sind Sw5/MQ2, SR1/MQ2, SR2/MQ2, KV2-2/MQ2, KV2-3/MQ2 und TO2/MQ2. Grundsätzlich fällt auf, dass dieser Effekt nur beim Messquerschnitt 2 und nie beim Messquerschnitt 1 festgestellt werden konnte. Es scheint daher, dass dieses Verschwinden des Sickerwassers auf einen Mangel des Versuchsstandes im Bereich des zweiten Messquerschnittes zurückzuführen ist. Ein Vergleich der im Messquerschnitt 2 erfolgten Messungen zeigt, dass sich die Häufigkeit dieses Effekts mit dem Alter der Versuchsanlage verstärkte und sich dieses plötzliche Verschwinden des Sickerwasserabflusses einstellte, sobald ein Wert um  $5 - 8 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/(\text{s m}^2)$  erreicht worden ist. Alles deutet daher darauf hin, dass mit der Alterung der Versuchsanlage die Wasserverluste aus dem Messquerschnitt 2, zum Beispiel durch Schwundrisse, zugenommen haben. Dies bedeutet, dass beim Messquerschnitt 2 ein zunehmend zu kleiner Sickerwasserabfluss gemessen worden ist. Die Auswirkung dieses Verlustes auf den gemessenen Sickerwasserabfluss ist umso grösser, je geringer der wahre Sickerwasserabfluss ist. Demgegenüber dürfte bei grösseren Sickerwasserabflüssen der Fehler zwischen der Messung und dem wahren Wert vergleichsweise klein sein. Damit durch diese fehlerhaften Messungen keinen Einfluss auf die Herleitung der Kolmationsgleichung entsteht, sind all diese Versuche (mit plötzlichem Anstieg der Kurve im Widerstands - Filterbelegungs - Diagramm) aussortiert worden. Die andern Versuchsresultate des Messquerschnitts 2 werden weiter ausgewertet.

In Tabelle 2.8 sind für die gültigen Kolmationsversuche die aus einer linearen Regression gemäss Anhang 2.5 resultierenden spezifischen Widerstände  $r$  und die entsprechenden Korrelationskoeffizienten aufgelistet. Unter Berücksichtigung der beiden Messquerschnitte können demnach insgesamt 47 Versuchsresultate weiterverarbeitet werden.

*Tabelle 2.8 Spezifische Filterwiderstände  $r$  und Korrelationskoeffizienten  $R$  der im folgenden weiter verarbeiteten Versuche.*

Versuch/Messquerschnitt	$r$ [m/kg]	R
SW1.1,MQ2	$2.20 \cdot 10^{11}$	0.983
SW1.2,MQ1	$2.68 \cdot 10^{11}$	0.946
SW1.2,MQ2	$2.52 \cdot 10^{11}$	0.907
SW1.3,MQ1	$8.85 \cdot 10^{11}$	0.973
SW1.3,MQ2	$1.44 \cdot 10^{12}$	0.920
SW2,MQ1	$2.53 \cdot 10^{11}$	0.986
SW2,MQ2	$5.51 \cdot 10^{11}$	0.979
SW3.1,MQ2	$1.21 \cdot 10^{12}$	0.918
SW3.2,MQ1	$1.23 \cdot 10^{11}$	0.890
SW3.3,MQ1	$2.71 \cdot 10^{11}$	0.958
SW3.4,MQ1	$4.58 \cdot 10^{11}$	0.776
SW5,MQ1	$3.29 \cdot 10^{11}$	0.992
SW6.5,MQ1	$4.53 \cdot 10^{10}$	0.954
SW6.5,MQ2	$5.20 \cdot 10^{10}$	0.970
SV1,MQ1	$7.11 \cdot 10^{10}$	0.983
SV1,MQ2	$2.49 \cdot 10^{10}$	0.932
SV2.1,MQ1	$5.03 \cdot 10^{10}$	0.969
SV2.1,MQ2	$2.31 \cdot 10^{10}$	0.912
SV2.2,MQ1	$7.23 \cdot 10^{10}$	0.976
SV2.2,MQ2	$8.74 \cdot 10^{12}$	0.827
SV2.3,MQ1	$1.61 \cdot 10^{11}$	0.983
SV2.3,MQ2	$3.04 \cdot 10^{12}$	0.875
SV2.4,MQ1	$1.06 \cdot 10^{11}$	0.934
SV2.4,MQ2	$1.14 \cdot 10^{12}$	0.618
SV2.5,MQ1	$2.47 \cdot 10^{11}$	0.947
SV2.5,MQ2	$2.72 \cdot 10^{12}$	0.549
SV3,MQ1	$4.06 \cdot 10^{11}$	0.975
SV3,MQ2	$2.60 \cdot 10^{11}$	0.978
SR1,MQ1	$4.85 \cdot 10^{10}$	0.979
SR2,MQ1	$9.74 \cdot 10^{12}$	0.959
SR3,MQ1	$8.00 \cdot 10^{11}$	0.889
SR3,MQ2	$1.90 \cdot 10^{12}$	0.969
SR4,MQ1	$1.03 \cdot 10^{11}$	0.992
SR4,MQ2	$9.26 \cdot 10^{10}$	0.993
SR5,MQ1	$7.71 \cdot 10^{10}$	0.984
SR5,MQ2	$5.70 \cdot 10^{10}$	0.959
SR9,MQ1	$3.74 \cdot 10^{11}$	0.971
SR9,MQ2	$7.53 \cdot 10^{11}$	0.988
KV1-1,MQ1	$6.12 \cdot 10^8$	0.976
KV1-1,MQ2	$7.13 \cdot 10^8$	0.998
KV2-1,MQ1	$3.45 \cdot 10^{10}$	0.955
KV2-1,MQ2	$1.56 \cdot 10^{12}$	0.915
KV2-2,MQ1	$1.10 \cdot 10^{11}$	0.968
KV2-3,MQ1	$1.26 \cdot 10^{11}$	0.979
TO1,MQ1	$1.84 \cdot 10^{11}$	0.972
TO1,MQ2	$4.62 \cdot 10^{11}$	0.921
TO2,MQ1	$1.22 \cdot 10^{11}$	0.963

### 3.4.3 Auswertung der Versuchsresultate

#### 3.4.3.1 Vorgehen

Die Auswertung der Versuchsdaten erfolgte mit einem kommerziellen Statistikprogramm, das die multiple Regression nach der Methode der kleinsten Quadrate ausführt.

Tabelle 2.9 stellt als Beispiel das Resultat einer multiplen Regression dar, wobei folgende Angaben enthalten sind:

- Die erste Zeile enthält den Namen der abhängigen Variablen  $\ln(r)$ .
- In der zweiten Zeile sind das Quadrat des Korrelationskoeffizienten sowie eines die Anzahl der unabhängigen Variablen berücksichtigenden Korrelationskoeffizienten  $R^2(\text{adjusted})$  angegeben.
- Die dritte Zeile zeigt die Standartabweichung der abhängigen Variablen, also von  $\ln(r)$ , sowie den Freiheitsgrad der Regression (Anzahl Messungen abzüglich Anzahl Gleichungen, die zur Bestimmung der Koeffizienten erforderlich sind).
- Im zweiten Block sind in der ersten Kolonne die unabhängigen Variablen (Einflussgrößen) aufgelistet, in der zweiten Kolonne die Koeffizienten  $a_0, a_1, \dots, a_n$ , die dritte Kolonne zeigt die Standartabweichungen  $\sigma$  der Koeffizienten und die letzte Kolonne (t-ratio) gibt die Verhältnisse zwischen den Koeffizienten und ihren Standartabweichungen an. Aus dem t-ratio einer Variablen kann abgelesen werden, wie signifikant ihr Einfluss auf den spezifischen Filterwiderstand  $r$  ist. Liegt der Wert zwischen -1 und 1, so ist die Standartabweichung des Koeffizienten grösser als der Koeffizient selbst. Das heisst, das Vertrauensintervall mit der Bandbreite  $+\sigma$  überdeckt den Nullpunkt. Damit kann keine signifikante Bedeutung der Einflussgrösse auf die abhängige Variable nachgewiesen werden.

*Tabelle 2.9 Beispiel des Ergebnisses einer multiplen Regression.*

Abhängige Variable: $\ln(r)$ $R^2 = 91.3\%$ , $R^2(\text{adjusted}) = 85.2\%$ $s = 0.7285$ mit $40 - 8 = 32$ Freiheitsgraden			
Variable	Koeffizient	Standartabweichung	t-ratio
Konstante	27.8	3.2	8.77
$d_{10}/d_m$	-34.1	5.0	-6.76
$\ln(i)$	-0.866	0.33	-2.62
$\ln(\text{Re}_K)$	-0.178	0.31	-0.581

Wegen der grossen Streuung der Messresultate ist bei Berücksichtigung aller Punkte die Korrelation der Regression ungenügend, um die Bedeutung der Einflussgrößen aufzzeigen und die Koeffizienten bestimmen zu können. Daher wurde jede multiple Regression optimiert, indem Ausreisser (von den übrigen Versuchsresultaten stark abweichende Messun-

gen) nach der Grösse ihrer Abweichung vom vorausgesagten Wert, nacheinander aussortiert worden sind. Dabei stellt sich die Frage, wie viele Ausreisser aussortiert werden sollen. Mit dem fortgesetzten Weglassen desjenigen Punktes mit der grössten Abweichung kann - bis zu einem bestimmten Grad - das Ergebnis der Regression fast beliebig verbessert werden. Es ist jedoch nicht sinnvoll, einen Grossteil der Versuchsresultate auszusortieren nur damit eine hohe Korrelation nachgewiesen werden kann. Es musste daher ein Weg gefunden werden, so viel Punkte wie nötig und so wenig wie möglich, auszusortieren. Wie im konkreten Fall vorgegangen worden ist, wird weiter unten - bei der Darstellung der Regressionen - erklärt.

In der Regel ist es nicht möglich, den genauen Grund für ein schlechtes Versuchsergebnis anzugeben. Auffallend ist jedoch, dass unverhältnismässig viele Messungen des zweiten Messquerschnitts aussortiert werden mussten, um eine befriedigende Korrelation der Resultate zu erreichen. Dies deutet darauf hin, dass der Grund wiederum in den in Kapitel 3.4.2 erwähnten Sickerverlusten in diesem Messquerschnitt zu suchen ist und ansonsten die Streuung der Messresultate in einem vernünftigen Rahmen liegt.

### 3.4.3.2 Zusammenhang zwischen dem spezifischen Filterwiderstand und den Einflussgrössen

Für die Herleitung der Kolmations-Gleichung muss die Abhängigkeit des spezifischen Filterwiderstandes  $r$  von den massgebenden Einflussgrössen aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. In Kapitel 3.3 sind die dimensionslosen Variablen hergeleitet worden, die einen massgebenden Einfluss auf die Kolmation ausüben können. Entsprechend dem Widerstand - Filterbelegungs - Diagramm (Abbildung 1.6) hat die Zeit keinen Einfluss auf den spezifischen Filterwiderstand, die dimensionslose Grösse  $X_t$  kann daher ausgeschieden werden. Ferner muss berücksichtigt werden, dass  $r$  dimensionsbehaftet ist und daher nicht einzig eine Funktion von dimensionslosen Grössen sein kann. Der spezifische Filterwiderstand wird daher über die Division mit einem konstanten Wert  $a_0 = r_0$  ebenfalls dimensionslos gemacht. Weil  $a_0$  nicht bekannt ist, muss sie als Konstante in der multiplen Regression eingeführt und als Unbekannte bestimmt werden. Damit nimmt der Freiheitsgrad der Regression um 1 ab und die Funktion von  $r$  nimmt folgende Form an:

$$r = a_0 \cdot f(X_i, X_{i+1}, \dots, X_n) \quad (2.31)$$

Als massgebende Einflussgrössen  $X_i$  kommen in Frage

- die Kornverteilung des Sohlenmaterials, ausgedrückt durch  $X_{d10}$ ,
- die Schwebstoffkonzentration, ausgedrückt durch  $X_C$ ,
- der hydraulische Gradient der Sickerströmung  $i$ ,
- die Reynoldszahl  $Re$

- und die dimensionslose Sohlenschubspannung  $\Theta$ .

Welche dieser Variablen tatsächlich einen signifikanten Einfluss auf den spezifischen Filterwiderstand haben, äussert sich in den t-ratios der multiplen Regressionen (siehe weiter unten).

Die Form der Funktion 2.31 ergibt sich, indem die Beziehung zwischen  $r$  und jeder Einflussgrösse - bei Konstanthalten der übrigen Einflussgrössen - separat analysiert wird. Leider ist dieses Vorgehen mit den vorhandenen Versuchsresultaten nur beschränkt möglich. Einerseits erschwere die Komplexität der Versuche die Variation nur *einer* Einflussgrösse (beispielsweise erhöht sich bei einer Abflusssteigerung automatisch die Schwebstoffkonzentration durch eine erhöhte Rezirkulationsrate von Feinmaterial aus dem Tiefbehälter), anderseits wurde bei der Versuchsdurchführung zuwenig auf die Bedeutung solcher Versuche geachtet.

#### Berücksichtigung von $X_{d10}$ :

Die Versuchsresultate erlauben, den Zusammenhang zwischen  $r$  und  $X_{d10}$  herzuleiten. Die Punkte auf Abbildung 2.39 zeigen mittlere spezifische Widerstände  $r$  in Abhängigkeit der dimensionslosen Grösse  $X_{d10}$  von Versuchen, mit sonst vergleichbaren Einflussgrössen (daher nur fünf Punkte). Es zeigt sich, dass der Punkteverlauf durch eine Potenz- oder eine Exponentialfunktion angeglichen werden kann.

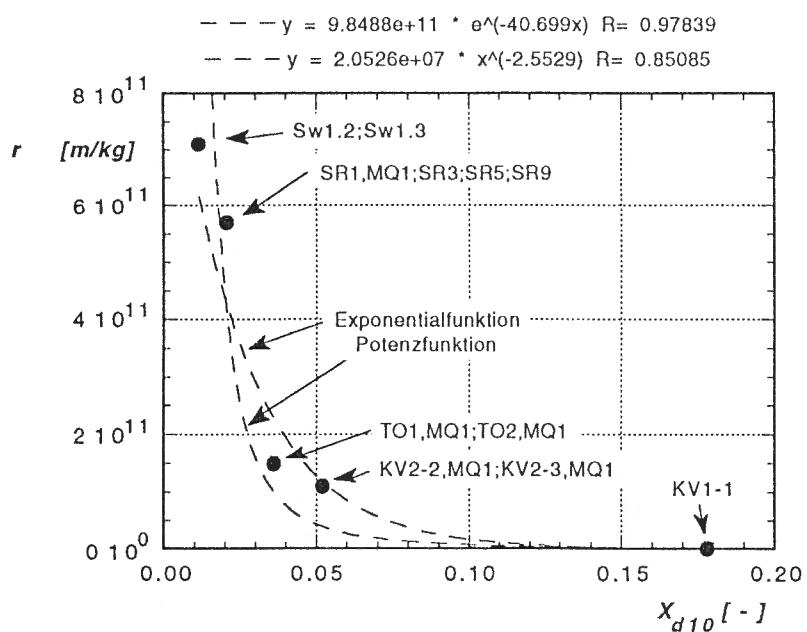


Abbildung 2.39 Spezifischer Widerstand  $r$  in Abhängigkeit vom dimensionslosen Parameter der Kornverteilung des Sohlenmaterials  $X_{d10}$

Der Einfluss des Sohlenmaterials wirkt sich vor allem über die Porosität und die spezifische Oberfläche des Filtermediums auf die Kolmationsprozesse aus. Die Porosität  $n$  wird massgebend durch die Form der Kornverteilungskurve beeinflusst. Bereits in Kapitel 1.4 ist die Abhän-

gigkeit zwischen  $n$  und der Krümmungszahl  $C_U$  mit einer Potenzfunktion beschrieben worden. Weil die Porosität aus dem Verhältnis zweier Volumen gebildet wird, erscheint dieses Ergebnis auch plausibel:

$$n = \frac{V_{\text{tot}} - V_F}{V_{\text{tot}}} = \frac{d_1^3 - d_2^3}{d_1^3} = \frac{d_3^3}{d_1^3} = \left( \frac{d_{10}}{d_{60}} \right)^a = \left( \frac{d_{10}}{d_{60}} \right)^b \quad (2.32)$$

mit  $V_{\text{tot}}$  = Gesamtvolumen und  $V_F$  = Feststoffvolumen. Bei Gleichung 2.32 wird vorausgesetzt, dass das Verhältnis  $d_3/d_1$  durch  $(d_{10}/d_{60})^a$  ausgedrückt werden kann.  $d_{10}/d_{60}$  kann durch  $X_{d10}$  ersetzt werden, wobei sich der Exponent  $b$  leicht verändern dürfte.

Die spezifische Oberfläche  $S$ , die aus dem Verhältnis zwischen der Oberfläche und dem Volumen des Filtermediums gebildet wird, kann ausgedrückt werden über einen Ersatzdurchmesser  $d$ .  $d$  ist definiert als Korndurchmesser, der bei gleicher Anzahl Körner  $m_1$  dieselbe Oberfläche aufweist, wie diejenige der Mischung. Wird das Kontrollvolumen ebenfalls über  $d$  definiert, so kann die spezifische Oberfläche wie folgt ausgedrückt werden:

$$S = \frac{m_1 d^2}{m_2 d^3} = \frac{m_1}{m_2} \frac{1}{d} \quad (2.33)$$

Das Verhältnis  $m_1/m_2$ , das eine Funktion der Kornverteilungsform sein dürfte, kann ebenfalls durch  $X_{d10}$  ausgedrückt werden:

$$S = f(g(X_{d10}), d^{-1}) \quad (2.34)$$

Welche Form die Funktion  $g(X_{d10})$  annimmt, lässt sich an dieser Stelle nicht schlüssig beantworten. Es ist jedoch naheliegend, dass sie ebenfalls einer Potenzfunktion folgt.

Der spezifische Filterwiderstand  $r$  dürfte - wie bereits weiter oben erwähnt - eine Funktion von  $n$  und  $S$  sein. Berücksichtigt man obige Beziehungen, so lässt sich für  $r$  folgende Gleichung anschreiben:

$$r = f[n, S] = f[g_1(X_{d10}), g_2(X_{d10}) g_3(d)] \quad (2.35)$$

Die Funktionen  $g_1$  und  $g_2$  folgen nach den bisherigen Ausführungen einer Potenzfunktion. Die Form von  $f$  ist nicht bekannt und  $g_3$  dürfte eine untergeordnete Rolle spielen. Unter Berücksichtigung dieser teilweise physikalisch begründeten Ansätze erscheint ein Zusammenhang zwischen  $r$  und  $X_{d10}$  in Form einer Potenzfunktion als am naheliegendsten. Die gemäss Abbildung 2.39 bessere Übereinstimmung mit einer Exponentialfunktion scheint in Anbetracht der wenigen Punkte, wo selbst die restlichen Einflussgrößen nicht vollkommen konstant gehalten werden konnten, als rein zufällig. Die Funktion zwischen dem spezifischen Widerstand und  $X_{d10}$  wird dementsprechend auf die Funktion

$$r = a_0 \cdot (X_{d10})^{a_1} \quad (2.36)$$

abgestützt.

*Berücksichtigung von  $i$ :*

Der Einfluss des hydraulischen Gradienten hängt massgebend von der Filtrationsart ab. Ribi (1983) (sowie weitere Autoren) beobachtete bei der *Oberflächenfiltration* von Kaolin, dass die Beziehung zwischen dem spezifischen Filterwiderstand und der Druckdifferenz einer *Potenzfunktion* entspricht, wobei sich mit zunehmender Druckdifferenz ein grösserer spezifischer Widerstand einstellt. Der Grund für diese Zunahme liegt in der stärkeren Kompression des Filterkuchens bei grösseren Drücken. Demgegenüber ergab sich bei der *Tiefenfiltration* von Kaolin eine umgekehrte Abhängigkeit, wobei für grössere Druckdifferenzen (und damit auch höheren Filtergeschwindigkeiten) bei gleicher Filterbelegung tiefere spezifische Filterwiderstände beobachtet worden sind. Dieser Effekt ist darauf zurückzuführen, dass die Feinpartikel bei grösserem hydraulischem Gradienten in grössere Tiefen verfrachtet und damit auf einer grösseren Filteroberfläche verteilt werden. Da die Kolmation von Fliessgewässersohlen weder einer Oberflächen- noch einer Tiefenfiltration entspricht, kann aufgrund der Versuche von Ribi nicht geschlossen werden, ob der spezifische Filterwiderstand mit zunehmendem hydraulischem Gradienten ansteigt oder sinkt. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass die Abhängigkeit zwischen  $r$  und  $i$  durch eine Potenzfunktion angenähert werden kann, das heisst

$$r = a_0 \cdot i^{a_2} \quad (2.37)$$

*Berücksichtigung von  $Re$ :*

Mit einer Variation der Zähigkeit ändert sich die Filtergeschwindigkeit des infiltrierenden Wassers. Bei grösseren Zähigkeiten (kleineren Reynolds-Zahlen) nimmt die Filtergeschwindigkeit ab. Die Auswirkungen auf die Kolmationsprozesse dürften sich damit in ähnlicher Weise bemerkbar machen, wie eine Änderung des hydraulischen Gradienten. Es wird daher davon ausgegangen, dass die Abhängigkeit zwischen dem spezifischen Filterwiderstand und der Reynolds-Zahl entsprechend Gleichung 2.37 ebenfalls einer Potenzfunktion folgt.

*Berücksichtigung der übrigen Einflussgrössen:*

Für die Bestimmung der Funktionen zwischen dem spezifischen Widerstand  $r$  und den zwei restlichen Einflussgrössen ( $X_C$ ,  $\Theta$ ), sind bei der multiplen Regression jeweils verschiedene Ansätze (lineare, Exponential- oder Potenz-Funktion) getestet worden. Dabei ist diejenige Funktion, welche die beste Korrelation ergab, als bester Ansatz betrachtet worden. Für die Abhängigkeit zwischen  $r$  und den Einflussgrössen  $X_C$  und  $\Theta$  hat

sich nach diesem Vorgehen als beste Lösung die Potenzfunktion erwiesen (entsprechend Gleichung 2.37).

Damit ist die Funktion zwischen dem spezifischen Filterwiderstand und den als massgebend betrachteten Einflussgrößen gegeben. Im folgenden werden drei multiple Regressionen mit fünf, vier und drei Einflussgrößen durchgeführt und miteinander verglichen.

### 3.4.3.3 Regression mit allen Einflussgrößen

In einem ersten Schritt ist die multiple Regression mit allen Einflussgrößen durchgeführt worden, um deren Signifikanz bezüglich des spezifischen Filterwiderstandes zu analysieren.

Einflussgrößen:  $d_{10}/d_m$ ,  $Re$ ,  $C/\rho_w$ ,  $i$ ,  $\Theta$

Funktion:

$$\ln(r) = \ln(a_0) + a_1 \ln(d_{10}/d_m) + a_2 \ln(Re) + a_3 \ln(C/\rho_w) + a_4 \ln(i) + a_5 \ln(\Theta) \quad (2.38)$$

In Tabelle 2.10 ist das Ergebnis der Regression dargestellt. Von den insgesamt 47 Messwerten sind neun ausgeschieden worden, womit sich ein Freiheitsgrad von 32 ergibt (aussortierte Messpunkte siehe Anhang 2.6). Das Ergebnis zeigt für  $C/\rho_w$  ein t-ratio von knapp 0.25, das heisst, dass im erfassten Messbereich der Einfluss der Schwebstoffkonzentration auf die Transport- und Anlagerungsmechanismen der Feinpartikel keinen signifikanten Einfluss hat. Selbstverständlich bedeutet dies nicht, dass die Schwebstoffkonzentration die Kolmation nicht beeinflusst; im Gegenteil, die Schwebstoffe ermöglichen erst die Zunahme des Filterwiderstandes.  $C/\rho_w$  hat jedoch keinen signifikanten Einfluss wie und wo die Partikel im Filtermedium abgelagert werden.

Tabelle 2.10 Ergebnis der multiplen Regression unter Berücksichtigung aller Einflussgrößen nach dem Aussortieren der 12 schlechtesten Messungen.

Abhängige Variable: $\ln(r)$ $R^2 = 60.9\%$ , $R^2(\text{adjusted}) = 54.8\%$ $s = 1.098$ mit $38 - 6 = 32$ Freiheitsgraden			
Variable	Koeffizient	Standartabweichung	t-ratio
$\ln(a_0)$	32.5	4.54	7.16
$\ln(d_{10}/d_m)$	-2.87	0.512	-5.60
$\ln(Re)$	-1.64	0.574	-2.86
$\ln(C/\rho_w)$	0.0434	0.178	0.244
$\ln(i)$	-1.09	0.441	-2.47
$\ln(\Theta)$	0.953	0.459	2.08

Der von Ribi (1983) bei der Tiefenfiltration beobachtete Prozess, wonach mit grösserer Schwebstoffkonzentration infolge von verstärkter Brückenbildung  $r$  einen höheren Wert annimmt, konnte hier also nicht

nachgewiesen werden. Dabei muss berücksichtigt werden, dass Ribi mit extrem hohen Konzentrationen zwischen 100 und 200 g/l arbeitete. Es ist durchaus denkbar (und wahrscheinlich), dass sich dieser Einfluss erst bei solch hohen Konzentrationen bemerkbar macht.

Der Einfluss der restlichen vier Variablen kann als signifikant bezeichnet werden, ihre t-ratios liegen alle deutlich über 1, respektive unter -1. Im folgenden wird eine neue Regression mit diesen vier Variablen durchgeführt.

### 3.4.3.4 Regression mit vier Einflussgrößen

Einflussgrößen:  $d_{10}/d_m$ ,  $Re$ ,  $i$ ,  $\Theta$

Funktion:

$$\ln(r) = \ln(a_0) + a_1 \ln(d_{10}/d_m) + a_2 \ln(Re) + a_3 \ln(i) + a_4 \ln(\Theta) \quad (2.39)$$

Die multiple Regression ist anfänglich mit allen Messwerten ausgeführt worden. Wegen der dabei resultierenden unbefriedigenden Korrelation infolge schlechter Messwerte ist anschliessend jeweils der Punkt mit dem grössten Fehlerquadrat ausgeschieden worden. Dieses Vorgehen ist nach dem Ausscheiden von insgesamt 18 Punkten abgebrochen worden. Das Resultat der letzten Regression, die noch einen Freiheitsgrad von 24 aufweist, ist in Tabelle 2.11 zusammengefasst.

Die über die verschiedenen Regressionen berechneten Koeffizienten ändern sich mit dem Ausscheiden von jedem Messwert. In Abbildung 2.40 ist die Entwicklung der Koeffizienten  $a_1, \dots, a_4$  sowie der Konstanten  $a_0$ , ersichtlich.

*Tabelle 2.11 Ergebnis der multiplen Regression unter Berücksichtigung von vier Einflussgrößen nach dem Aussortieren der 19 schlechtesten Messungen.*

Abhängige Variable: $\ln(r)$ $R^2 = 85.1\%$ , $R^2(\text{adjusted}) = 82.7\%$ $s = 0.7014$ mit $29 - 5 = 24$ Freiheitsgraden				
Variable	Koeffizient	Standartabweichung	t-ratio	
$\ln(a_0)$	26.9	2.75	9.78	
$\ln(d_{10}/d_m)$	-2.79	0.373	-7.49	
$\ln(Re)$	-1.25	0.417	-3.00	
$\ln(i)$	-1.22	0.347	-3.51	
$\ln(\Theta)$	0.444	0.301	1.48	

Die t-Verhältnisse der vier Variablen liegen alle deutlich über 1, resp. unter -1. Das heisst, dass sich die vier unabhängigen Variablen durch einen signifikanten Einfluss auf den spezifischen Filterwiderstand  $r$  ausweisen.

Die Koeffizienten von Tabelle 2.11 ergeben zwar mit  $R > 0.9$  eine befriedigende Korrelation, die Werte der Koeffizienten nehmen jedoch einen zufälligen Wert an. Wird beispielsweise ein Punkt mehr aussortiert, so können die Koeffizienten bereits deutlich von den oben angegebenen Werten abweichen. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, die wahrscheinlichsten Werte der Koeffizienten aus Abbildung 2.40 abzuschätzen. Demgemäß pendelt sich beispielsweise der Exponent für die dimensionslose Grösse des Sohlenmaterials  $a_1$  bei -3 ein und nimmt damit einen Wert an, der exakt dem Einfluss von volumenbezogenen Variablen zuzuschreiben ist. Die Konstante  $a_0$  wurde auf Basis dieser gerundeten Koeffizienten so bestimmt, dass die beste Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten Filterwiderständen resultierte. Eine Änderung von  $a_0$  bewirkt in Abbildung 2.41 eine Verschiebung der Geraden in Richtung der y - Achse.

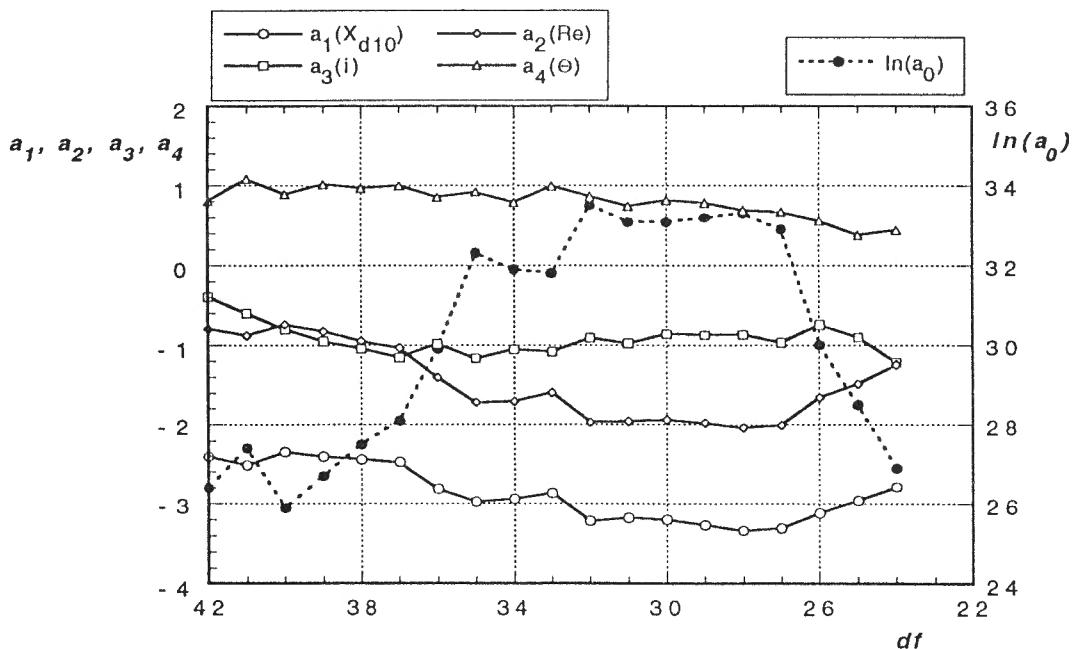


Abbildung 2.40 Änderung der Koeffizienten und der Konstanten mit abnehmendem Freiheitsgrad.

Zusammengefasst werden den fünf Koeffizienten die folgenden mittleren Werte attestiert:

$$\begin{aligned}
 a_0 &= 5.0 \cdot 10^{12} \\
 a_1 &= -3.0 \\
 a_2 &= -1.5 \\
 a_3 &= -1.0 \\
 a_4 &= 0.50
 \end{aligned}$$

Die Gleichung für den spezifischen Filterwiderstand  $r$  erhält damit die folgende Form

$$r = \frac{5.0 \cdot 10^{12} \Theta^{0.5}}{(d_{10}/d_m)^3 Re^{1.5} i} \quad (2.40)$$

Der Vergleich zwischen den gemessenen und den nach Gleichung 2.40 berechneten  $r$  ist aus Abbildung 2.41 ersichtlich (vgl. auch Anhang 2.7). Dabei liegen die Punkte mehrheitlich in der Bandbreite  $1/2 \cdot r - 2 \cdot r$ . Auf den ersten Blick scheint dies ein schlechtes Resultat zu sein. Berücksichtigt man jedoch, dass sich die beobachteten spezifischen Filterwiderstände über eine Skala von 5 Zehnerpotenzen erstrecken, so zeigen sich die Schwankungen in einem anderen Licht.

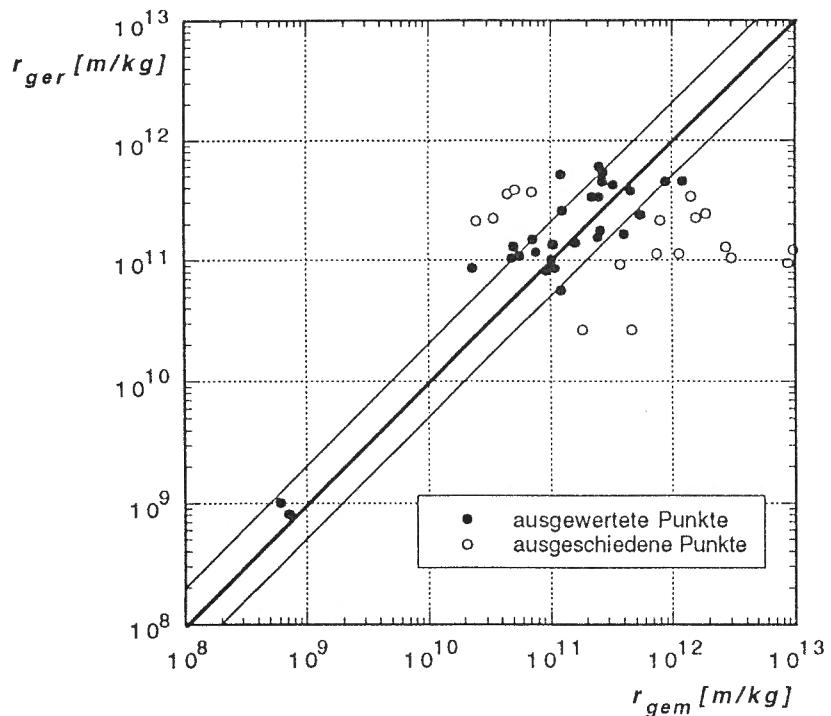


Abbildung 2.41 Vergleich der gemessenen mit den nach Gleichung 2.40 berechneten spezifischen Filterwiderständen.

Im folgenden wird der Zusammenhang zwischen den Filtrationsprozessen und der Bedeutung der vier Koeffizienten  $a_1 \dots a_4$ , diskutiert.

- $d_{10}/d_m$  zeigt einen massgebenden Einfluss auf den spezifischen Filterwiderstand  $r$ . Dieser nimmt mit zunehmend uniformer Kornverteilung ( $d_{10}/d_m \rightarrow 1$ ) - und damit zusammenhängend mit grösserer Porosität - ab. Der Grund für diesen Effekt dürfte darin liegen, dass infolge der grösseren Porosität mehr Feinpartikel in Toträumen und in Grobporen abgelagert werden müssen, um eine vergleichbare Erhöhung des

Filterwiderstandes zu erreichen. Ausserdem werden die Feinpartikel wegen der grösseren Poren in grössere Tiefen transportiert, was dazu führt, dass bei gleichbleibender Filterbelegung ein kleinerer Filterwiderstand erzeugt wird.

Der Koeffizient von  $d_{10}/d_m$  pendelt sich um -3 ein, das heisst, dass der massgebende Durchmesser des Sohlenmaterials den spezifischen Filterwiderstand mit der dritten Potenz beeinflusst. Bei einer Bandbreite der untersuchten *natürlichen* Mischungen von  $0.0115 \leq d_{10}/d_m \leq 0.036$  wirkt sich  $X_{d10}$  um maximal einen Faktor 30 aus. Sein Einfluss kann dementsprechend als sehr gross beurteilt werden.

- **Re:** Einen ähnlichen Effekt zeigt sich durch den Einfluss der Reynoldszahl, indem bei kleineren Zähigkeiten (Einfluss  $\nu$ ) und gröberem Sohlenmaterial (Einfluss  $d_m$ ) sich eine vergleichsweise höhere Filtergeschwindigkeit einstellt. Beide Effekte führen zu einer grösseren Eindringtiefe der Partikel und damit zu einem kleineren spezifischen Filterwiderstand.

Um den Betriebsaufwand der Versuchsanlage in Grenzen zu halten, sind alle Experimente einer Mischung nacheinander durchgeführt worden. Dies hat zur Folge, dass die Versuche einer Mischung in derselben Jahreszeit mit geringen Temperaturschwankungen abgelaufen sind. Es ist daher nicht möglich, eine separate Regression für eine einzelne Sohlenmischung durchzuführen, um den alleinigen Einfluss der Zähigkeit (und damit der Wassertemperatur) zu erfassen.

Aus der multiplen Regression aller Versuche geht hervor, dass der Einfluss der Reynoldszahl mit einem Exponenten von -1.5 zu berücksichtigen ist. Mit der beobachteten Bandbreite von  $2400 < Re < 25000$  ergibt sich eine Variation des spezifischen Filterwiderstandes  $r$  von einem Faktor 34. Die Reynoldszahl hat demnach eine grosse Bedeutung für die Kolmationsprozesse. Unter der Annahme, dass der Einfluss von  $\nu$  in  $Re$  korrekt berücksichtigt wird, kann der unabhängige Einfluss der Wassertemperatur abgeschätzt werden. Der Unterschied, der sich durch eine Temperaturschwankung von  $10^{\circ}\text{C}$  einstellt, bewegt sich bei einem Faktor 2. Der Temperatureinfluss kann damit als eher gering bezeichnet werden.

Grundsätzlich heisst dies, dass sich unter sonst identischen Bedingungen die Kolmation im Winter rascher entwickelt als in der Sommerperiode. Berücksichtigt man jedoch, dass bei den tiefen Winterabflüssen die Schwebstoffkonzentration bedeutend kleiner ist als in den Sommermonaten und zudem der Sickerabfluss bei kalten Temperaturen infolge der erhöhten Zähigkeit reduziert wird, so ist eine eindeutige Aussage betreffend der effektiven Unterschiede zwischen Sommer und Winter nicht möglich. Vielmehr muss im konkreten Fall die Kombination aller Einflüsse berücksichtigt werden.

- **i:** Mit zunehmendem hydraulischem Gradienten nimmt der Wert von  $r$  ab. Dieses Ergebnis entspricht den Beobachtungen von Ribi (1983) bei der Tiefenfiltration von Kaolin. Der Grund für diesen Zusammenhang

dürfte darin liegen, dass bei grösseren hydraulischen Gradienten die Feinpartikel infolge der erhöhten Filtergeschwindigkeit tiefer in die Sohle transportiert werden.

Mit einem Koeffizienten von  $a_3 = -1$  ergibt sich für Schwankungen des hydraulischen Gradienten zwischen 0.1 und 1.0 eine maximale Änderung von  $r$  von einem Faktor 10. Der Einfluss von  $i$  kann damit als mittel bezeichnet werden.

- $\Theta$ : Mit wachsender dimensionsloser Sohlenschubspannung  $\Theta$  nimmt auch der spezifische Filterwiderstand  $r$  zu. Diese Tendenz deckt sich zum Teil mit gewissen Aussagen anderer Autoren (vgl. zum Beispiel Diplas & Parker, 1990). Die Beobachtungen in der Versuchsrinne deuten darauf hin, dass bei erhöhter Sohlenschubspannung die Feinpartikel als Folge der verstärkten Impulsschwankungen der turbulenten Strömung einerseits, sowie einem gewissen Fibrieren der Deckschichtkörner anderseits, kompakter gelagert werden und rascher einen dichteren Kolmationshorizont bilden.

Der Exponent von  $\Theta$  nimmt einen Wert von 0.5 an. Das heisst, dass der Einfluss von  $\Theta$  mit der Wurzel in die Gleichung für  $r$  eingeht. Bei einer Schwankungsbreite zwischen 0.005 und 0.05 kann sich  $r$  um maximal einen Faktor 3 ändern. Der Einfluss von  $\Theta$  kann daher als eher gering bezeichnet werden.

Auf Abbildung 2.42a - 2.42d sind die Diagramme der partiellen Regressions dargestellt. Bei der partiellen Regression zwischen der abhängigen Variablen  $Y$  von der Variablen  $X$  werden die  $Y$  - Werte bezüglich der linearen Effekte der übrigen  $N - 1$  Variablen korrigiert und den ebenfalls bezüglich den linearen Effekten korrigierten Werten der  $X$ -Variable, gegenübergestellt. Die partielle Regression zeigt einerseits durch die Steigung der Regressionsgeraden wie signifikant der Zusammenhang zwischen der abhängigen Variablen  $Y$  und  $X$  ist, anderseits auch wie stark die Messwerte (nach Berücksichtigung der linearen Effekte der übrigen Variablen bezüglich der  $X$ -Variablen) streuen.

Die signifikanteste Abhängigkeit mit vergleichsweise geringer Streuung der Messwerte zeigt die Variable  $d_{10}/d_m$  (Abbildung 2.42a). Demgegenüber zeigen die drei anderen partiellen Regressionen eine deutlich grössere Streuung der Messpunkte, wobei sich zusätzlich bei den Variablen  $Re$  und  $i$  der Grossteil der Punkte in einem relativ kleinen Gebiet konzentrieren. Dennoch wird auch hier ein klarer Trend definiert, dessen Steigung durch die entsprechenden Koeffizienten ausgedrückt wird.

Von allen Einflussgrössen zeigt die dimensionslose Sohlenschubspannung den kleinsten Exponenten mit dem tiefsten Signifikanzniveau. Aus diesem Grund wird im nächsten Abschnitt eine weitere Regression ohne  $\Theta$  durchgeführt.

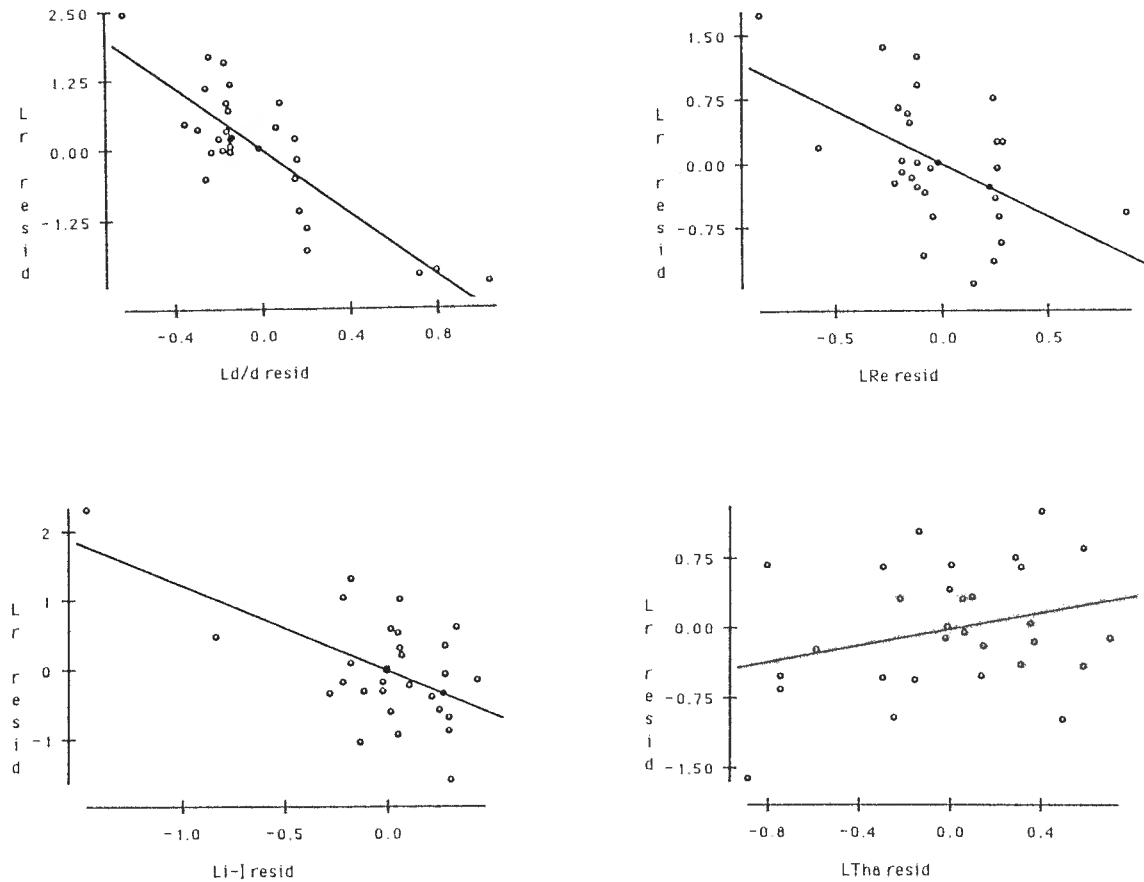


Abbildung 2.42 Diagramme der partiellen Regressionen des logarithmischen spezifischen Filterwiderstandes  $\ln(r)$  nach a)  $d_{10}/d_m$ , b)  $\ln(Re)$ , c)  $\ln(i)$  und d)  $\ln(\Theta)$ .

### 3.4.3.5 Regression mit drei Einflussgrößen

Einflussgrößen:  $d_{10}/d_m$ ,  $Re$ ,  $i$

Funktion:  $\ln(r) = \ln(a_0) + a_1 \ln(d_{10}/d_m) + a_2 \ln(Re) + a_3 \ln(i)$  (2.41)

Auch bei der Regression mit drei Variablen ist das Aussortieren der Messwerte mit den grössten Abweichungen unumgänglich, damit eine eindeutige Abhängigkeit zwischen  $r$  und den drei Variablen mit einem guten Korrelationskoeffizienten nachgewiesen werden kann. Auf Abbildung 2.43 ist die Änderung der einzelnen Koeffizienten mit fortgeschreitendem Aussortieren des jeweils schlechtesten Punktes dargestellt. Tabelle 2.12 zeigt das Resultat der multiplen Regression nach dem Aussortieren der 20 schlechtesten Messungen. Die ausgeschiedenen Punkte sind in Anhang 2.6 aufgelistet.

Tabelle 2.12 Ergebnis der multiplen Regression unter Berücksichtigung von drei Einflussgrößen nach dem Aussortieren der 20 schlechtesten Messungen.

Abhängige Variable: $\ln(r)$			
Variable	Koeffizient	Standartabweichung	t-ratio
$\ln(a_0)$	24.9	2.49	10.0
$\ln(d_{10}/d_m)$	-2.75	0.332	-8.26
$\ln(\text{Re})$	-1.15	0.373	-3.09
$\ln(i)$	-1.25	0.279	-4.47

Gemäß Abbildung 2.43 ergibt sich gegenüber der Regression mit vier Variablen eine gewisse Verschiebung der Koeffizienten, wobei die Vorzeichen und damit die Wirkung der Variablen unverändert bleibt. Der Einfluss des Sohlenmaterials äußert sich in einem Exponenten  $a_1 = -2.5$ , derjenige der Reynoldszahl mit  $a_2 = -1.0$  und derjenige des hydraulischen Gradienten mit  $a_3 = -1.5$ . Zusammen mit der Konstanten  $a_0 = 4.0 \cdot 10^{10}$  ergibt sich folgende Gleichung für den spezifischen Widerstand  $r$ :

$$r = \frac{4.0 \cdot 10^{10}}{(d_{10}/d_m)^{2.5} \text{ Re } i^{1.5}} \quad (2.42)$$

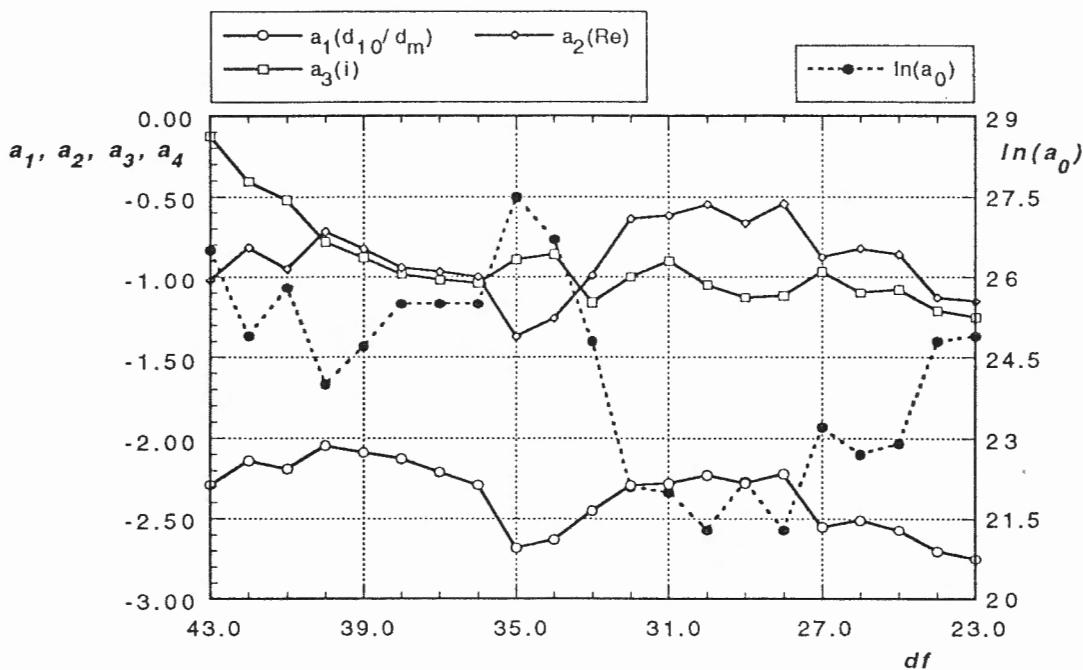


Abbildung 2.43 Änderung der Koeffizienten und der Konstanten mit abnehmendem Freiheitsgrad.

Der Vergleich zwischen den gemessenen und den nach Gleichung 2.42 berechneten spezifischen Widerständen ist in Abbildung 2.44 dargestellt (vgl. auch Anhang 2.7). Die Güte der Übereinstimmung entspricht in etwa derjenigen der Regression mit vier Variablen.

Grundsätzlich besteht jedoch kein Anlass, von der Grösse der Koeffizienten nach der Regression mit vier Variablen abzuweichen, sofern durch die Anpassung der Konstanten ein ähnlich gutes Resultat erreicht werden kann. Dabei ist insbesondere auf die Grösse von  $a_1$  hinzuweisen, die von allen Koeffizienten physikalisch am besten begründet werden kann (vgl. weiter oben). In einem nächsten Schritt ist daher versucht worden, mit den Koeffizienten  $a_1 = -3.0$ ,  $a_2 = -1.5$  und  $a_3 = -1.0$  die bestmögliche Übereinstimmung zwischen gemessenen und gerechneten spezifischen Widerständen zu erreichen, womit folgende Gleichung resultierte:

$$r = \frac{1.1 \cdot 10^{12}}{(d_{10}/d_m)^{3.0} \operatorname{Re}^{1.5} i} \quad (2.43)$$

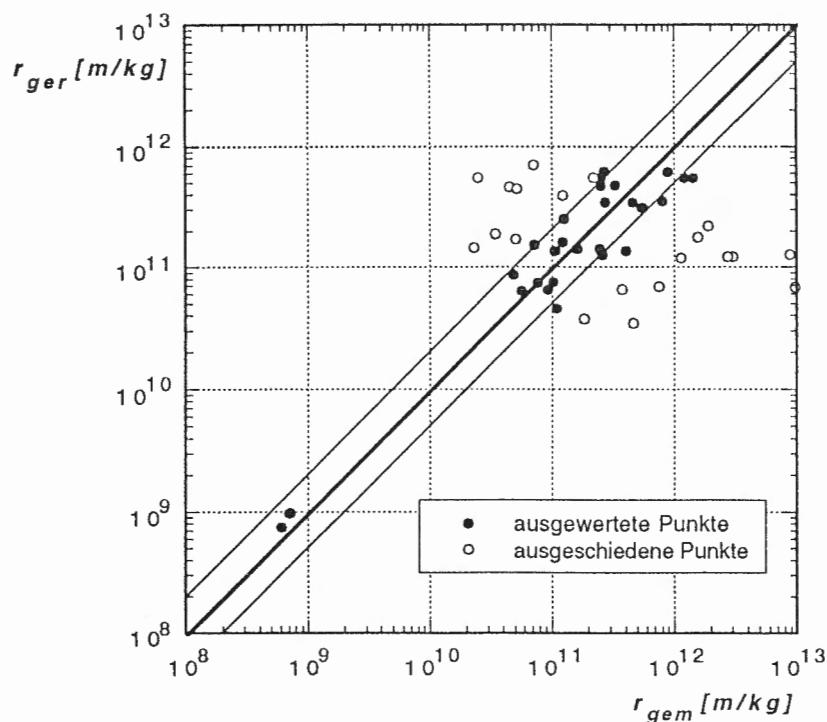


Abbildung 2.44 Vergleich der gemessenen mit den nach Gleichung 2.42 berechneten spezifischen Filterwiderständen.

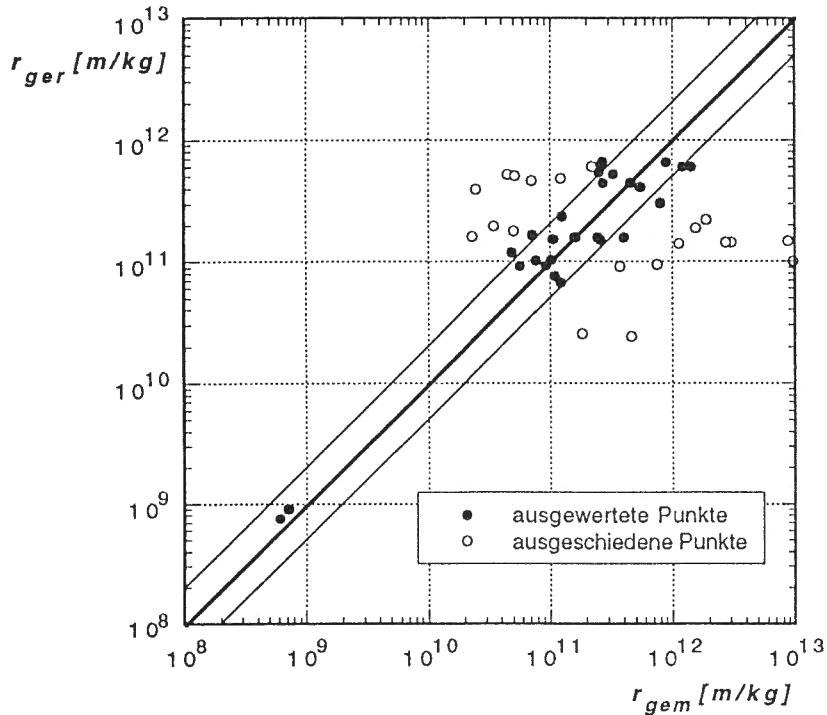


Abbildung 2.45 Vergleich der gemessenen mit den nach Gleichung 2.43 berechneten spezifischen Filterwiderständen.

Der Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Werten zeigt gemäss Abbildung 2.45 gegenüber den Abbildungen 2.41 und 2.44 keinen wesentlichen Unterschied.

Die Güte dieser Übereinstimmung darf jedoch nicht so gedeutet werden, dass auf die Berücksichtigung der dimensionslosen Sohlenschubspannung generell verzichtet werden kann. Interessiert beispielsweise der Einfluss einer Gewässerkorrektion auf die Kolmationsentwicklung, so dürfte neben dem hydraulischen Gradienten die Änderung von  $\Theta$  den grössten Einfluss zeigen. In diesem Zusammenhang sei auch auf die Bedeutung von  $\Theta$  bezüglich des Dekolmationsbeginns hingewiesen (Kapitel 4).

Auf den Abbildungen 2.46a - 2.46c sind ferner die Diagramme der partiellen Regressionen für einen Freiheitsgrad gemäss Tabelle 2.12 dargestellt. Für  $\ln(d_{10}/d_m)$  fällt die hohe Signifikanz mit einer vergleichsweise geringen Streuung der Messpunkte auf. Dagegen wird die Regression der zwei anderen Variablen - wie bereits bei der multiplen Regression mit vier Variablen - durch eher wenige Punkte dominiert, wogegen sich die übrigen Punkte in einer grösseren Wolke versammeln.

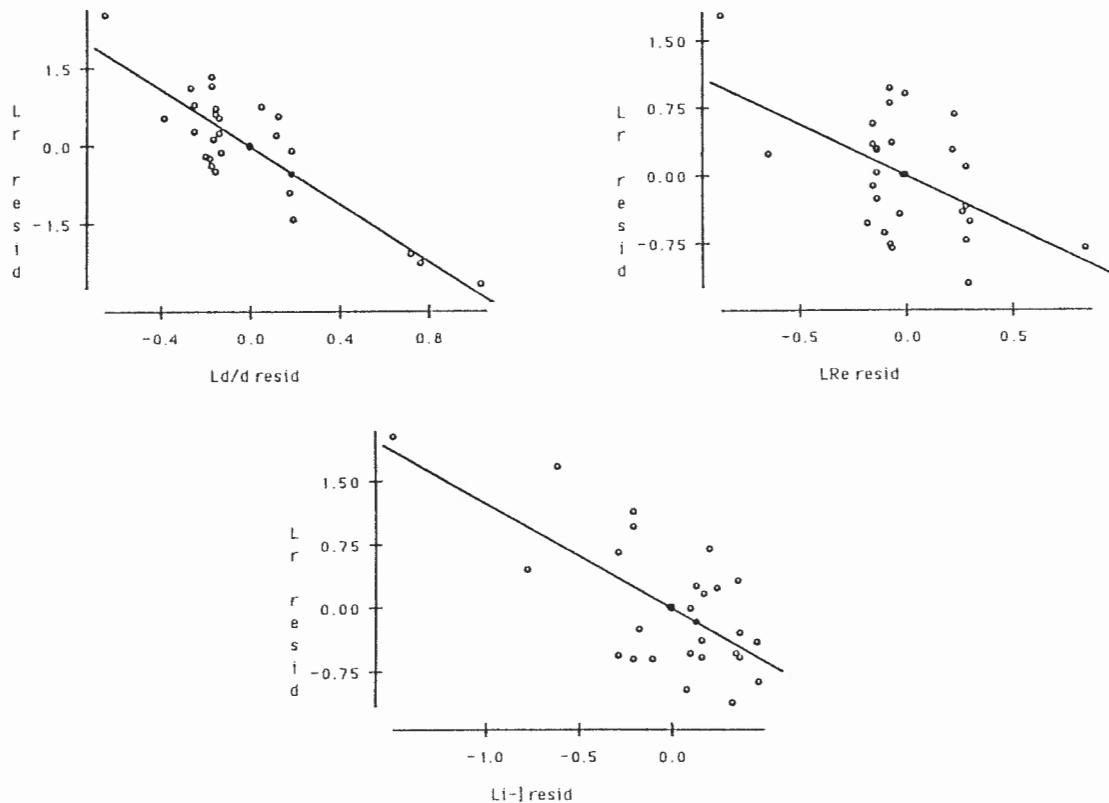


Abbildung 2.46 Diagramme der partiellen Regressionen des logarithmischen spezifischen Filterwiderstandes  $\ln(r)$  nach a)  $d_{10}/d_m$  b)  $\ln(Re)$  und c)  $\ln(i)$ .

### 3.4.4 Die Kolmations-Gleichung

Die Kolmations-Gleichung beschreibt die Entwicklung des integrierten Sickerwasserabflusses (das heisst des Filtratvolumens) mit der Zeit in Abhängigkeit der massgebenden Einflussgrössen.

Aus der Umformung der integrierten Filtergleichung 1.14 ergibt sich

$$V_A = A_F \frac{-\beta + \sqrt{\beta^2 + 2 r C \Delta p_G \frac{1}{\eta} t}}{r C} \quad (2.44)$$

wobei  $\beta$  gemäss Gleichung 2.27,  $r$  gemäss Gleichung 2.40 oder 2.43 und  $Re$  nach Gleichung 2.16 eingesetzt werden müssen.  $\Delta p_G$  entspricht der Druckdifferenz zwischen dem Gerinne- und dem Grundwasserspiegel und ergibt sich aus  $\Delta h \cdot \gamma_w$ .

Der Vollständigkeit halber werden all diese Gleichungen in 2.44 eingesetzt, woraus sich mit den zwei Gleichungen 2.40 und 2.43 für den spezifischen Widerstand  $r$  eine erste und eine zweite Kolmationsgleichung ergeben:

**Erste Kolmationsgleichung:**(Unter Berücksichtigung der dimensionslosen Sohlenschubspannung  $\Theta$ )

$$V_A = A_F \frac{-\frac{L g}{k_0 v} + \sqrt{\left(\frac{L g}{k_0 v}\right)^2 + \frac{1.0 \cdot 10^{13} \Theta^{0.5} C \Delta h_w g t}{(d_{10}/d_m)^3 Re^{1.5} i v}}}{\frac{5.0 \cdot 10^{12} \Theta^{0.5} C}{(d_{10}/d_m)^3 Re^{1.5} i}} \quad (2.45)$$

**Zweite Kolmationsgleichung:**(Ohne Berücksichtigung der dimensionslosen Sohlenschubspannung  $\Theta$ )

$$V_A = A_F \frac{-\frac{L g}{k_0 v} + \sqrt{\left(\frac{L g}{k_0 v}\right)^2 + \frac{2.2 \cdot 10^{12} C \Delta h_w g t}{(d_{10}/d_m)^3 Re^{1.5} i v}}}{\frac{1.1 \cdot 10^{12} C}{(d_{10}/d_m)^3 Re^{1.5} i}} \quad (2.46)$$

Die momentane Sohlendurchlässigkeit kann anschliessend aus  $V_A$  und dem hydraulischen Gradienten  $i$ , unter Berücksichtigung von Gleichung 1.9 und dem Gesetz von Darcy, berechnet werden nach

$$k = \frac{dV_A}{dt} \frac{1}{A_F} \frac{1}{i} \quad (2.47)$$

Der Gültigkeitsbereich der zwei Kolmationsgleichungen wird grundsätzlich durch den Schwankungsbereich der Versuchspараметer begrenzt. Für die massgebenden Einflussgrössen können diesbezüglich die folgenden Grenzen angegeben werden.

$$\begin{aligned} 0.0115 &\leq d_{10}/d_m \leq 0.178 \\ 0.008 &\leq C \leq 1.2 \text{ g/l} \\ 2400 &\leq Re \leq 24800 \\ 0 &< i \leq 0.93 \\ \Theta_0 &< \Theta < \Theta_K \end{aligned} \quad (2.48)$$

Entsprechend der letzten Beziehung des Gleichungssystems 2.48 kann die Kolmationsgleichung angewendet werden, solange die Bildung einer äusseren Kolmation verhindert wird ( $\Theta > \Theta_0$ ) und anderseits die Dekolmation der Sohle nicht einsetzt ( $\Theta < \Theta_K$ , vgl. Kapitel 4.3.3).

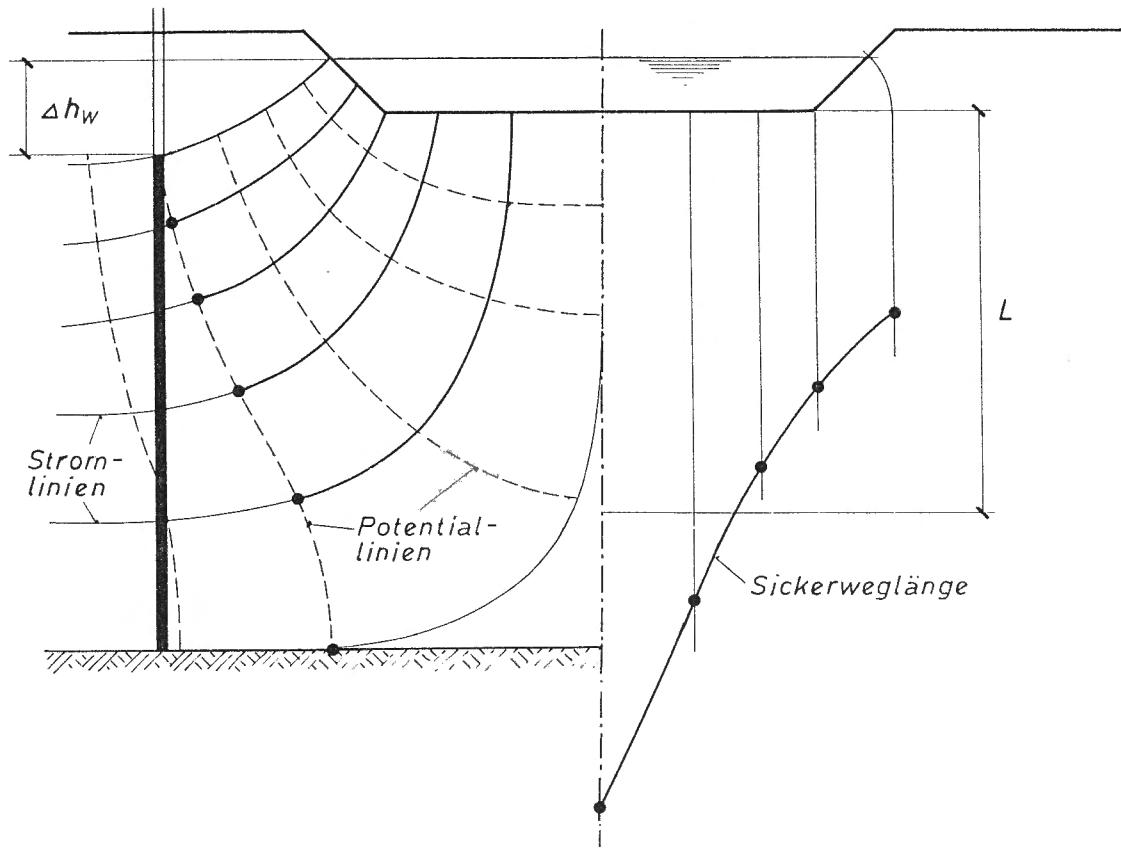


Abbildung 2.47 Querschnitt durch ein Fliessgewässer bei angeschlossenem Grundwasserspiegel mit dem Stromliniennetz und der massgebenden Druckdifferenz  $\Delta h_w$  (linke Hälfte), sowie den parallel aufgetragenen Stromlinien mit dem durchschnittlichen Sickerweg  $L$  (rechte Hälfte).

Besondere Erwähnung erfordert noch ein Hinweis zur Bestimmung von  $\beta$ , in deren Gleichung die Mächtigkeit des Filtermediums enthalten ist. Grundsätzlich stellt  $L$  die Länge des Sickerwegs zwischen der Gerinne sohle und dem Ort des beobachteten Grundwasserspiegels dar. Der Sickerweg ist über ein Querprofil nicht konstant, sondern ist bei den Uferlinien am kleinsten und wächst an bis zur Gerinnemitte (unter Annahme einer symmetrischen Sickerströmung). Für die Kolmationsgleichung muss also ein Mittelwert für  $L$  bestimmt werden, der sich beispielsweise aus einem Stromliniennetz abschätzen lässt. In Abbildung 2.47 ist ein Beispiel für einen angeschlossenen Grundwasserspiegel mit den interessierenden Größen  $L$  und  $\Delta h_w$  dargestellt.

### 3.5 SONDERFÄLLE

Bei den in diesem Kapitel behandelten Fällen handelt es sich um Abweichungen gegenüber der klassischen Situation der Kolmation einer Flusssohle, wie sie für die Herleitung der Kolmationsgleichungen untersucht worden ist. Zu den vier im folgenden beschriebenen Sonderfällen sind ebenfalls Rinnenversuche durchgeführt worden. Die Anzahl der Versuche musste jedoch aus Zeitgründen beschränkt werden, sodass kaum eine abschliessende Beurteilung möglich ist. Dennoch wird versucht, die Auswirkungen der veränderten Randbedingungen aufzuzeigen und Empfehlungen für die Praxis zu formulieren.

#### 3.5.1 Grundwasserexfiltration

Bei der *Grundwasserexfiltration* strömt das Bodenwasser infolge von Druckunterschieden aus der Sohle in das Gerinne. Der Eintrag von Schwebstoffen in das Filtermedium wird durch den gegen die Sohle gerichteten hydraulischen Gradienten gehemmt. Für den Partikeleintritt in die Filterschicht wird die Gravitationskraft entscheidend. Übersteigt die in den Poren gegen das Gerinne gerichtete Strömungskraft  $S$  die Gravitationskraft  $G$  eines Partikels, so kann es nicht in die Pore eindringen und bleibt in Schweb. Für Kugeln lässt sich folgende vereinfachte Beziehung anschreiben:

$$S > G, \text{ resp.}$$

$$c_D (\rho_w/2) v_{p_0}^2 d_{p_a}^2 (\Pi/4) > (\rho_s - \rho_w) g d_{p_a}^3 (\Pi/6) \quad (2.49)$$

Darin bedeuten  $c_D$  = Widerstandsbeiwert umströmter Körper,  $v_{p_0}$  = Porengeschwindigkeit und  $d_{p_a}$  = Partikeldurchmesser. Der linke Teil von Gleichung 2.49 gilt im Prinzip nur für eine unendliche Umgebung und nicht in einer Pore ( $v_{p_0} = v_\infty$ ). Dennoch gibt die Beziehung einen Anhaltspunkt über die ablaufenden Mechanismen und eine Größenordnung für die Grenzgeschwindigkeit in den Poren. Nach  $d_{p_a}$  aufgelöst ergibt sich

$$d_{p_a} < 3 c_D / (4 (s-1) g) \cdot v_{p_0}^2 \quad (2.50)$$

Unter laminaren Strömungsverhältnissen ( $Re_{p_a} < 1$ ) ist der Widerstandskoeffizient  $c_D$  von der Reynoldszahl des Partikels ( $Re_{p_a}$ ) abhängig:

$$c_D = 24 / Re_{p_a} = 24 v / (v_{p_0} d_{p_a}) \quad (2.51)$$

Eingesetzt in Gleichung 2.50 ergibt sich für ein Gleichgewicht zwischen Gravitations- und Strömungskraft die folgende Beziehung zwischen der Porengeschwindigkeit und dem Partikeldurchmesser:

$$d_{Pa} = (18 v_{P0} / ((s-1) g))^{1/2} \quad (2.52)$$

Gemäss Gleichung 2.52 lagern sich mit wachsender Porengeschwindigkeit zunehmend vermehrt nur noch grössere Partikel in der Sohle ab. Beispielsweise können bei einer Porengeschwindigkeit von rund  $4 \cdot 10^{-6}$  m/s keine Tonpartikel und bei  $v_{P0} > 10^{-2}$  m/s nur noch Partikel mit  $d_{Pa} > 0.15$  mm ( $Re_{Pa} = 1.15$ ) in die Sohle eingelagert werden. Grundsätzlich bedeutet dies, dass die bezüglich der Kolmation massgebenden feineren Partikel bei einer Exfiltration nicht in die Sohle eindringen können und damit eine bedeutende Kolmation verhindert wird.

Zur Exfiltration von Grundwasser sind zwei Versuche durchgeführt worden. Beim ersten Versuch, SR6, ist die Kolmation unter konstanten Randbedingungen mit einem hydraulischen Gradienten von  $i = -0.12$  beim Messquerschnitt 1, respektive von  $i = -0.15$  beim Messquerschnitt 2, beobachtet worden. Beim zweiten Versuch (SR9.2) ist nach kolmatisierter Sohle der Grundwasserspiegel von anfänglich infiltrierenden Verhältnissen stufenweise über den Gerinne-Wasserspiegel angehoben worden, sodass sich bei maximalem Grundwasserstand ein Gradient von  $i = -0.36$ , respektive  $i = -0.34$ , einstellte.

Bei der Exfiltration ist die Darstellung der Ergebnisse im Widerstands - Filterbelegungs - Diagramm nicht möglich. Daher werden im folgenden die im Versuchsstand beobachteten Durchlässigkeiten interpretiert.

#### *Versuch SR6:*

In Abbildung 2.48 sind in Abhängigkeit der Zeit die beobachteten Durchlässigkeiten der obersten Schichten ( $k_{11}, k_{21}$ ), sowie diejenigen des gesamten Sohlenaufbaus ( $k_1, k_2$ ), zu sehen. Betrachtet man den Durchlässigkeitsverlauf des gesamten Sohlenkörpers, so kann bei beiden Messquerschnitten eine gewisse Reduktion der  $k$ -Werte verzeichnet werden. Dieser Effekt kann auf die Kolmation der obersten Schicht, auf Umlagerungsprozesse von Feinpartikeln in den tieferen Schichten oder auf die zunehmende Belüftung des Porenraums zurückgeführt werden. Die Belüftung erfolgt durch die Ausscheidung von Luft aus dem zugeleiteten Trinkwasser, das infolge einer Erwärmung auf  $22^{\circ}\text{C}$  übersättigt worden ist. Die Durchlässigkeitsabnahme in den tieferen Schichten hat demnach nichts mit einer Einlagerung von Feinpartikeln zu tun.

Der Durchlässigkeitsverlauf der obersten Schichten zeigt, dass im *ersten Messquerschnitt* der  $k$ -Wert nach anfänglicher Reduktion plötzlich ansteigt und sich bei einem Wert um  $4 \cdot 10^{-4}$  m/s einpendelt. Es kann davon ausgegangen werden, dass nach einer Versuchsdauer von 15 Stunden, infolge von Rückspüleffekten ein Teil der abgelagerten Feinpartikel aus

dem Porenraum entfernt worden ist und sich anschliessend eine Art Gleichgewichtszustand eingestellt hat.

Demgegenüber ist beim *zweiten Messquerschnitt* zuerst eine deutliche Reduktion der Durchlässigkeit zu beobachten, bevor sich der  $k$ -Wert an einen unteren Grenzwert von rund  $3 - 4 \cdot 10^{-5}$  m/s annähert. Der Durchlässigkeitsverlauf ist hier vergleichbar mit demjenigen bei einer Infiltration, wobei ein für das Sohlenmaterial deutlich höherer Grenzwert angestrebt wird.

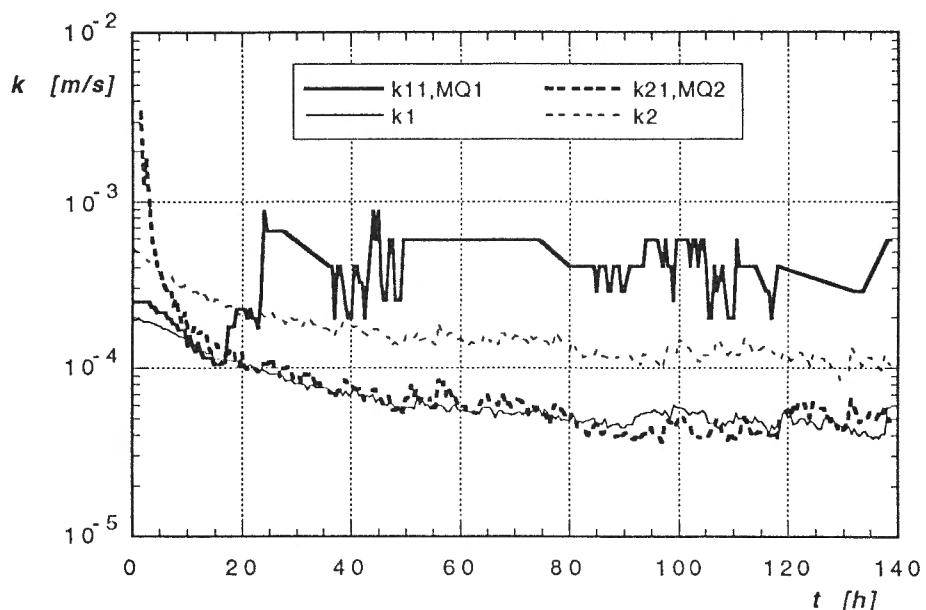


Abbildung 2.48 Durchlässigkeitentwicklung in den obersten Schichten  $k_{11}$  und  $k_{21}$  und des gesamten Sohlenaufbaus  $k_1$  und  $k_2$  bei einer Exfiltration von Grundwasser (Versuch SR6).

Aufgrund der Ergebnisse von Versuch SR6 kann geschlossen werden, dass für das vorliegende Sohlenmaterial bei einem hydraulischen Gradienten um  $i = (-0.12) - (-0.15)$  gerade etwa die Grenzbedingungen für eine Kolmationsentwicklung erreicht werden.

#### Versuch SR9.2:

Auf Abbildung 2.49 ist der Durchlässigkeitsverlauf der *obersten Schicht* beider Messquerschnitte mit den entsprechenden, phasenweise konstanten hydraulischen Gradienten, dargestellt. Beim zweiten Messquerschnitt führte nach der ersten Grundwasserspiegelanhebung ( $i = 0.13$ ) ein anfänglicher Austritt von Luftblasen einerseits zu einer Erhöhung der relativen Durchlässigkeit und anderseits zu einer lokalen mechanischen Auflockerung des Filtermediums. Diese dadurch ausgelöste erste Erhö-

hung des  $k$ -Werts hat daher kaum viel mit einer strömungsbedingten Dekolmation der Sohle zu tun.

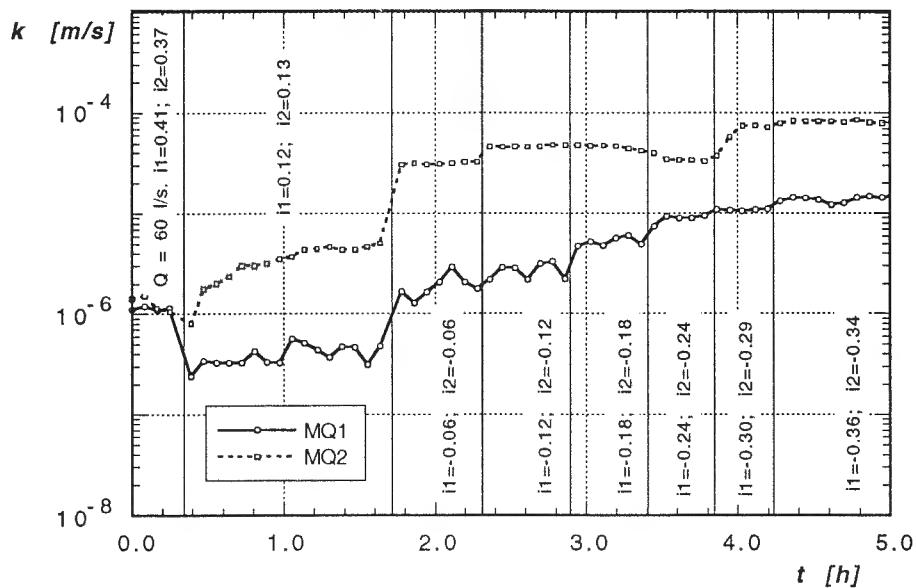


Abbildung 2.49 DurchlässigkeitSENTWICKLUNG in den obersten Schichten der zwei Messquerschnitte bei einer Änderung der Sickerströmung von infiltrierend zu exfiltrierend ( $i_1$  = hydraulischer Gradient im Messquerschnitt 1;  $i_2$  = hydraulischer Gradient im Messquerschnitt 2).

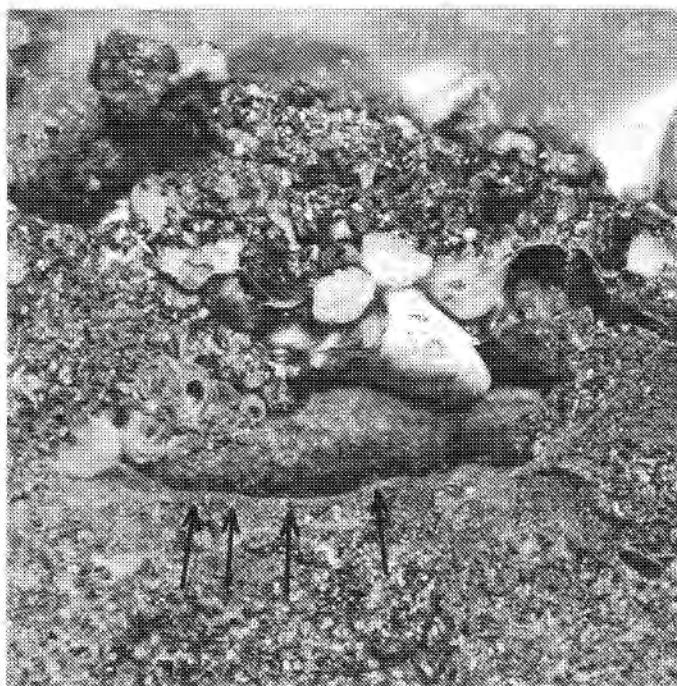


Abbildung 2.50 Rückströmung durch neu gebildete Grobporen (Pfeile) mit einer Resuspension von Feinpartikeln.

Demgegenüber ist beim Messquerschnitt 1 während der Infiltrationsphase eine weitere leichte Abnahme der Durchlässigkeit zu beobachten. Nach 1.7 h Versuchsdauer wurde der Grundwasserspiegel 5 cm über den Ge-

rinnewasserspiegel angehoben, wodurch sich ein Gradient von  $i = -0.06$  einstellte. Diese - wie auch die nächstfolgenden Grundwasserspiegel-erhöhungen - führten bei beiden Messquerschnitten zu einer mehr oder weniger kontinuierlichen Zunahme der Durchlässigkeit. Bei MQ2 wird gegen Versuchsende mit einem  $k$ -Wert von knapp  $10^{-4}$  m/s wieder nahezu die maximale Durchlässigkeit des sauberen Sohlenmaterials erreicht.

Die Rückspülung der Feinmaterialablagerungen erfolgt nicht gleichmäßig verteilt über die gesamte Sohle. Durch die verglaste Rinnenwand konnte beobachtet werden, dass die Strömung an Schwachstellen die Kolmationshorizonte angreift und diese durchbricht. Dadurch kommt es lokal zu einem Aufwirbeln von Feinpartikeln und einer Trübung des Porenwassers (vgl. Abbildung 2.50). Mit der Exfiltration dieses Porenwassers wird auch ein Teil der Kolmationsmasse aus der Filterschicht entfernt. Damit es zu einer umfassenden und flächendeckenden Rückspülung der Kolmationsmasse kommt, sind wahrscheinlich längerandauernde Exfiltrationszustände mit hydraulischen Gradienten  $i \leq -0.3$  erforderlich.

*Interpretation:*

Die in den zwei Versuchen beobachteten Prozesse dürften allgemeingültigen Charakter haben. Die quantitativen Ergebnisse sind hingegen nur für vergleichbare Randbedingungen übertragbar. Zusammenfassend lassen sich aus den zwei durchgeführten Exfiltrationsversuchen folgende Schlüsse ziehen:

- Bei langandauernden exfiltrierenden Verhältnissen wird die Kolmation begrenzt oder verhindert. Dabei existiert ein von der Porengeschwindigkeit abhängiger Grenzwert, bei dessen Unterschreitung noch mit einer gewissen Kolmation zu rechnen ist, bei einer Überschreitung eine Kolmation jedoch nachhaltig verhindert wird. Dieser Grenzwert liegt für das Sohlenmaterial SevelenReduziert im Bereich von  $i = -0.15$  (das negative Vorzeichen deutet an, dass der Gradient aus der Sohle gegen das Gerinne gerichtet ist).
- Bei kolmatierter Sohle und ungesättigten Porenwasser-Verhältnissen können kurzfristige Reduktionen des hydraulischen Gradienten zu Luftaustritten und damit zu einer lokalen Durchlässigkeitszunahme führen. Bei gleichzeitig exfiltrierenden Verhältnissen kann ein Teil der abgelagerten Feinpartikel resuspendiert werden, wobei die Durchlässigkeit rasch um einen Faktor 10 ansteigen kann.
- Zur vollständigen Rückspülung von kolmatierten Gewässersohlen sind langandauernde Exfiltrationsverhältnisse mit vergleichsweise grösseren negativen hydraulischen Gradienten erforderlich. Für die Mischung SevelenReduziert dürften diese Verhältnisse bei  $i \leq -0.30$  etwa erfüllt sein.
- Bei einem Hochwasserereignis unterstützt die Exfiltration von Grundwasser die Dekolmation der Sohle und verhindert anschliessend

(bei anhaltender aus der Sohle gerichteter Strömung) die Kolmationsentwicklung weitgehend.

### 3.5.2 Ungesättigte Infiltration

Die ungesättigte Infiltration von Flusswasser tritt auf, falls der Grundwasserspiegel soweit unter das Niveau der Gerinnesohle fällt, dass sich ein Teil des Porensystems mit Luft füllt. Beim Vorkommen von weniger durchlässigen Schichten zwischen der Gerinnesohle und dem Grundwasserspiegel kann die ungesättigte Versickerung begünstigt werden. Dementsprechend kann durch die Kolmation der Sohle ein Abreissen des Grundwasserspiegels ausgelöst und gefördert werden.

Bezüglich der ungesättigten Infiltration sind zwei Versuche durchgeführt worden (SR7.1 und SR8.1). Im folgenden wird einerseits der zeitliche Verlauf des Porenwasserdruckverlaufs dargestellt und anderseits wird versucht, die beobachteten spezifischen Filterwiderstände in Bezug zu den Berechnungsgrundlagen der gesättigten Infiltration zu stellen.

#### *Entwicklung der Porenwasserdruckverteilung:*

In den Abbildungen 2.51 und 2.52 sind der Verlauf des Porenwasserdrucks über die Tiefe zu verschiedenen Zeitpunkten des Versuchs SR7.1 dargestellt. Zum Zeitpunkt  $t = 0$  h sind bei beiden Messquerschnitten praktisch über die gesamte Tiefe gesättigte Verhältnisse zu beobachten. Als Folge einer Schichtung des Sohlenmaterials tritt zwischen den einzelnen Messpunkten ein grösserer oder ein kleinerer hydraulischer Gradient auf. Nach einer Versuchsdauer von 24 h ist der Porenwasserdruck beim obersten Messpunkt bereits deutlich abgesunken. Dies bedeutet, dass in der obersten Sohlenschicht infolge von Kolmationserscheinungen eine wachsende Druckdifferenz abgebaut wird. Bei den tieferliegenden Schichten ist der hydraulische Gradient in etwa konstant geblieben.

Während den folgenden 48 h nimmt der Porenwasserdruck beim ersten Messquerschnitt nochmals deutlich ab und liegt nach einer Versuchsdauer von 72 h bei rund - 6 cm; beim unteren Messquerschnitt ist eine nur geringe zusätzliche Abnahme des Porenwasserdrucks zu beobachten. Bei beiden Messquerschnitten sind jetzt bereits wenige Zentimeter unter der Sohlenoberfläche ungesättigte Verhältnisse anzutreffen und der Druckabbau konzentriert sich fast ausschliesslich auf die oberste Schicht. In den tieferliegenden Schichten wird durchschnittlich ein Gradient von etwa 1 beobachtet, wobei lokal infolge der Schichtung des Sohlenmaterials grössere Schwankungen auftreten können. Diese Prozesse stimmen mit den von Behnke & Bianchi (1965) beobachteten Vorgängen überein (vgl. Abbildung 1.10). *Die Porenwasserdruckverhältnisse in den tieferen Schichten beeinflussen die Strömungsverhältnisse in der Filter-*

schicht kaum. Die Grösse des Sickerwasserabflusses wird ausschliesslich bestimmt durch die Bedingungen in der obersten Schicht.

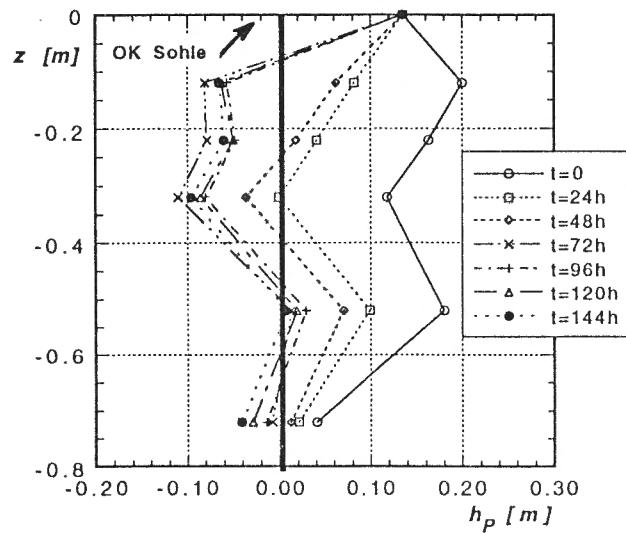


Abbildung 2.51 Porenwasserdruckverteilung im ersten Messquerschnitt zu verschiedenen Zeitpunkten des Versuchs SR7.1.

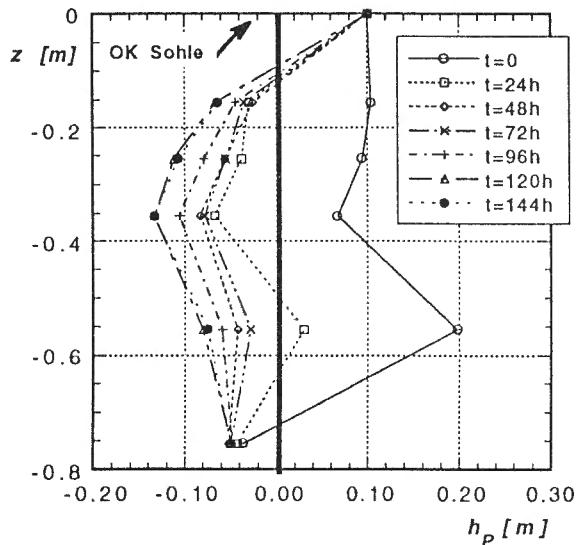


Abbildung 2.52 Porenwasserdruckverteilung im zweiten Messquerschnitt zu verschiedenen Zeitpunkten des Versuchs SR7.1.

### Kolmationsentwicklung:

Im Anhang 2.8 sind die Widerstands - Filterbelegungs - Diagramme der Versuche SR7.1 und SR8.1 dargestellt. Beim ersten Messquerschnitt zeigt sich ein gestreckter Verlauf der Kurve, wie er aufgrund der Filtrationstheorie zu erwarten ist. Beim zweiten Messquerschnitt scheinen die bereits in Kapitel 3.4.2 beschriebenen Sickerverluste die Resultate zu

verfälschen. Für die folgende Auswertung werden daher nur die spezifischen Widerstände des ersten Messquerschnittes weiter verwendet.

Bei der ungesättigten Infiltration ist der massgebende hydraulische Gradient unbekannt. Das Ziel des vorliegenden Kapitels besteht darin, einen groben Ansatz zur Abschätzung von  $i$  zu liefern. Dazu ist anhand der Gleichungen 2.40 und 2.43 über die gemessenen spezifischen Widerstände der hydraulische Gradient berechnet worden. Das Resultat ist in Tabelle 2.13 zusammengestellt.

*Tabelle 2.13 Gemessene spezifische Filterwiderstände, Korrelationskoeffizienten der Regressionen und berechnete hydraulische Gradienten der Versuche mit ungesättigten Sickerverhältnissen.*

Versuch, Messquerschnitt	$r$ (gemessen) [m/kg]	R	$i$ (Gl.2.40) [-]	$i$ (Gl. 2.43) [-]
SR7.1, MQ1	$8.4 \cdot 10^{10}$	0.978	1.26	1.20
SR8.1, MQ1	$5.8 \cdot 10^{10}$	0.989	1.76	1.73

Entsprechend Gleichung 2.40 (oder 2.43) führen grosse hydraulische Gradienten zu kleineren spezifischen Filterwiderständen. Bei der *gesättigten* Infiltration wird der hydraulische Gradient der obersten Schicht durch den Atmosphärendruck begrenzt. Demgegenüber kann der Porenwasserdruck bei *ungesättigter* Infiltration innerhalb der obersten Schicht auf stark negative Werte absinken;  $i$  dürfte daher einen höheren Wert als bei gesättigten Verhältnissen annehmen. Die gemäss Tabelle 2.13 resultierenden Wertepaare (grosses  $i$  / kleines  $r$ ) entsprechen dieser Feststellung.

Für die Herleitung eines Ansatzes zur Berechnung des massgebenden Gradienten sind leider zuwenig Versuche durchgeführt worden. Dennoch wird im folgenden versucht, eine grobe Faustformel für  $i$  anzugeben.

In Abbildung 2.53 sind schematisch die Sickerverhältnisse bei perkulatoriver Infiltration dargestellt. Grundsätzlich kann zwischen einem oberflächennahen gesättigten, einem Übergangsbereich und einem tieferliegenden ungesättigten Bereich unterschieden werden. Nach eingesetzter Kolmation wird praktisch der gesamte Druck in der Filterschicht abgebaut und die Sickerverhältnisse in der ungesättigten Zone üben keinen spürbaren Einfluss mehr auf die Strömungsverhältnisse in der gesättigten Zone aus. Aus diesem Grund werden zur Abschätzung von  $i$  die zwei bekannten Größen Abfluss- und Kolmationstiefe herangezogen. Belässt man den herkömmlichen Aufbau der Gleichung zur Berechnung des hydraulischen Gradienten unverändert und berücksichtigt zudem, dass für die zwei Versuche SR7.1 und SR8.1 ein hydraulischer Gradient  $1.2 < i < 1.7$  resultieren sollte, so ergibt sich für  $i$  bei ungesättigter Infiltration

$$i = \frac{\left(\frac{h_w + h_K}{3}\right)}{h_K} \quad (2.53)$$

Für die zwei Versuche SR7.1 und SR8.1 ergibt sich aus dieser Gleichung  $i = 1.6$  und mit Gleichung 2.43:  $r = 6.3 \cdot 10^{10} \text{ m/kg}$ . Dieser Wert liegt zwischen den spezifischen Widerständen, die bei den zwei Versuchen beobachtet worden sind und liefert damit für diese Fälle ein befriedigendes Resultat. Wie genau dieser Ansatz jedoch für andere Kornverteilungen zutrifft, lässt sich wegen dem Mangel an Versuchen nicht sagen. Fraglich ist beispielsweise, ob bei extremen hydraulischen Gradienten (beispielsweise für  $h_w = 5 \text{ m}$ ,  $h_K = 0.1 \text{ m}$ ) diese Faustformel noch brauchbare Resultate liefert oder ob der spezifische Filterwiderstand dann unterschätzt wird.

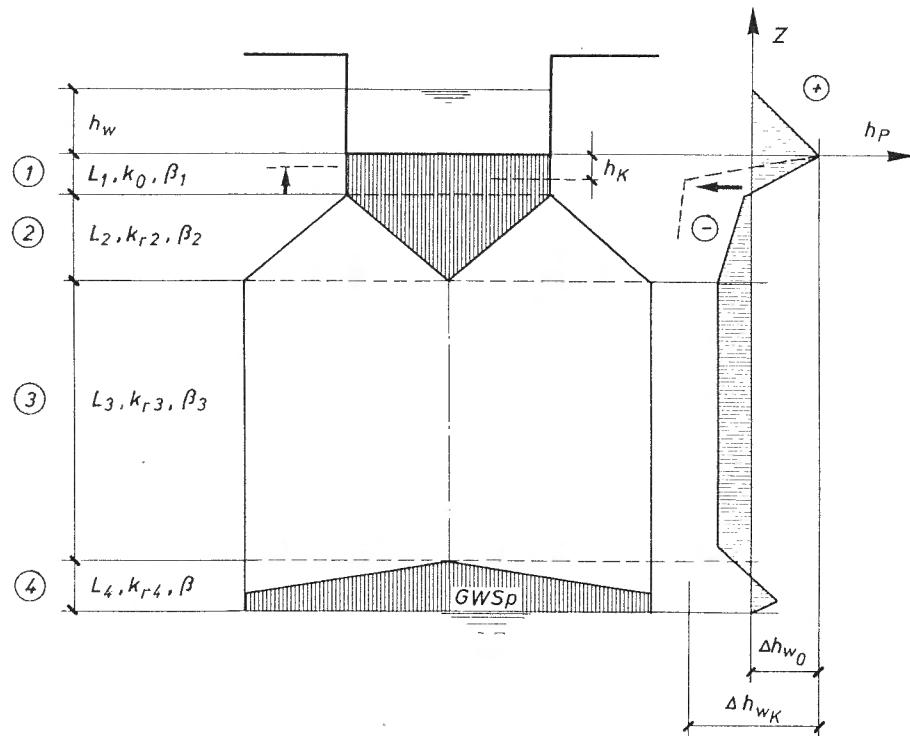


Abbildung 2.53 Querschnitt durch ein Fliessgewässer bei perkolativer Infiltration. Schematische Darstellung der Grenzen gesättigt (schraffiert) - ungesättigt, sowie des Porenwasserdruck-Verlaufs zwischen Gerinne- und Grundwasserspiegel.

Der für die Lösung der Kolmationsgleichung ebenfalls erforderliche Widerstand des unkolmatierten Sohlenmaterials  $\beta$  kann mit  $L = 3 \cdot h_K$  ermittelt werden.  $\beta$  dürfte damit etwas unterschätzt werden. Weil der Einfluss von  $\beta$  mit fortschreitender Kolmation geringer wird, dürfte dieser Fehler eine eher geringe Bedeutung auf die Berechnung haben.

Die Druckhöhe  $\Delta h_w$  kann zu  $(h_w + h_K)$  gesetzt werden. Damit wird  $\Delta h_w$  - weil der Porenwasserdruck in der Tiefe  $h_K$  mit forschreitender Kolmation weiter unter den Atmosphärendruck absinkt - zunehmend unterschätzt. Dies hat zur Folge, dass damit auch das Filtratvolumen  $V_A$  unterschätzt wird. Die Anwendung der Kolmationsgleichungen sollte daher bei ungesättigter Infiltration mit gewissen Vorbehalten geschehen.

### 3.5.3 Trockenfallen der Sohle

Die abflussbedingten Wasserspiegelschwankungen eines Fliessgewässers führen bei relativ breiten Gerinnen zu einer grösseren Variation der benetzten Breite. Bei Niedrigwasserabfluss können daher bedeutende Bereiche der Gerinnesohle trockenfallen. In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, ob die Austrocknung einer kolmatierten Sohle zu einer Änderung der Durchlässigkeit bei einer Wiederbenetzung führt.

Zu diesem Problem wurde ein Versuch durchgeführt (SR8.2). Im Anschluss an Versuch SR8.1 wurde der Rinnenabfluss abgestellt, worauf die Sohle während zweier Tage austrocknen konnte. Der Grundwasserspiegel ist dabei so tief abgesenkt worden, dass das Porenwasser frei drainieren konnte. Anschliessend ist wieder derselbe Abfluss in der Rinne eingestellt und die Durchlässigkeitsentwicklung beobachtet worden. Entsprechend Abbildung 2.54 zeigt sich, dass der  $k$ -Wert relativ rasch auf fast den gleichen Wert wie vor der Austrocknung angestiegen und bis zum Versuchsende in etwa konstant geblieben ist. Der Anstieg dauert dabei solange, bis sich bezüglich der Porenwasser-Sättigung ein quasi-stabiles Gleichgewicht eingestellt hat. Dabei ist anzunehmen, dass aus vielen Grobporen die Luft nicht vollständig entweichen konnte und dass sich daher gegenüber voll gesättigten Verhältnissen eine leicht reduzierte Durchlässigkeit eingestellt hat. Der Anstieg des Porenwasserdrucks über die gesamte Tiefe des ersten Messquerschnitts ist in Abbildung 2.55 dargestellt.

Bei ähnlichen Versuchen in Rinnen oder in Anreicherungsbecken haben Matlock (1965) und Berend (1967) beobachtet, dass nach einer *gründlichen* Austrocknung die Infiltrationsrate und damit auch die Durchlässigkeit praktisch auf einen ursprünglichen maximalen Wert angestiegen sind. Matlock beobachtete anschliessend eine beschleunigte Reduktion der Infiltration, sodass bereits nach 90 Minuten die Wirkung der Austrocknung vernachlässigt werden konnte. Demgegenüber zeigte sich bei Berend die Austrocknung der Sohle für eine längere Zeit als äusserst wirksam.

Die Erhöhung der Durchlässigkeit aufgrund einer Austrocknung beruht nach Beyer & Banscher (1975) darin, dass die Feinpartikel näher an das Filtermedium angelagert werden. Berend (1967) beobachtete auch, dass der oberflächliche Film aus Feinpartikeln Risse bildet und aufbricht. Bei

einer Wiederbelebung bleibt die Infiltration solange grösser, bis die neu gebildeten Zwischenräume durch die Einlagerung zusätzlicher Partikel wieder aufgefüllt sind.

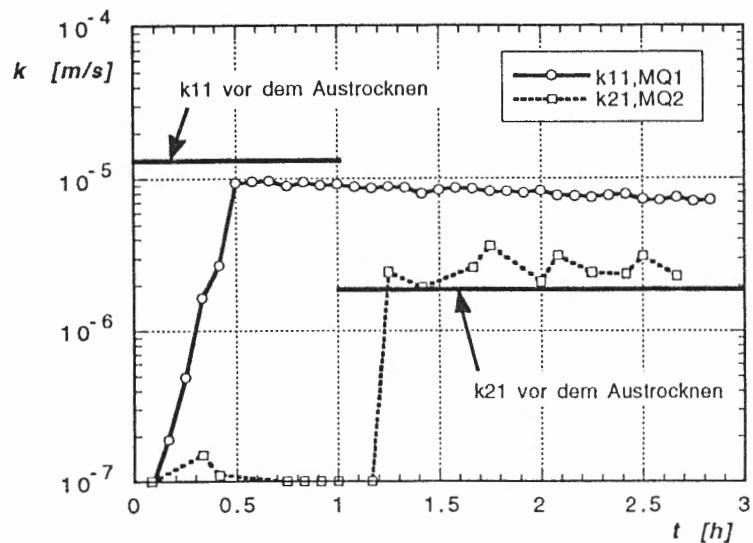


Abbildung 2.54 Durchlässigkeitssentwicklung der Filterschicht nach einer Wiederbenetzung der Sohle; Versuch SR8.2.

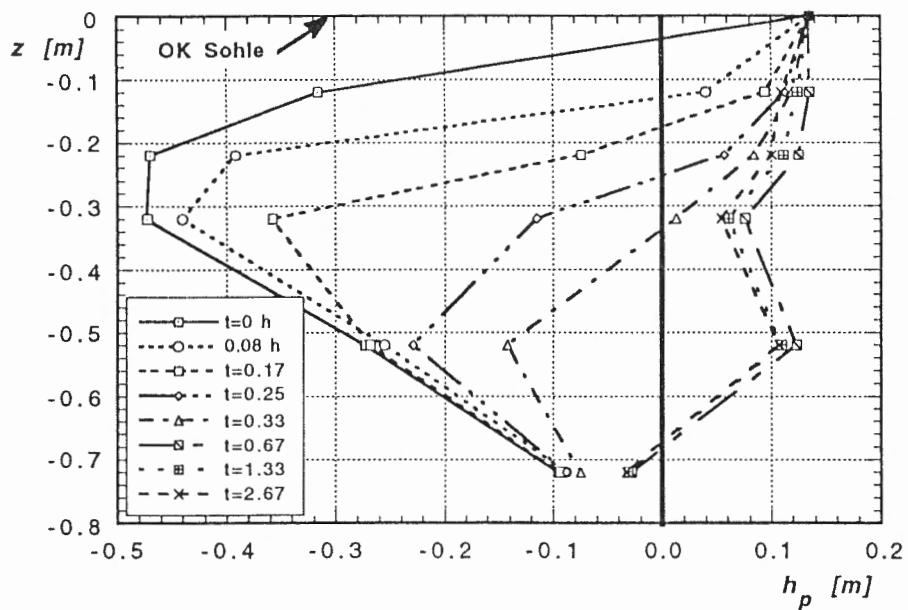


Abbildung 2.55 Porenwasserdruckverteilung im Messquerschnitt I zu verschiedenen Zeitpunkten; Versuch SR8.2.

Auf den Ablauf und die Wirkung einer Austrocknung hat ferner die Kornverteilung des Sohlenmaterials eine wesentliche Bedeutung. Bei

feinkörnigen Sohlen dauert die Entfernung des Kapillarwassers deutlich länger, sodass solche Gewässersohlen bedeutend länger austrocknen müssen, damit sich ihre Durchlässigkeit nachhaltig erhöht.

Eine Zusammenfassung all dieser Beobachtungen zeigt, dass die Durchlässigkeitszunahme massgebend vom Grad der Austrocknung abhängig ist:

- Bei kurzfristigem Trockenfallen der Sohle (wenige Tage) bleibt in der Filterschicht die Restbodenfeuchte so gross, dass sich die eingelagerten Feinpartikel nicht näher an das Korngerüst anlagern und sich daher auch keine Spalten und Risse bilden können. Die Durchlässigkeit erreicht daher entsprechend Versuch SR8.2 nach erfolgter Wiederbenetzung denselben Wert wie vor dem Trockenfallen.
- Bei mittelfristig langem Trockenfallen der Sohle (Tage bis wenige Wochen) führt die Wiederbenetzung zu einer kurzfristig grösseren Sohlendurchlässigkeit. Während der Austrocknung dürfte der Porenraum der Kolmationsmasse leicht geschwunden sein und sich die Querschnitte der noch offenen Porenkanäle etwas vergrössert haben. Nach der Wiederbenetzung quillt die Kolmationsmasse jedoch wieder auf ihr ursprüngliches Volumen, sodass die Wirkung der Austrocknung bereits nach kurzer Zeit verloren ist.
- Durch die länger andauernde gründliche Austrocknung (mehrere Wochen) wird die Kolmationsmasse irreversibel verformt, wobei sich die Feinpartikel dichter an das Filtermedium anlagern. An diesem Zustand ändert auch eine Wiederbefeuhtung nichts. Die Kolmationsentwicklung setzt sich demnach bei einem veränderten Zustand der Sohle fort, und die vergrösserten Porendurchmesser müssen durch die Anlagerung zusätzlicher Feinpartikel abgedichtet werden. Die Durchlässigkeit kann nach der Austrocknung einen Wert erreichen, der nahe der maximalen Durchlässigkeit liegt (diesen aber kaum ganz erreichen kann).

Eine besonders grosse Bedeutung kann das Trockenfallen der Sohle beispielsweise in Gebirgsbächen haben, wo infolge eines extrem tiefen Winterabflusses das gesamte Gewässer fast vollständig austrocknet. Durch das Gefrieren der trockenen Sohlenpartien können sich zusätzliche Spalten und Risse in den Kolmationshorizonten bilden, sodass im Frühling beim Einsetzen der Schneeschmelze mit einer deutlich erhöhten Durchlässigkeit gerechnet werden kann.

### 3.5.4 Transport von Feingeschiebe

In Versuch SR7.2 wurde untersucht, ob sich an der Kolmation der Sohle etwas ändert, falls über die grobe abgepflasterte Deckschicht Feingeschiebe transportiert wird. Dazu ist über eine Nassbeschickungsmaschine nahe dem Rinneneinlauf eine konstante Menge (0.027 kg/s) von feinerem Geschiebe zudosiert worden, das einen mittleren Korndurch-

messer von  $d_m = 6.4$  mm aufweist. Die Kornverteilungskurve dieser Mischung ist in Anhang 2.9 zu finden.

Auf Abbildung 2.56 ist die DurchlässigkeitSENTWICKLUNG der obersten Schichten dargestellt. Grundsätzlich ist bei beiden Messquerschnitten eine markante Zunahme des  $k$ -Wertes zu beobachten. Der Anstieg der Durchlässigkeit setzt ein, sobald die Geschiebefront den Messquerschnitt erreicht hat. Infolge dieses Feingeschiebetransports wird im ersten Messquerschnitt ein  $k$ -Wert von  $3 \cdot 10^{-5}$  m/s und im zweiten ein  $k$ -Wert von  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s erreicht, was rund 10, resp. 15 % von  $k_0$  entspricht.

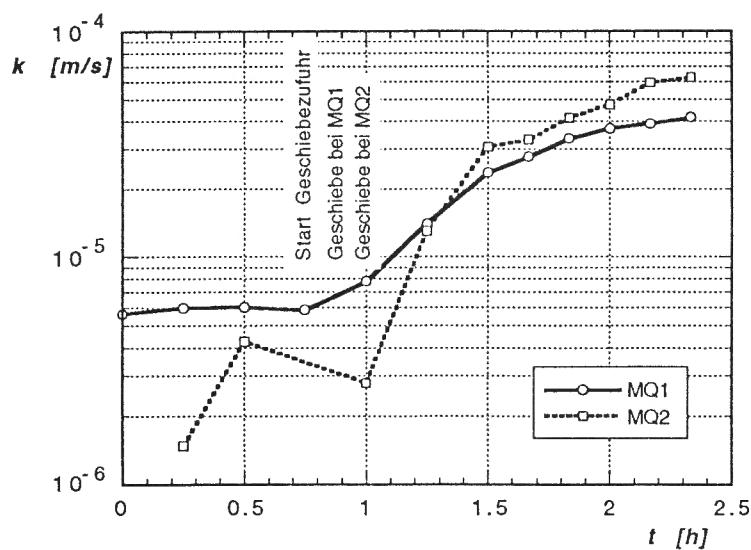


Abbildung 2.56 DurchlässigkeitSENTWICKLUNG beim Feingeschiebetransport über die Deckschicht. Versuch SR7.2.

Nach der Geschiebezugabe werden die Körner der Sandfraktion praktisch mit der gleichen Geschwindigkeit wie der Abfluss durch die Rinne transportiert. Ein Teil des Sandes lagert sich an geschützten Stellen im Strömungsschatten einzelner Steine ab oder bleibt dort in stationären Strömungswirbeln hängen. Die Körner der Kiesfraktion werden entsprechend der klassischen Geschiebetheorie rollend, gleitend oder springend mit der Strömung über die Sohle transportiert. Ein Teil dieser größeren Körner bleibt ebenfalls zwischen den größeren Komponenten der Deckschicht liegen, womit die Zwischenräume langsam bis zu einem gewissen Grad aufgefüllt werden und damit die Sohle verfeinert wird (Abbildung 2.57).

Die DurchlässigkeitZUNAHME und damit die Reduktion der Kolmation ist insbesondere auf drei Effekte zurückzuführen (Abbildung 2.58):

- 1) Die Verletzung des Kolmationshorizontes an der Sohlenoberfläche durch den direkten Aufprall von Geschiebekörnern.

- 2) Die indirekte Verletzung eines Kolmationshorizontes durch die Er-schütterung eines Deckschicht-Korns infolge des Aufpralls von Geschiebekörnern.
- 3) Die Abrasion von (kohäsiven) Feinpartikelablagerungen infolge einer kontinuierlichen Bearbeitung durch Sandpartikel, die als Schweb in der Strömung enthalten sind (Sandstrahleffekt).

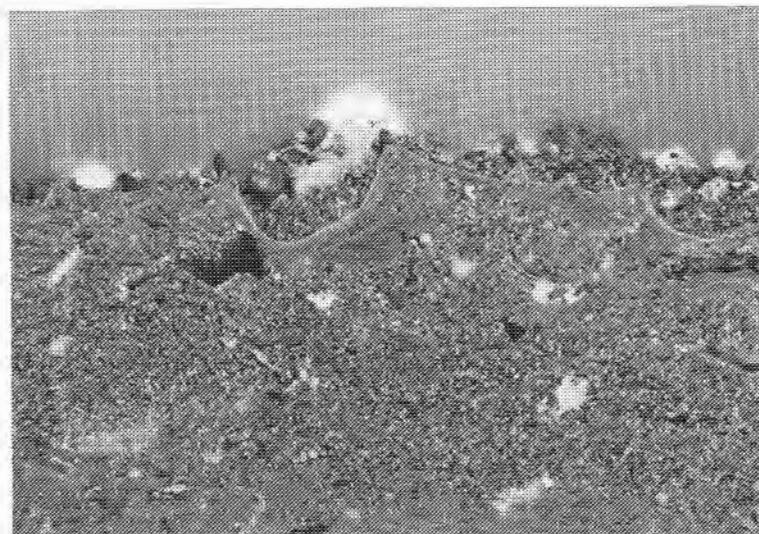


Abbildung 2.57 Feingeschiebeablagerungen in geschützten Stellen der Deckschicht. Versuch SR7.2.

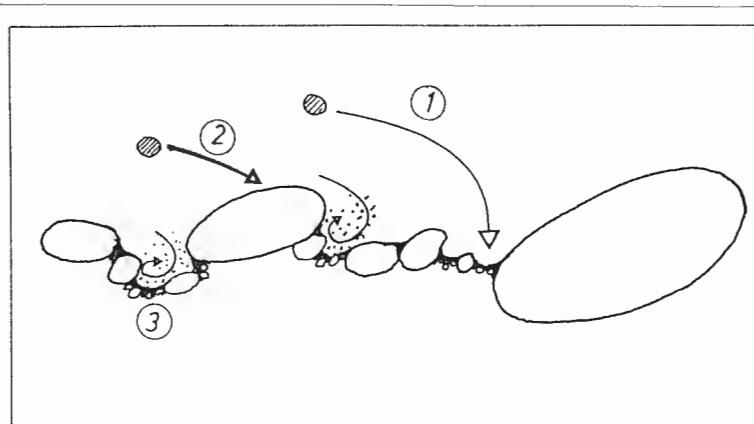


Abbildung 2.58 Transportprozesse von Feingeschiebe, die zu einer teilweisen Dekolmation der Sohle führen können.

Der Transport von Feingeschiebe über eine stark abgepflasterte Sohle ist in alpinen Fliessgewässern häufig anzutreffen. Demgegenüber sind in diesen Gewässern Abflüsse, wo die Dekolmation einsetzt ( $\Theta > \Theta_K$ ; vgl. Kapitel 4) eher selten. In diesen Fällen kann der Feingeschiebetransport also bereits bei vergleichsweise tieferen Abflüssen zu einer nicht unbedeutenden Erhöhung der Durchlässigkeit führen.

## 3.6 GRENZZUSTAND DER KOLMATION

### 3.6.1 Beobachtungen

Bei Anwendung der Kolmationsgleichungen nimmt die Durchlässigkeit der Sohle für  $\Theta < \Theta_K$  (vgl. Kapitel 4) stetig ab. Der  $k$ -Wert wird nach unten nicht beschränkt, er kann damit also einen beliebig tiefen Wert erreichen.

Die Rinnenversuche haben jedoch gezeigt, dass die Durchlässigkeitsabnahme nach unten effektiv begrenzt ist. In Anhang 2.10 sind die Widerstands - Filterbelegungs - Diagramme der Versuche dargestellt, wo ein Grenzwert des Filterwiderstandes erreicht worden ist. Bei den anderen, hier nicht dargestellten Versuchen, konnte keine Abflachung der Kurve beobachtet werden.

Die Existenz eines Grenzzustandes der Kolmation wird auch von anderen Autoren bestätigt. Banscher (1976) schreibt, dass die Kolmationsvorgänge einen Zustand anstreben, der durch ein stabiles Gleichgewicht gekennzeichnet ist. Eine vergleichbare qualitative Aussage macht auch Hansel (1967), der an Aufbereitungsfilters beobachtete, dass "die innere Kolmation einen Maximalwert hat und dabei in der Invasionsschicht (~ Filterschicht) glatte, nahezu kreisrunde Durchflussgänge scheinbar beliebiger Richtung offenbleiben".

Der Grenzzustand der Kolmation kann beispielsweise ausgedrückt werden durch einen minimalen  $k$ -Wert  $k_{\min}$  oder einen maximalen Filterwiderstand  $\gamma_{\max}$ . Es muss davon ausgegangen werden, dass dieser Grenzzustand kein konstanter Wert, sondern von verschiedenen Einflussgrößen abhängig ist. Bei zwei Kolmationsversuchen in der Rinne konnte beobachtet werden, dass nach dem erstmaligen Erreichen eines bestimmten Grenzzustandes sich dieser Wert - nach einem markanten Abfallen der Schwebstoffkonzentration - auf einem anderen Niveau eingependelt hat (Versuche KV1-1 und KV2-2). In Abbildung 2.59 ist für Versuch KV2-2 über der Filterbelegung  $m_K$  der Filterwiderstand  $\gamma$  und die Schwebstoffkonzentration  $C$  aufgetragen. Es zeigt sich, dass bei mehr oder weniger konstanter Schwebstoffkonzentration um 200 TEF der Filterwiderstand nach anfänglich abgeflachtem Verlauf ziemlich linear ansteigt, bis er einen Grenzwert um  $8 \cdot 10^{10} \text{ m}^{-1}$  erreicht. Ab einem bestimmten Zeitpunkt (bei  $m_K = 0.95 \text{ kg/m}^2$ ) ist die Schwebstoffkonzentration kontinuierlich bis auf einen Wert um 130 TEF abgesunken. Gleichzeitig kann auch eine Reduktion des Filterwiderstandes beobachtet werden, dessen Wert sich bei etwa  $5.5 \cdot 10^{10} \text{ m}^{-1}$  eingependelt hat.

Der Grund für diese Reduktion des Filterwiderstandes von  $8 \cdot 10^{10}$  auf  $5.5 \cdot 10^{10} \text{ m}^{-1}$  liegt darin, dass bei einer Reduktion der Schwebstoffkonzentration ein Teil der im Bereich der Deckschicht abgelagerten Feinpartikel (zwischen den Deckschichtkörnern) von der Strömung mitgerissen und resuspendiert werden. Für eine konstante Sohlen-

schubspannung existiert also ein Gleichgewichtszustand zwischen der Schwebstoffkonzentration und dem Ausmass der Feinpartikelablagerungen in den Spalten und Ritzen der Deckschicht. Einen ähnlichen Effekt ergibt sich bei Schwankungen der Sohlenschubspannung. Unter Voraussetzung einer konstanten Schwebstoffkonzentration können sich bei abnehmender Sohlenschubspannung mehr Partikel ablagern und umgekehrt, bei zunehmendem  $\Theta$ , ein Teil der oberflächennahen Kolmationsmasse wieder resuspendiert werden.

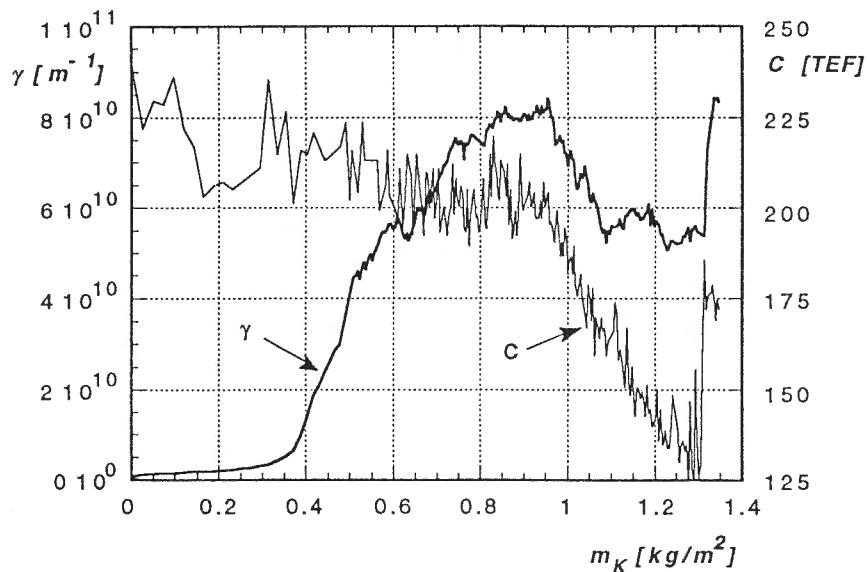


Abbildung 2.59 Verlauf des Filterwiderstandes  $\gamma$  in Abhängigkeit von der Filterbelegung  $m_K$  und der Schwebstoffkonzentration  $C$  für Versuch KV2-2, Messquerschnitt 1.

Tabelle 2.14 Einflussgrößen und beobachteter Grenzwert des Filterwiderstandes aller ausgewerteten Versuche.

Versuch, Messquerschnitt	$C$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$d_{10}/d_m$ [-]	$i$ [-]	$v (\cdot 10^{-6})$ [m <sup>2</sup> /s]	$\Theta$ [-]	$\gamma$ (gem) [m <sup>-1</sup> ]
Sw2,1	0.350	0.0115	0.43	1.07	0.023	$3.2 \cdot 10^{11}$
Sw2,2	0.350	0.0115	0.57	1.07	0.016	$7.0 \cdot 10^{11}$
Sw3.4,1	0.700	0.0115	0.53	1.07	0.035	$5.0 \cdot 10^{11}$
Sw5,1	0.400	0.0115	0.41	1.01	0.031	$3.7 \cdot 10^{11}$
Sw6.5,1	0.400	0.0115	0.42	1.01	0.023	$4.4 \cdot 10^{10}$
Sv1,1	0.120	0.0125	0.22	0.93	0.031	$1.3 \cdot 10^{11}$
Sv1,2	0.120	0.0125	0.26	0.93	0.014	$1.0 \cdot 10^{11}$
SR4,1	0.008	0.0205	0.73	1.01	0.047	$3.8 \cdot 10^{10}$
SR5,1	0.050	0.0205	0.74	1.01	0.064	$6.6 \cdot 10^{10}$
KV1-1,1	0.090	0.178	0.096	0.97	0.088	$2.7 \cdot 10^9$
	0.030	0.178	0.096	0.97	0.088	$1.8 \cdot 10^9$
KV2-2,1	0.085	0.0522	0.59	0.93	0.063	$8.1 \cdot 10^{10}$
	0.050	0.0522	0.59	0.93	0.063	$5.3 \cdot 10^{10}$
TO1,1	0.170	0.0360	0.39	0.93	0.053	$2.4 \cdot 10^{11}$

Als weitere mögliche Einflussgrößen des Grenzzustandes der Kolmation sind die Kornverteilung des Sohlenmaterials, der hydraulische Gradient und die Reynoldszahl zu nennen. In Tabelle 2.14 sind für alle Versuche, wo ein Grenzzustand erreicht worden ist, diese Einflussgrößen, sowie der gemessene maximale Filterwiderstand  $\gamma(\text{gem})$  aufgelistet.

### 3.6.2 Multiple Regressionen mit fünf Variablen

Aufgrund der Beobachtungen des vorausgegangenen Kapitels und der Erkenntnisse, die bei der Herleitung der Kolmationsgleichungen gewonnen werden konnten, ist zuerst eine multiple Regression mit allen fünf Variablen durchgeführt worden.

Die Form der Funktion  $\gamma = f(C/\rho_w, d_{10}/d_m, i, Re, \Theta)$  ist entsprechend der Funktion für den spezifischen Filterwiderstand  $r$  aufgestellt worden (vgl. Kapitel 3.4.3.2). Diesem Ansatz liegt die Überlegung zugrunde, dass  $\gamma$  linear mit  $r$  verknüpft ist und daher kein Anlass zur Annahme besteht, dass der Einfluss der fünf Variablen durch eine andere Funktion besser wiedergegeben werden könnte. Damit ergibt sich für den logarithmierten Filterwiderstand  $\ln(\gamma)$  die folgende Gleichung:

$$\ln(\gamma) = \ln(a_0) + a_1 \ln(d_{10}/d_m) + a_2 \ln(Re) + a_3 \ln(C/\rho_w) + a_4 \ln(i) + a_5 \ln(\Theta) \quad (2.54)$$

In Tabelle 2.15 ist das Ergebnis dieser multiplen Regression dargestellt. Vier Messungen sind ausgeschieden worden, womit ein Freiheitsgrad von  $df = 4$  resultiert. Der Korrelationskoeffizient von  $R = 0.994$  zeigt, dass mit den Koeffizienten von Tabelle 2.15 die als gültig angenommenen Versuchsresultate hervorragend reproduziert werden können. Die hohen t-ratios zeigen ausserdem, dass der Einfluss aller Variablen als signifikant bezeichnet werden kann. In den Abbildungen 2.60a - 2.60e sind die partiellen Regressionen der fünf Einflussgrößen zu sehen.

*Tabelle 2.15 Ergebnis der multiplen Regression unter Berücksichtigung aller fünf Einflussgrößen nach dem Aussortieren der vier schlechtesten Messungen.*

Abhängige Variable: $\ln(\gamma)$			
Variable	Koeffizient	Standartabweichung	t-ratio
$\ln(a_0)$	26.4	1.38	19.2
$\ln(d_{10}/d_m)$	1.31	0.456	2.87
$\ln(Re)$	1.07	0.250	4.28
$\ln(C/\rho_w)$	0.764	0.0716	10.7
$\ln(i)$	2.58	0.311	8.29
$\ln(\Theta)$	-0.971	0.340	-2.85

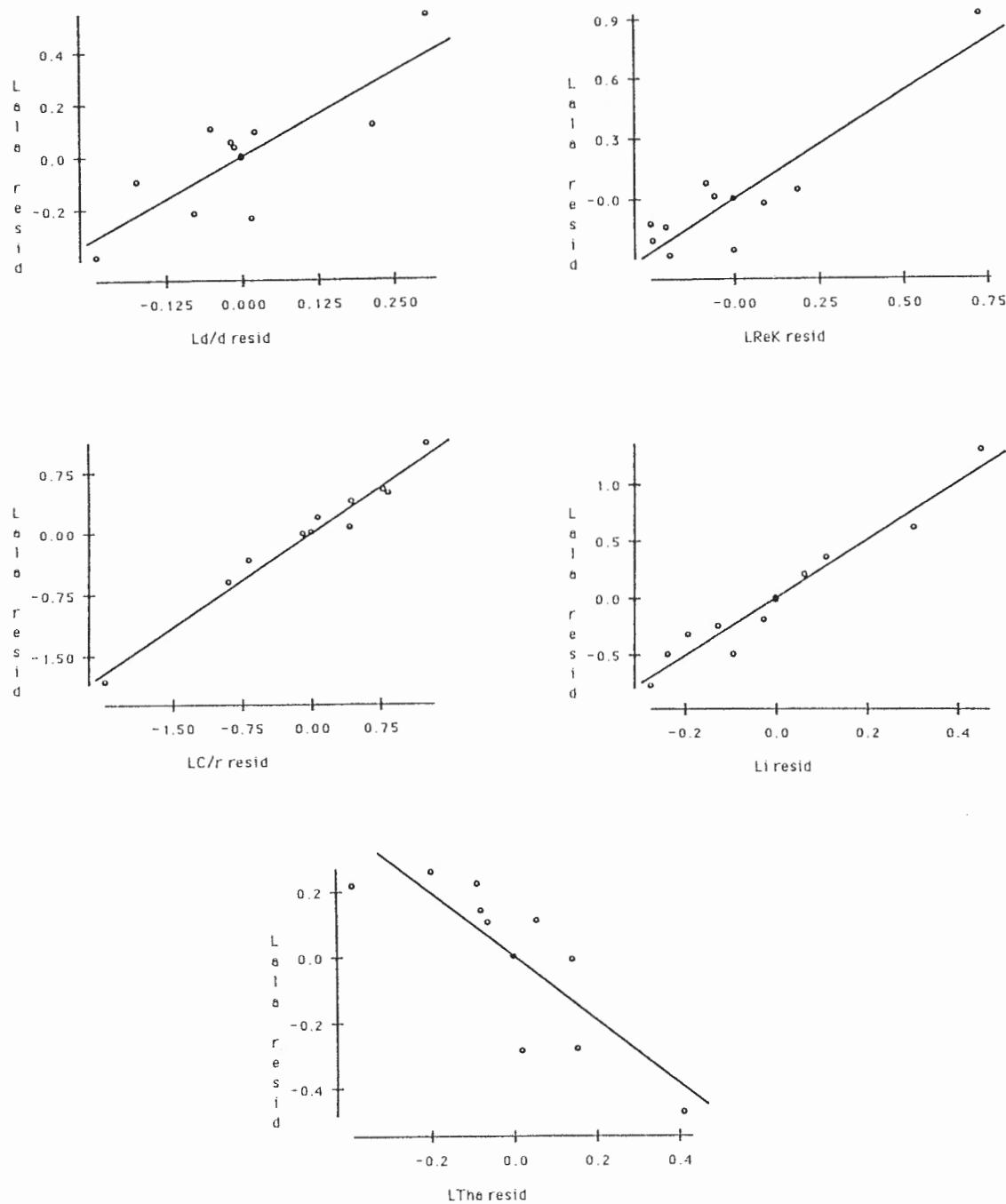


Abbildung 2.60 Diagramme der partiellen Regressionen des logarithmischen Filterwiderstandes  $\ln(\gamma)$  nach a)  $\ln(d_{10}/d_m)$ , b)  $\ln(Re)$ , c)  $\ln(C/\rho_w)$ , d)  $\ln(i)$  und e) nach  $\ln(\Theta)$ .

Auf Abbildung 2.61 ist die Änderung der Koeffizienten  $a_1, \dots, a_5$  und der logarithmierten Konstante  $\ln(a_0)$  in Funktion des Freiheitsgrades der Regression zu sehen. Es zeigt sich, dass sich die Koeffizienten von  $Re$ ,  $C/\rho_w$  und  $\Theta$  nach anfänglich grösseren Schwankungen bei 1, 0.75 und -1 einpendeln. Werden diese drei Koeffizienten festgelegt, so ergibt sich für  $a_1 = 1.25$ ,  $a_4 = 2.5$  und  $a_0 = 3.3 \cdot 10^{11}$  die beste Übereinstimmung zwischen

den gemessenen und den berechneten Filterwiderständen. Damit ergibt sich für den Grenzzustand der Kolmation folgende Gleichung:

$$\gamma_{\max} = \frac{3.3 \cdot 10^{11} \left( \frac{d_{10}}{d_m} \right)^{5/4} \text{Re}^{1/2} \left( \frac{C}{\rho_w} \right)^{3/4}}{\Theta} \quad (2.55)$$

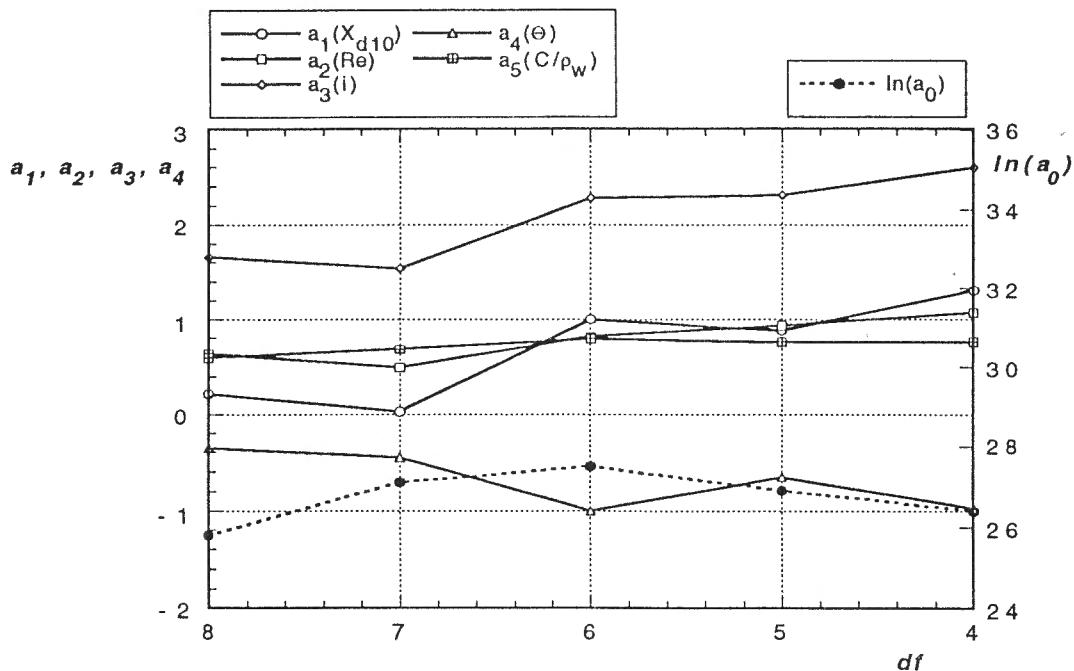


Abbildung 2.61 Änderung der Koeffizienten und der logarithmierten Konstanten in Abhängigkeit des Freiheitsgrades der Regression.

Der Bedeutung der fünf Einflussgrößen kann wie folgt interpretiert werden:

$d_{10}/d_m$  Bei zunehmend breiterer Kornverteilung nimmt der Grenzwert des Filterwiderstandes ab. Die Ursache für diesen Einfluss dürfte darin begründet sein, dass bei Filtermedien mit schmaler Kornverteilung die Schwebstoffpartikel tiefer in den Porenraum eindringen und damit eine mächtigere Kolmationsschicht bilden. Dabei scheint plausibel, dass die Durchlässigkeit unmittelbar unter der Deckschicht in etwa vergleichbar mit derjenigen von breiten Kornverteilungen ist, der Durchlässigkeitsgradient in die Tiefe jedoch bedeutend kleiner ist. Dementsprechend kann davon ausgegangen werden, dass mit zunehmend breiterer Kornverteilung die von der Kolmation betroffene Schicht zunehmend dünner ausfällt.

Re Bei höherer Wassertemperatur (kleinerer Zähigkeit) und gröberem Sohlenmaterial (Einfluss  $d_m$ ) nimmt der Grenzwert des Filterwiderstandes ebenfalls zu. Dies entspricht der Beobachtung, dass bei kleinen Zähigkeiten und einem Filtermedium mit gröbeneren Poren die Feinpartikel tiefer in das Filtermedium hineintransportiert werden und sich damit eine mächtigere Kolmationsschicht mit grösserem Filterwiderstand aufbaut. Berücksichtigt man einzig den Einfluss der Zähigkeit (konkretes Sohlenmaterial), so bedeutet dies, dass im kolmatierten Zustand im Sommer - trotz Abnahme der Zähigkeit - tiefere Durchlässigkeiten erreicht werden als im Winter.

$C/\rho_w$  Bereits weiter oben ist beschrieben worden, dass mit zunehmender Schwebstoffkonzentration der Grenzwert des Filterwiderstandes ansteigt. Dieser Effekt wird durch das positive Vorzeichen des Koeffizienten bestätigt.

i Mit zunehmendem hydraulischem Gradienten nimmt der Grenzwert des Filterwiderstandes zu. Die Ursache für diesen Einfluss dürfte darin liegen, dass bei anwachsendem Gradienten und damit höheren Filtergeschwindigkeiten die Feinpartikel tiefer in das Filtermedium transportiert werden. Die Durchlässigkeitsabnahme konzentriert sich dadurch nicht nur auf einen oberflächlichen Horizont, sondern auf eine vergleichsweise mächtige Kolmationsschicht.

$\Theta$  Wie bereits weiter oben beschrieben worden ist, nimmt bei zunehmender dimensionsloser Sohleinschubspannung der Grenzwert des Filterwiderstandes ab. Dieser Effekt wird durch das negative Vorzeichen des Koeffizienten bestätigt.

Die Bedeutung der fünf Einflussgrössen ist aus Tabelle 2.16 ersichtlich. Dabei ist für die in Natur zu erwartenden Schwankungsbreiten das Verhältnis aus dem maximalen und dem minimalen Wert der einzelnen Variablen unter Berücksichtigung des dazugehörenden Koeffizienten gebildet worden. Es resultiert ein Faktor, der als Mass für den Einfluss jeder Variablen betrachtet werden kann.

*Tabelle 2.16 Einflussbereich der fünf Variablen auf  $\gamma_{max}$ .*

Variable (X)	Exponent $a_x$	Schwankungsbreite von X	$(X_{max}/X_{min})^{ax}$
$d_{10}/d_m$	1.25	0.0115 ... 0.0360	4
Re	1	2400 ... 24'000	(10) 2
i	2.5	0.1 ... 0.6	(56) 5
$\Theta$	-1	0.005 ... 0.05	(10) 6
$C/\rho_w$	0.75	0.010 ... 0.500	(19) 9

Tabelle 2.16 zeigt, dass der Einfluss des hydraulischen Gradienten dominierend ist. Dabei muss jedoch berücksichtigt werden, dass grössere Schwankungen von  $i$  vor allem kurzfristig bei einem Hochwassereignis auftreten, sonst jedoch mit vergleichsweise geringen Änderungen zu rechnen ist, die sich in der Grössenordnung von einem Faktor 5 bewegen dürften. Dasselbe gilt im Prinzip auch für die Schwebstoffkonzentration, wo längerandauernde Konzentrationen über  $0.2 \text{ kg/m}^3$  selten anzutreffen sind. Beim Einfluss von  $Re$  wird neben der Zähigkeit auch der mittlere Korndurchmesser berücksichtigt. Betrachtet man bloss den Einfluss der Zähigkeit, so resultiert eine Änderung in der Grösse von einem Faktor von maximal 2. Dies bedeutet, dass bei sonst identischen Verhältnissen der Grenzwert des Filterwiderstandes im Sommer (bei  $\Delta T = 15^\circ\text{C}$ ) im Maximum auf das Doppelte des Winterwertes ansteigen kann.

Interessant ist der Einfluss der dimensionslosen Sohlenschubspannung. Gemäss den Ergebnissen von Kapitel 3.4 steigt  $\gamma$  bei grösserem  $\Theta$  rascher an, erreicht jedoch nach Gleichung 2.55 den geringeren oberen Grenzwert. In Kapitel 4 wird sich zeigen, dass ab einem bestimmten  $\Theta$ -Wert ( $\Theta_K$ ) der Filterwiderstand der Sohle wieder abnimmt, das heisst, dass die Dekolmation der Sohle einsetzt. Aufgrund der obigen Feststellungen kann der Übergang von Kolmation zu Dekolmation als fliessend bezeichnet werden: Mit zunehmender Sohlenschubspannung nimmt der obere Grenzwert von  $\gamma$  langsam ab, bis er für  $\Theta = \Theta_K$  beschleunigt absinkt und bei  $\Theta = \Theta_D$  Null erreicht.

In Tabelle 2.17 sind die gemessenen und die nach Gleichung 2.55 berechneten Grenzwerte des Filterwiderstandes gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass die gemessenen und die berechneten Werte recht gut miteinander übereinstimmen.

In Abbildung 2.62 ist der Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Filterwiderständen grafisch dargestellt. Die Abbildung zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und berechneten Werten. Demgegenüber streuen die vier aussortierten Punkte recht stark um den Erwartungswert.

Aus dem Grenzwert des Filterwiderstandes  $\gamma_{\max}$  kann der Grenzwert der Durchlässigkeit  $k_{\min}$  berechnet werden mit

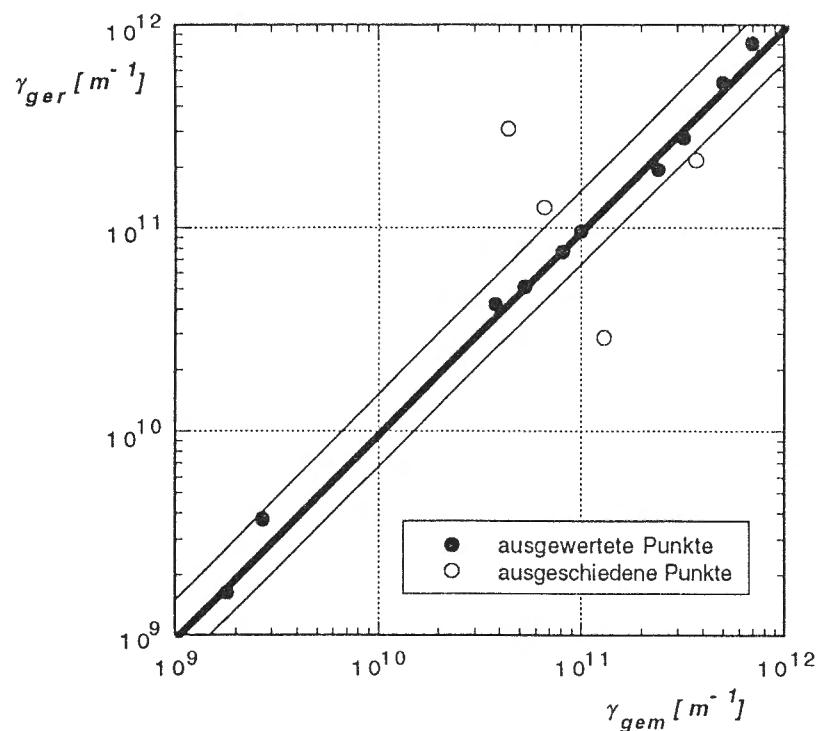
$$k_{\min} = \frac{h_K g}{\gamma_{\max} V} \quad (2.56)$$

In Tabelle 2.17 sind - um sich ein Bild der möglichen Variationsbreite der minimalen Durchlässigkeit machen zu können - die nach Gleichung 2.56 resultierenden Werte zusammengestellt. Dabei zeigt sich, dass für die ausgewerteten Versuche die im Grenzzustand der Kolmation erreichte Durchlässigkeit zwischen  $10^{-4}$  -  $10^{-6} \text{ m/s}$  schwanken kann. Für ein konkretes Fliessgewässer mit bestimmtem Sohlenmaterial sind nach abge-

schlossener Kolmation Durchlässigkeitsschwankungen in der Größenordnung einer Zehnerpotenz zu erwarten.

*Tabelle 2.17 Vergleich der gemessenen mit den nach Gleichung 2.55 berechneten Grenzwerten des Filterwiderstandes  $\gamma_{\max}$ , sowie der über die Kolmationstiefe berechneten Durchlässigkeitsbeiwerte.*

Versuch, Messquerschnitt	$\gamma_{\max}$ (gem) [ $m^{-1}$ ]	$\gamma_{\max}$ (ger) [ $m^{-1}$ ]	$k_{\min}$ (ger) [m/s]
Sw2,1	$3.2 \cdot 10^{11}$	$2.8 \cdot 10^{11}$	$3.0 \cdot 10^{-6}$
Sw2,2	$7.0 \cdot 10^{11}$	$8.1 \cdot 10^{11}$	$1.0 \cdot 10^{-6}$
Sw3.4,1	$5.0 \cdot 10^{11}$	$5.2 \cdot 10^{11}$	$1.6 \cdot 10^{-6}$
Sw5,1	$3.7 \cdot 10^{11}$	$2.2 \cdot 10^{11}$	$4.1 \cdot 10^{-6}$
Sw6.5,1	$4.4 \cdot 10^{10}$	$3.1 \cdot 10^{11}$	$2.9 \cdot 10^{-6}$
Sv1,1	$1.3 \cdot 10^{11}$	$2.9 \cdot 10^{10}$	$3.9 \cdot 10^{-5}$
Sv1,2	$1.0 \cdot 10^{11}$	$9.6 \cdot 10^{10}$	$1.2 \cdot 10^{-5}$
SR4,1	$3.8 \cdot 10^{10}$	$4.2 \cdot 10^{10}$	$1.6 \cdot 10^{-5}$
SR5,1	$6.6 \cdot 10^{10}$	$1.3 \cdot 10^{11}$	$5.4 \cdot 10^{-6}$
KV1-1,1	$2.7 \cdot 10^9$ $1.8 \cdot 10^9$	$3.9 \cdot 10^9$ $5.5 \cdot 10^9$	$9.3 \cdot 10^{-5}$ $6.6 \cdot 10^{-5}$
KV2-2,1	$8.1 \cdot 10^{10}$ $5.3 \cdot 10^{10}$	$7.7 \cdot 10^{10}$ $5.2 \cdot 10^{10}$	$4.2 \cdot 10^{-6}$ $6.3 \cdot 10^{-6}$
TO1,1	$2.4 \cdot 10^{11}$	$1.9 \cdot 10^{11}$	$4.1 \cdot 10^{-6}$



*Abbildung 2.62 Vergleich der gemessenen und der berechneten Filterwiderstände für die bei der Regression verwendeten, sowie der aussortierten Punkte.*

## 4. HOCHWASSERVERSUCHE

---

### 4.1 VERSUCHSPROGRAMM

Bei einer Abflusserhöhung vergrössert sich die Schleppkraft des Wassers und der hydrodynamische Auftrieb auf die einzelnen Körner der Sohlenoberfläche. Ab einer bestimmten Belastung beginnen sich einzelne - anfänglich die kleineren Körner - aus dem vorher stabilen Korngefüge zu lösen. Die Körner werden über die Sohle gerinneabwärts transportiert. Eine weitere Abflusszunahme führt von einem bestimmten Grenzwert an zum Aufreissen der Deck- oder Pflästerungsschicht, wobei das darunterliegende Untergrundmaterial freigelegt und damit der Erosion ausgesetzt wird. Das Aufreissen der Deckschicht führt in der Regel zu kleineren bis grösseren Änderungen der Sohlenlage, sodass dieser Prozess zu einer Neubildung des Korngefüges der Deck- und der Filterschicht führt.

Diese Prozesse werden begleitet durch die Resuspension von abgelagerten Feinpartikeln. Die bei tieferen Abflüssen gebildeten Kolmationshorizonte werden bereichsweise oder gesamthaft zerstört, was zur *Dekolmation der Sohle* führt. **Unter Dekolmation werden alle Prozesse verstanden, die zu einer Zunahme der Sohlendurchlässigkeit und einer Auflockerung des Korngefüges führen.**

Das Ziel der Hochwasserversuche ist zu untersuchen, welche Strömungsbedingungen zu einer erstmaligen Erhöhung der Sohlendurchlässigkeit führen, welche Durchlässigkeiten dabei zu erwarten sind und unter welchen Grenzbedingungen maximale k-Werte erreicht werden.

Bei einem Hochwasserversuch ist der Abfluss stufenweise erhöht worden, bis die Deckschicht zumindest bereichsweise aufgerissen war. Bei Versuchsbeginn und unmittelbar nach jeder Abflusserhöhung ist die Wasserspiegellage erfasst worden. Demgegenüber ist die Sohlenlage nur zu Beginn und nach einer visuell beobachteten Änderung aufgenommen worden. Die Messungen erfolgten bei den ersten Versuchen durch die verglaste Rinnenwand; später wurde die Sohlenoberfläche und der Wasserspiegel entsprechend den Angaben von Abbildung 2.35 aus dem Mittel von 15 Punkten gebildet, die mit einem Pegel abgegriffen worden sind (vgl. Teil 1, Kapitel 3.5.4). Aus der gemessenen Abflusstiefe und dem eingestellten Abfluss konnte anschliessend das lokale Gefälle und die dimensionslose Sohleinschubspannung gemäss Anhang 2.4 berechnet werden. Während des Versuchsablaufs sind ferner in beiden Messquerschnitten die Sickerwasserabflüsse und die Porenwasserdrücke gemessen worden, womit sich die Durchlässigkeitsbeiwerte der übereinanderliegenden Schichten der Sohle berechnen liessen.

Anhang 2.11 zeigt eine Zusammenstellung der Versuchsparameter und der daraus abgeleiteten hydraulischen Grössen  $J$  und  $\Theta$ . Im Anhang 2.12 sind die Versuchsresultate - der Verlauf des Wasserspiegels, der Sohlen-

lage, der Sohlendurchlässigkeit und der dimensionslosen Sohleinschubspannung - grafisch dargestellt.

## 4.2 BEOBACHTUNGEN DER DEKOLMATION

Die verglaste Rinnenwand erlaubte die Beobachtung der Spül- und Dekolmationsprozesse während den Hochwasserversuchen im Längenprofil. Generell ist dabei aufgefallen, dass die in der Sohle abgelagerten Feinpartikel in der Regel nicht einzeln, sondern nur zusammen mit einem Teil der Deck- oder der Filterschicht erodiert und anschliessend resuspendiert worden sind.

*Definitionsgemäss setzt die Dekolmation ein, wenn die Sohlendurchlässigkeit erstmals deutlich zunimmt. Diesem Schwellenwert kann eine dimensionslose Sohleinschubspannung  $\Theta_K$  zugeordnet werden.* In Kapitel 4.3.3 wird versucht, die Grösse von  $\Theta_K$  aus den Versuchsresultaten zu bestimmen.

Auf den Abbildungen 2.63 - 2.65 sind drei verschiedene Zustände der Sohle beim ersten Messquerschnitt des Versuchs Sw1S zu sehen. Abbildung 2.63 zeigt die Ausgangssituation mit schwach erkennbaren Kolmationshorizonten und der Lage der obersten Porenwasserdruckmessung (weisser Punkt). Abbildung 2.64 zeigt denselben Rinnenausschnitt nach einer Versuchsdauer von rund 2.2 h. Entsprechend den weissen Markierungen, welche frühere Lagen der Sohleoberfläche bezeichnen, hat sich die Sohle um durchschnittlich 1 cm eingetieft. Aus dem Durchlässigkeitverlauf gemäss Anhang 2.12 kann entnommen werden, dass dabei der k-Wert der Sohle von  $2 \cdot 10^{-5}$  auf rund  $2 \cdot 10^{-4}$  m/s angestiegen ist. Eine fortschreitende Erosion, wie sie auf Abbildung 2.65 zu sehen ist, bringt in diesem Fall eine nur noch geringfügige Zunahme der Durchlässigkeit. Bei diesen Betrachtungen durch die verglaste Rinnenwand muss man sich jedoch immer bewusst sein, dass das sichtbare Längenprofil nicht für den gesamten Rinnenquerschnitt repräsentativ sein muss und die Erosionen an der gegenüberliegenden Wand deutlich anders aussehen können. Dennoch zeigen die Bilder, dass grundsätzlich eine geringe Schwankung der Sohlenlage ausreicht, um die Durchlässigkeit gegen den Maximalwert ansteigen zu lassen.

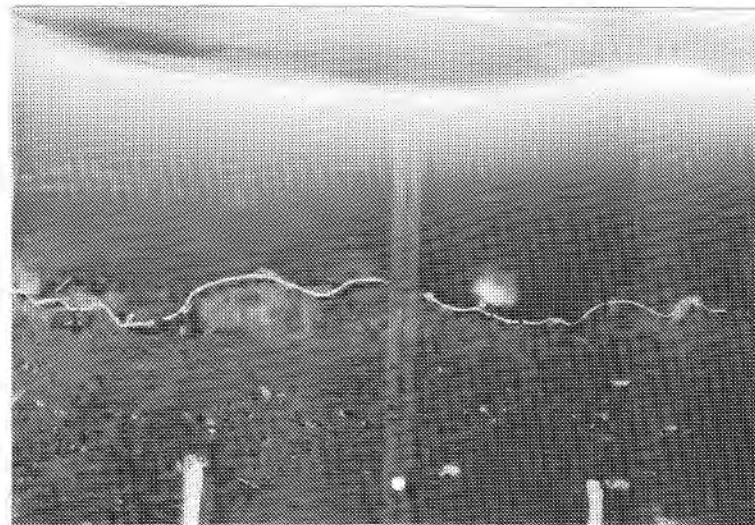


Abbildung 2.63 Ursprüngliche Sohlenlage Messquerschnitt 1, Versuch Sw1S.



Abbildung 2.64 Sohlenlage nach einer Versuchsdauer von 2.2 h,  $\Theta = 0.068$ .

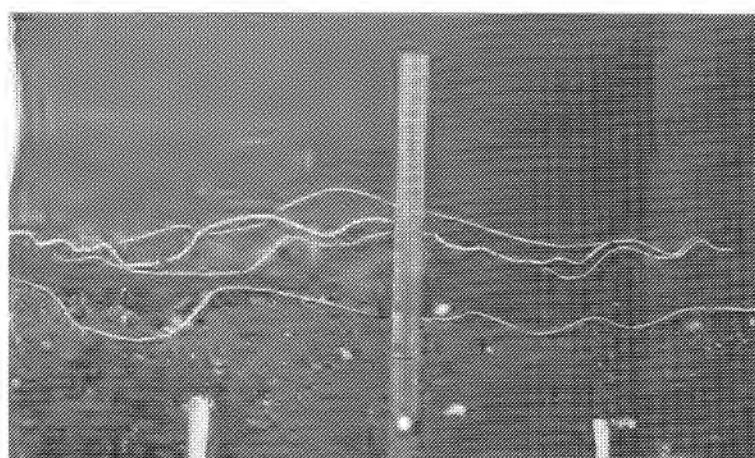


Abbildung 2.65 Sohlenlage nach einer Versuchsdauer von 2.8 h,  $\Theta = 0.083$ .

Aufgrund der Beobachtungen in der Versuchsrinne sind die folgenden vier Prozesse massgebend verantwortlich für die Dekolmation einer Fließgewässersohle:

### 1. *Geschiebetransport*

Beim Transport von Feingeschiebe kann es durch die direkte Einwirkung einzelner Körner auf die Deckschicht oder infolge des Sandstrahleffekts zu einer teilweisen Dekolmation der Sohle kommen. Die beobachteten Prozesse sind im Detail in Kapitel 3.5.4 beschrieben. Die dimensionslose Sohlenschubspannung  $\Theta$  muss dabei mindestens den Wert  $\Theta_{cr} = 0.05$  erreichen.

### 2. *Unterspülen von Deckschichtkörnern*

Unregelmässigkeiten in der Sohlenoberfläche führen zu einer lokal variablen Beanspruchung der Deckschicht. Obwohl die einzelnen Körner noch nicht aus dem Deckschichtverband herausgerissen werden können ( $\Theta < \Theta_D$ ), kann das einen Stein umhüllende feinere Material erodiert und der Stein unterspült werden. Diese Unterspülung ist im Prinzip vergleichbar mit der Bildung eines Pfeilerkolkes bei Hochwasserabfluss. Die Folge dieses Prozesses ist eine lokale Erosion bestehender Kolmationshorizonte.

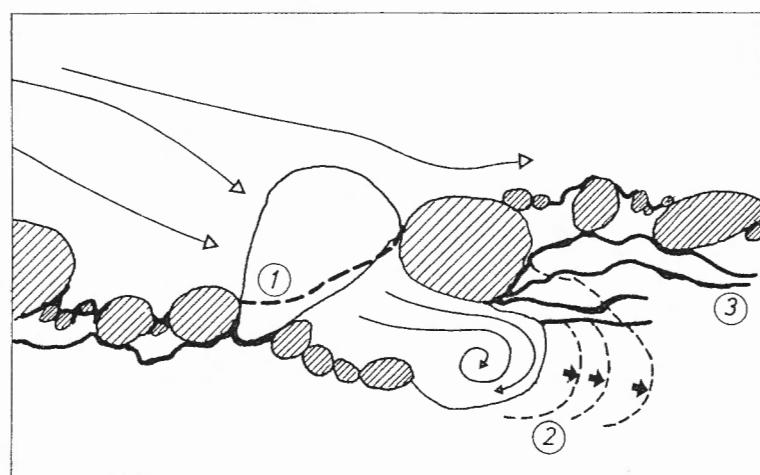


Abbildung 2.66 Unterspülen einzelner grösserer Deckschichtkörner. 1) Ursprüngliche Sohlenoberfläche. 2) Fortschreitende Unterspülung bis zum Einbrechen der Kaverne. 3) Kolmationshorizonte.

In Abbildung 2.66 ist dieser Prozess im Längsschnitt dargestellt. Durch die lokale Erosion verliert der unterspülte Stein irgendwann seinen Halt und verschüttet die gebildete Kaverne. In der Regel wird dadurch die lokale Instabilität beendet; es kann jedoch auch vorkommen, dass als

Folge dieses Einsinkens weitere unterwasserseitige Kolmationshorizonte angegriffen werden können. Die dimensionslose Sohlenschubspannung erreicht einen Wert zwischen  $\Theta_K$  und  $\Theta_D$ , das heisst  $\Theta_K < \Theta < \Theta_D$ .

### 3. Herauslösen einzelner Deckschichtkörner

Bei natürlichen Mischungen des Sohlenmaterials kommt es bei einer Erhöhung der Schleppkraft zu einer selektiven Erosion von feineren Körnern. Die Deckschicht vergröbert sich infolge dieses Prozesses zusehends und erreicht unmittelbar vor dem Aufreissen ihre grösste Kornverteilung. Natürliche Deckschichten weisen in der Regel einen Abpflästerungsgrad auf, dessen Mischung eher nahe der grössten Kornverteilung liegt, die in Abhängigkeit der Geschiebezufluss jedoch mit mehr oder weniger Feingeschiebe angereichert sein kann. Dies bedeutet, dass bereits bei Sohlenschubspannungen  $\Theta_K < \Theta < \Theta_D$  einzelne (kleinere) Körner aus der Deckschicht herausgelöst werden können, ohne dass dadurch die Deckschicht selbst instabil wird. Gemäss Abbildung 2.67 wird durch den selektiven Transport einzelner feinerer Deckschichtkörner der Kolmationshorizont an der Grenze zwischen Deck- und Filterschicht verletzt, was zu einer lokalen Dekolmation der Sohle führt.

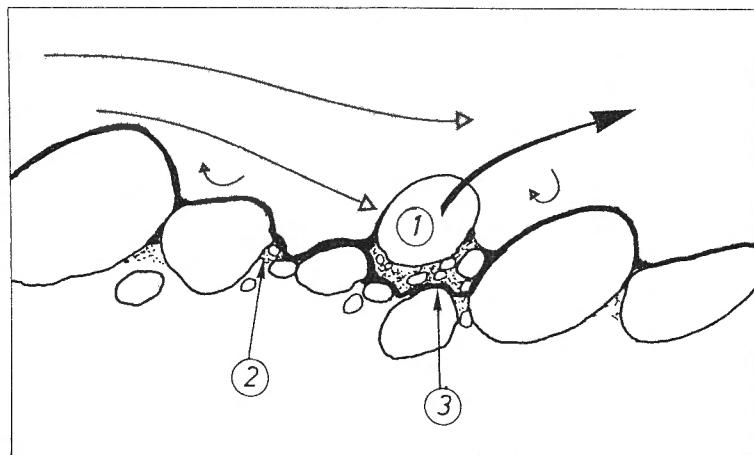


Abbildung 2.67 Herauslösung eines Korns (1) aus dem Deckschichtverband. 2) Innere Kolmation. 3) Neue Deckschicht-Oberfläche.

### 4. Begrenzte Erosion der Deckschicht

Bei Erreichen der Grenzbelastung  $\Theta_D$  kommt es anfänglich zu einer lokal begrenzten *Erosion* der Deckschicht. Die Erosion wird ausgelöst, wenn ein für den Deckschichtverbund bedeutendes Korn abtransportiert wird. Entsprechend der Darstellung von Abbildung 2.68 weitet sich der Erosionsprozess häufig entgegen der Fließrichtung aus, die Ausbreitung der Erosionsfläche kann jedoch auch gerinneabwärts erfolgen. Der Erosionsprozess stoppt in der Regel, nachdem sich die Sohle über eine

bestimmte Distanz ausgeglichen und sich damit ein neues Gleichgewicht eingestellt hat. Bei diesem Prozess wird mit der Deckschicht auch ein Teil der Filterschicht weggespült, und die darin enthaltenen Kolmationshorizonte werden gesamthaft zerstört. Die Sohlendurchlässigkeit dürfte dabei massiv ansteigen und einen Wert erreichen, welcher in etwa der maximalen Durchlässigkeit des Untergrundmaterials entspricht.

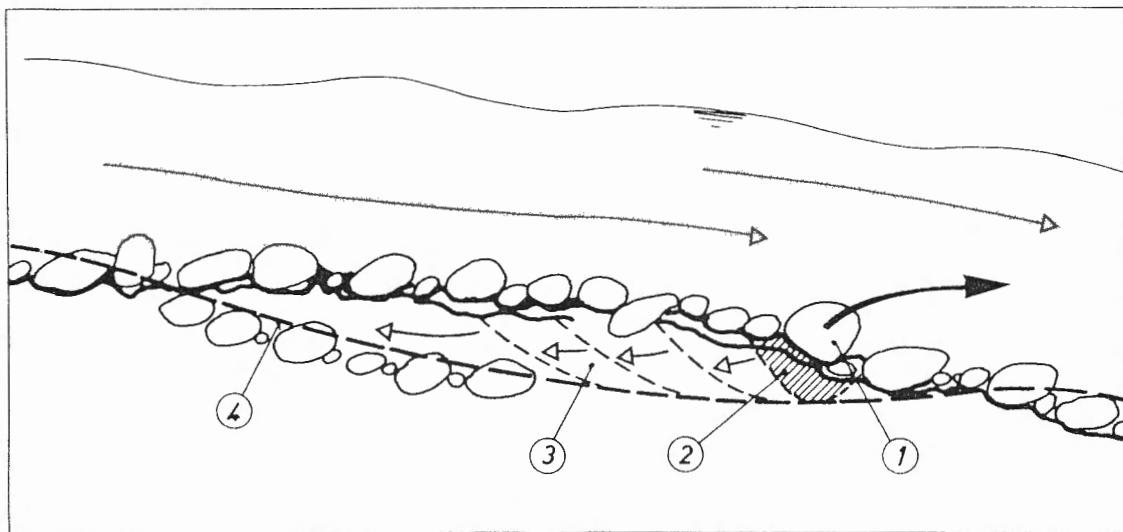


Abbildung 2.68 *Erosion eines Deckschichtkorns (1) mit anfänglichem Erosionsherd (2), fortschreitender Rückwärtserosion (3) und neuer Sohlenoberfläche (4).*

Die Dekolmation der Sohle ist ein Prozess, der massgebend von den lokalen Verhältnissen, zum Beispiel der Kornverteilung und dem Vorhandensein von Feingeschiebe, mitgeprägt wird. Es dürfte daher schwierig sein, einen exakten Grenzwert festzulegen, bei welchem die Sohlendurchlässigkeit erstmals deutlich ansteigt. In der Regel interessieren jedoch kaum die lokalen Verhältnisse, vielmehr stellt sich die Frage nach den generellen Tendenzen eines grösseren Gerinneabschnitts. Auf diese eher grossräumliche Betrachtung konzentriert sich denn auch die Auswertung der Versuchsresultate.

## 4.3 VERSUCHS - RESULTATE

### 4.3.1 Vorgehen

Insgesamt sind 12 Hochwasserversuche mit fünf verschiedenen Mischungen des Sohlenmaterials durchgeführt worden. Bei 3 Versuchen konnte bei einem oder bei beiden Messquerschnitten keine bedeutende Zunahme der Durchlässigkeit beobachtet werden, das heisst die maximal aufge-

tretenen Schleppspannungen lagen für eine Dekolmation zu tief oder der Versuch ist aus anderen Gründen gescheitert.

Die Resultate der im folgenden ausgewerteten 20 Messungen sind im Anhang 2.12 grafisch dargestellt. Aus dem oberen Diagramm sind der Verlauf des Wasserspiegels und der Sohlenlage ersichtlich, das untere Diagramm zeigt die Durchlässigkeitsentwicklung, sowie die stufenweise erhöhte dimensionslose Sohlenschubspannung.

Nach einer Abflusserhöhung wurde jeweils überprüft, ob die Sohlen-durchlässigkeit bereits am Zunehmen ist oder weiterhin tendenziell abnimmt. Anschliessend ist der Abfluss um einen weiteren Schritt erhöht worden. Infolge dieser stufenweisen Änderung des Abflusses kann nicht exakt festgestellt werden, bei welcher dimensionslosen Sohlenschubspannung die Dekolmation der Sohle einsetzt. Das Ergebnis besteht in einem unteren Wert, wo keine Änderung des  $k$ -Werts auftritt und einem oberen Wert, bei dem eindeutig eine Durchlässigkeitszunahme zu beobachten ist. Diese zwei Werte sind in Tabelle 2.19 sowohl für den Beginn der Dekolmation bei  $\Theta_K$ , als auch für das Aufreissen der Deckschicht bei  $\Theta_D$  für alle verwendeten Versuche aufgelistet. Weil sich die *lokalen* Strömungsverhältnisse bei einer Abflussänderung markant verändern können, ist es bei einzelnen Versuchen vorgekommen, dass sich die Sohlenschubspannung sprunghaft erhöhte, so dass eine befriedigende Eingrenzung von  $\Theta_K$  nicht immer möglich ist.

*Tabelle 2.19 Untere und obere Begrenzungen der dimensionslosen Sohlenschubspannung für das Einsetzen der Dekolmation  $\Theta_K$  und für die Grenzbelastung der Deckschicht  $\Theta_D$ .*

Versuch, Messquerschnitt	$\Theta_K$		$\Theta_D$	
	noch keine Dekolmation	Dekolmation beobachtet	noch keine Erosion	Erosion beobachtet
SW1S/1	0.046	0.071	0.071	0.083
SW1S/2	0.050	0.067	0.070	0.110
SW2S/1	0.040	0.060	0.050	0.060
SW3S/1	0.057	0.071	0.057	0.070
SW3S/2	0.056	0.072	0.056	0.083
SW4S/1	0.049	0.070	0.049	0.070
SW4S/2	0.043	0.063	0.072	0.083
SV2S/1	0.056	0.062	0.062	0.082
SV2S/2	0.041	0.056	0.071	0.087
SR1S/1	0.058	0.067	0.070	0.080
SR1S/2	0.055	0.060	0.060	0.096
SR2S/1	0.052	0.069	0.070	0.088
SR2S/2	-	0.061	0.064	0.086
SR3S/1	0.038	0.061	0.067	0.086
SR5S/1	-	-	0.068	0.110
SR5S/2	0.062	0.067	-	-
KV2-2S/1	0.068	0.078	0.068	0.078
KV2-2S/2	0.061	0.068	0.068	0.078
TO1S/1	0.059	0.064	0.064	0.072
TO1S/2	0.053	0.064	0.070	0.077

Das folgende Kapitel widmet sich der Grenzstabilität der Deckschicht und vergleicht die in der Versuchsrinne beobachteten Werte mit zwei verschiedenen Berechnungsansätzen aus der Literatur. In Kapitel 4.3.3 wird basierend auf den Versuchsresultaten ein Ansatz hergeleitet, wie der Dekolmationsbeginn und die dabei zu erwartende Durchlässigkeitserhöhung abgeschätzt werden können.

### 4.3.2 Deckschichtstabilität

Die Versuchsresultate haben gezeigt, dass nach dem Aufreissen der Deckschicht kleinere Schwankungen der Sohlenlage genügen, damit die Durchlässigkeit der Sohle wieder auf einen maximalen Wert ansteigt. Die Grenzbelastung der Deckschicht kann nach verschiedenen Verfahren abgeschätzt werden. Das in der Schweiz gebräuchlichste Verfahren ist eine Kombination der Ansätze von Gessler (1965) und Günter (1971), wobei nach Gessler die Kornverteilung der Deckschicht abgeschätzt werden kann und Günter einen Ansatz liefert, um aus den mittleren Korndurchmessern der Ausgangsmischung und der Deckschicht die kritische dimensionslose Sohlenschubspannung  $\Theta_D$  zu ermitteln.

Einen neuen interessanten Ansatz beschreibt Tsujimoto (1989), der sowohl den Einfluss des Gefälles auf die Stabilität der einzelnen Körner, als auch den Effekt von kleinen relativen Rauhigkeiten ( $h/d$ ) auf die vertikale Schubspannungsverteilung zu berücksichtigen versucht. Für die Rinnenversuche von grösserer Bedeutung ist die relative Rauhigkeit, weil durch das Kippen des Modells die Abflusstiefe gegenüber den natürlichen Verhältnissen um ein Vielfaches reduziert, der massgebende Korndurchmesser jedoch in etwa konstant gehalten worden ist.

#### 4.3.2.1 Berechnung nach Gessler und Günter

Gessler entwickelte anhand von Versuchen mit Kornmischungen einen Ansatz, um aus der Ausgangsmischung - in Abhängigkeit der Strömungsbelastung - die Kornverteilung der Deckschicht zu bestimmen. Das Verfahren beruht auf der Annahme, dass die turbulenten Sohlenschubspannungs-Schwankungen einer Gauss-Verteilung entsprechen. Gessler bestimmt die Wahrscheinlichkeit  $q_i$ , mit der ein Korn mit Durchmesser  $d_i$  für eine gegebene Strömungsbelastung liegenbleibt. Bei Geschiebetriebbeginn ( $\Theta = \Theta_{cr}$ ) nimmt  $q_i$  den Wert 0.5 an, das heisst, das Korn bleibt mit einer Wahrscheinlichkeit von 50 % liegen oder wird mit derselben Wahrscheinlichkeit abtransportiert.

Der relative Gewichtsanteil einer Fraktion der Deckschicht ( $\Delta p_{Di}$ ) berechnet sich aus der entsprechenden Fraktion der Ausgangsmischung ( $\Delta p_{Ai}$ ) nach

$$\Delta p_{Di} = \frac{q_i \Delta p_{Ai}}{\sum_{j=1}^n q_j \Delta p_{Aj}} \quad (2.57)$$

Die Wahrscheinlichkeit des Liegenbleibens  $q_i$  ist abhängig vom Verhältnis aus der kritischen dimensionslosen Sohlenschubspannung der Fraktion  $\Theta_{cri}$  ( $\Theta_{cri} = 0.05$  für  $Re^* > ca. 200$ ; für kleinere  $Re^*$  vgl. Shields - Diagramm, z.B. in Gessler, 1965) und der effektiven dimensionslosen Sohlenschubspannung  $\Theta_i$ . Der Wert von  $q_i$  kann direkt Figur 9 aus Gessler (1965) entnommen oder über eine Berechnungsroutine des Gauss'schen Integrals bestimmt werden. Aus den für jede Fraktion ermittelten  $\Delta p_{Di}$  ergibt sich die Kornverteilung der Deckschicht für die aktuelle Belastung. Damit lässt sich der mittlere Korndurchmesser dieser Deckschichtmischung berechnen aus

$$d_{mD} = \sum (\Delta p_{Di} d_i) \quad (2.58)$$

Wird die Sohlenschubspannung solange erhöht, bis  $d_{mD}$  ein Maximum erreicht (das heißtt  $d_{mD} = d_{mD_{max}}$ ), so erhält man die grösste Kornverteilung der Deckschicht, die sich unmittelbar vor dem Aufreissen der Deckschicht einstellt.

Ausgehend von  $d_{mD_{max}}$  lässt sich nach einem vereinfachten Ansatz von Günter (1971) die bezüglich der Grenzbelastung der Deckschicht massgebende dimensionslose Sohlenschubspannung  $\Theta_D$  berechnen:

$$\Theta_D = \Theta_{cr} \left( \frac{d_{mD_{max}}}{d_{mA}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.59)$$

Geht man davon aus, dass  $\Theta_{cr}$  den konstanten Wert 0.05 annimmt, so wird  $\Theta_D$  einzig von der Kornverteilung der Ausgangsmischung abhängig, das heißtt  $\Theta_D$  ist eine Materialkonstante.

In Abbildung 2.69 sind einerseits die in den Rinnenversuchen beobachteten unteren und oberen Begrenzungen für  $\Theta_D$  angegeben und anderseits derjenige Wert für  $\Theta_D$ , der sich aus der Berechnung nach Gessler/Günter ergibt.

Die Grafik zeigt, dass die Versuchsergebnisse erheblich schwanken können. Beim Sohlenmaterial Sennwald (Sw) können zwei Bereiche für  $\Theta_D$  unterschieden werden, wobei der obere sich in etwa mit dem Wert nach Gessler/Günter deckt. Die tieferen Werte dürften durch den Effekt

bedingt sein, dass zwischen Ansammlungen mit überdurchschnittlich viel groben Körnern (Schnellen) sich Bereiche aus vergleichsweise feinerem Material (Zwischenstrecken, Hinterwasser) gebildet haben. Weil jedoch zur Berechnung der  $\Theta$ -Werte immer von derselben Kornverteilung der Ausgangsmischung ausgegangen worden ist, ergibt sich aus  $\Theta = R J / ((s-1) d_m)$  ein zu tiefer Wert. Das heisst, bei Verwendung des mittleren Korndurchmessers des massgebenden feineren Materials ergäbe sich effektiv eine höhere dimensionslose Sohleinschubspannung, wodurch die tiefen  $\Theta$ -Werte nach oben korrigiert würden. Diese Überlegungen werden durch die Beobachtung erhärtet, dass die tieferen  $\Theta$ -Werte tendenziell bei kleineren Gefällen aufgetreten sind (vgl. Anhang 2.11).

Der Vergleich zwischen den in den Rinnenversuchen beobachteten Bandbreiten für  $\Theta_D$  und den nach Gessler/Günter berechneten Werten ergibt für alle Mischungen eine unter Berücksichtigung der natürlichen Schwankungen der Kornverteilung akzeptable Übereinstimmung. Einzig bei der Mischung Töss (TO) liegt der  $\Theta$ -Wert nach Gessler/Günter etwas über dem in den Versuchen beobachteten Wert. Dabei ist denkbar, dass - wie bei den Sennwald-Versuchen (Sw) - bei beiden Messquerschnitten tendenziell feinere Mischungen aufgetreten sind und daher der effektive Wert etwas unterschätzt worden ist.

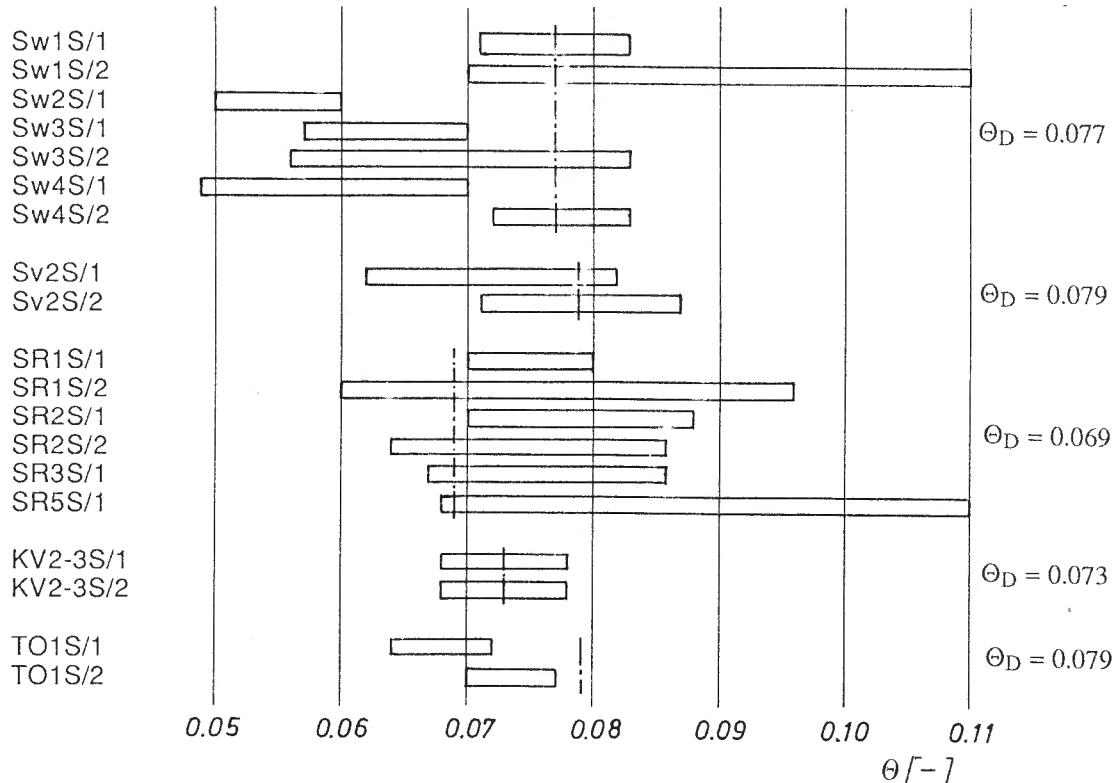


Abbildung 2.69 Vergleich der aus den Versuchen ermittelten Bandbreite für die dimensionslose Sohleinschubspannung  $\Theta_D$  mit den nach Gessler/Günter berechneten Werten.

#### 4.3.2.2 Berechnung nach Tsujimoto und Günter

Tsujimoto (1989) berücksichtigt im logarithmischen Fliessgesetz den Einfluss von kleinen relativen Rauhigkeiten, indem er den konstanten Wert B = 8.5 in Keulegans Gleichung (Keulegan, 1938) von einer Funktion  $\varphi_d(h/d)$  abhängig macht:

$$\frac{v_m}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{h}{d}\right) + \varphi_d\left(\frac{h}{d}\right) - \frac{1}{\kappa} \quad (2.60)$$

Ferner trägt er für die Bestimmung von  $\Theta_{cr}$  (entspricht im Einkornmodell  $\Theta_D$ ) mit einem Korrekturfaktor  $\Psi_1$  der Tatsache Rechnung, dass die Druckverteilung *senkrecht zur geneigten Sohle nicht mehr hydrostatisch* verteilt ist. Dies wirkt sich bei grösseren Gefällen  $\omega$  insofern aus, als einerseits ein um den Faktor  $\cos(\omega)$  reduziertes Korngewicht für den Transportbeginn überwunden werden muss und anderseits die Gewichtskomponente  $G \sin(\omega)$ , die in Fliessrichtung wirkt, die Erosion des Korns unterstützt.

Da Tsujimotos Ableitungen auf einem Einkornmodell basieren, muss für natürliche Mischungen seine Gleichung zur Berechnung von  $\Theta_D$  beispielsweise mit dem Ansatz von Günter kombiniert werden. Zusammengefasst lässt sich folgende Beziehung für  $\Theta_D$  anschreiben:

$$\frac{\Theta_D}{0.035} = \Psi_1 \Psi_2 \left( \frac{d_{mD}}{d_{mA}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.61)$$

$\Psi_1$  ist eine Funktion des Gefälles und  $\Psi_2$  berücksichtigt den Einfluss der relativen Rauhigkeit ( $\Psi_2 = 1 / [\varphi_d(h/d)/8.5]^2$ ). Die entsprechenden Gleichungen für  $\Psi_1$  und  $\varphi_d(h/d)$  können in Tsujimoto (1989) nachgelesen werden.

Bei Anwendung dieses Verfahrens ergibt sich für kleine relative Rauhigkeiten, wie sie in der Versuchsrinne aufgetreten sind, eine andere Beziehung  $Q = f(h)$ , als bei der Anwendung der unveränderten Keulegan-Gleichung. Die aus den Versuchsresultaten nach Gleichung 2.60 berechneten  $\Theta$ -Werte stimmen daher nicht mehr exakt mit denjenigen der nach Anhang 2.4 berechneten und in Kapitel 4.3.2.1 angegebenen Werten überein. Ferner ist nach Tsujimoto/Günter  $\Theta_D$  nicht nur eine Funktion der Kornverteilung, sondern auch von der Hydraulik abhängig und kann damit für jeden Versuch einen anderen Wert annehmen.

Auf Abbildung 2.70 sind einerseits die auf den Versuchsresultaten basierenden und über Gleichung 2.60 berechneten  $\Theta$ -Werte angegeben. Diese Werte stecken einen Bereich ab, in dem der wahre  $\Theta_D$ -Wert enthalten sein sollte (leere Balken). Anderseits sind auch die theoretischen, nach Tsujimoto/Günter berechneten  $\Theta_D$ -Werte eingezeichnet (ausgefüllte Balken). Da die Berechnung nach Tsujimoto/Günter einmal

für den kleineren Abfluss (untere Begrenzung) und einmal für den grösseren Abfluss (obere Begrenzung) durchgeführt werden musste, nimmt  $\Theta_D$  nicht einen eindeutigen Wert an, sondern deckt ebenfalls einen Bereich ab.

Ein Vergleich zwischen den aus den Versuchsresultaten bestimmten  $\Theta$ -Bereichen und den theoretischen  $\Theta_D$ -Werten zeigt für die Mischungen Sennwald (Sw), Sevelen (Sv) und Töss (TO) eine recht gute Deckung. Bei den Kornverteilungen SevelenReduziert (SR) und der Labormischung (KV2) liegen die nach Tsujimoto/Gessler berechneten Werte tendenziell leicht tiefer, als der durch die Versuchsresultate eingegrenzte Bereich.

Gegenüber dem Ansatz von Gessler/Günter scheint der Ansatz von Tsujimoto/Günter für die in den vorliegenden Versuchen kleinen relativen Rauhigkeiten leicht bessere Resultate zu liefern. Der Unterschied kann jedoch kaum als signifikant bezeichnet werden. Berücksichtigt man ferner, dass die Anwendung des zweiten Ansatzes wesentlich komplizierter ist, so scheint eine Abschätzung über den ersten Ansatz von Gessler/Günter auch bei den vorliegenden Verhältnissen als gerechtfertigt.

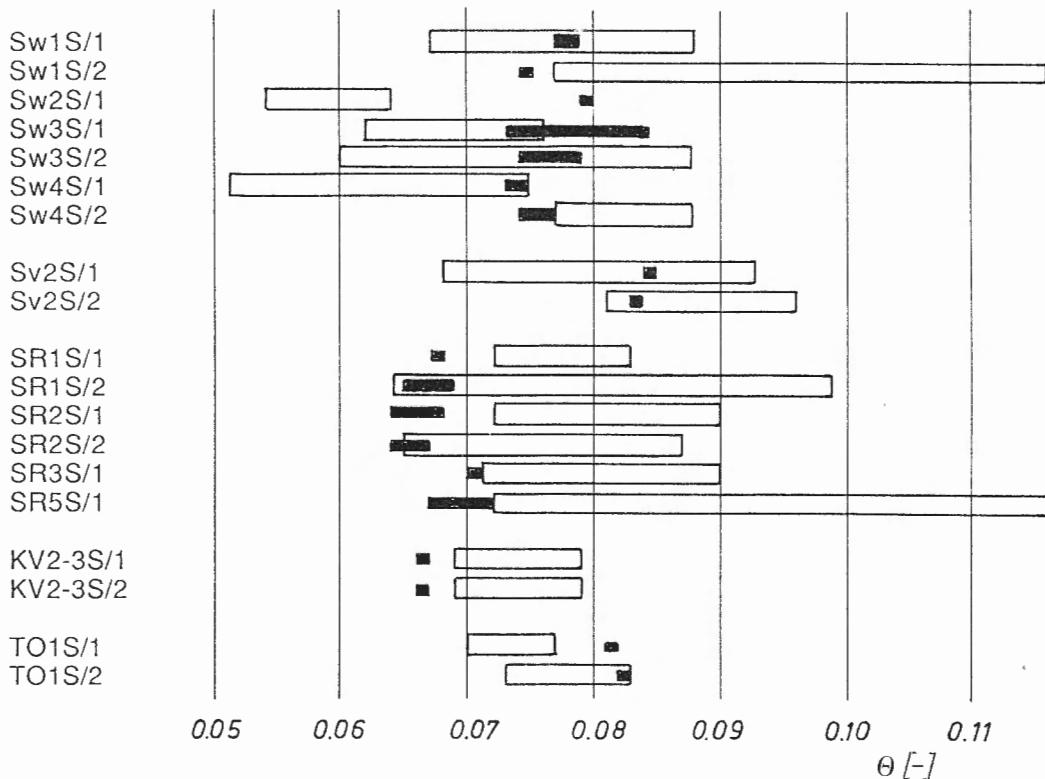


Abbildung 2.70 Vergleich der aus den Versuchen ermittelten Bereich für  $\Theta_D$  (leere Balken) mit den nach Tsujimoto/Günter berechneten Werten (ausgefüllte Balken).

### 4.3.3 Grenzbedingungen der Dekolmation

Aus den Versuchsresultaten lässt sich ein unterer Wert der Sohlenschubspannung angeben, bei dem keine Zunahme der Durchlässigkeit festgestellt worden ist und ein oberer Wert, bei welchem eindeutig eine signifikante Zunahme der Sohlendurchlässigkeit aufgetreten ist. Der exakte Wert  $\Theta_K$ , bei dem die Dekolmation einsetzt, liegt irgendwo zwischen diesen zwei Werten.

In Abbildung 2.71 ist für jeden Versuch der beobachtete Bereich für  $\Theta_K$  dargestellt. Wird davon ausgegangen, dass  $\Theta_K$  (wie auch  $\Theta_D$ ) eine Materialkonstante ist, das heisst einzig von der Kornverteilung des Sohlenmaterials abhängig ist, so kann aus allen Versuchsresultaten einer Mischung der effektive Wert von  $\Theta_K$  interpoliert werden. In Abbildung 2.71 sind diese interpolierten Werte eingetragen. Grundsätzlich wurde der  $\Theta_K$ -Wert einer Mischung so festgelegt, dass er durch alle aus den Versuchsergebnissen einer Mischung gefundenen Bandbreiten abgedeckt wird.

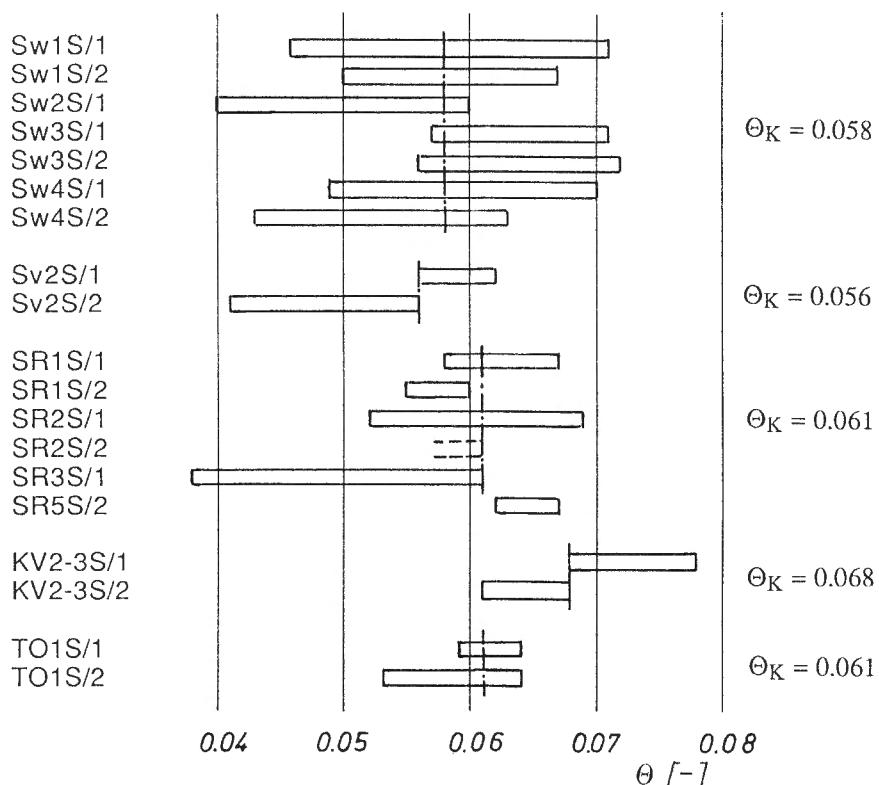


Abbildung 2.71 Aus den Hochwasserversuchen resultierende Bandbreiten für  $\Theta_K$  und die für die fünf untersuchten Mischungen interpolierten "exakten"  $\Theta_K$ -Werte.

Die Zuverlässigkeit der auf diesem Weg gefundenen  $\Theta_K$ -Werte hängt im wesentlichen von der Anzahl der durchgeföhrten Versuche ab. Aus

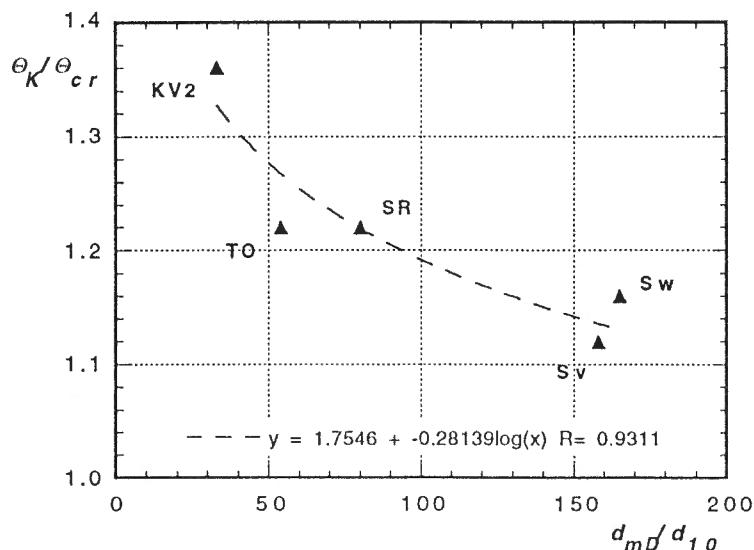
Abbildung 2.71 zeigt sich, dass die  $\Theta_K$ -Werte der Mischungen Sennwald und Sevelen reduziert relativ gut definiert sind, die  $\Theta_K$ -Werte der übrigen Mischungen dagegen vergleichsweise schwach abgestützt sind.

Im folgenden wird versucht, eine Abhängigkeit zwischen charakteristischen Größen der Kornverteilung einer Mischung und der dimensionslosen Sohleinschubspannung der Dekolmation herzuleiten. In Tabelle 2.20 sind für die fünf untersuchten Mischungen  $\Theta_K$ ,  $\Theta_D$  nach Gessler/Günter, sowie die dimensionslosen Verhältnisse  $\Theta_K/\Theta_{cr}$ ,  $\Theta_K/\Theta_D$ ,  $d_{mD}/d_m$  und  $d_{mD}/d_{10}$  aufgelistet (mit  $d_{mD} = d_{mD_{max}}$  und  $\Theta_{cr} = 0.05$ ).

*Tabelle 2.20 Dimensionslose Sohleinschubspannung der Dekolmation  $\Theta_K$ , der Grenzbelastung der Deckschicht  $\Theta_D$  nach Gessler/Günter, charakteristische Verhältniszahlen  $\Theta_K/\Theta_{cr}$  und  $\Theta_K/\Theta_D$ , sowie des Sohlenmaterials  $d_{mD}/d_m$  und  $d_{mD}/d_{10}$ .*

Mischung	$\Theta_K$	$\Theta_D$	$\Theta_K/\Theta_{cr}$	$\Theta_K/\Theta_D$	$d_{mD}/d_m$	$d_{mD}/d_{10}$
Sw	0.058	0.077	1.16	0.75	1.89	165
Sv	0.056	0.079	1.12	0.71	1.97	158
SR	0.061	0.069	1.22	0.88	1.65	80
KV2	0.068	0.073	1.36	0.93	1.74	33
Töss	0.061	0.079	1.22	0.77	1.95	54

Auf Abbildung 2.72 ist der Zusammenhang zwischen  $d_{mD}/d_{10}$  und  $\Theta_K/\Theta_{cr}$  dargestellt. Es zeigt sich, dass bei einer Mischung mit eher schmaler Kornverteilung (KV2) die Dekolmation bei vergleichsweise hohen  $\Theta_K$ -Werten einsetzt und dass mit zunehmend breiterer Kornverteilung das Verhältnis  $\Theta_K/\Theta_{cr}$  auf einen Wert nur wenig grösser als 1 absinkt.



*Abbildung 2.72  $\Theta_K/\Theta_{cr}$  in Abhängigkeit von  $d_{mD}/d_{10}$  für die im Versuchsstand untersuchten Kornverteilungen.*

Die Versuche haben ferner gezeigt, dass die Dekolmation der Sohle immer beginnt, bevor die Grenzbelastung der Deckschicht erreicht ist. Das heisst, dass  $\Theta_K$  immer kleiner als  $\Theta_D$  sein muss. Im weiteren muss bei einer Einkornmischung die Bedingung  $\Theta_K = \Theta_D = \Theta_{cr} = 0.05$  erfüllt sein. In Abbildung 2.73 ist einerseits die nach Günter berechnete Beziehung  $\Theta_D/\Theta_{cr} = f(d_{mD}/d_m)$ , anderseits die aus den Versuchen ermittelten Werte für  $\Theta_K/\Theta_{cr}$  in Abhängigkeit von  $d_{mD}/d_m$  zu sehen. Wiederum zeigt sich, dass mit breiter werdender Kornverteilung  $\Theta_K/\Theta_{cr}$  abnimmt. Berücksichtigt man all diese Randbedingungen, so resultiert eine Abhängigkeit zwischen  $\Theta_K/\Theta_{cr}$  und  $d_{mD}/d_m$ , die in etwa durch den schraffierten Bereich angenähert werden kann. Damit lässt sich die dimensionslose Sohleschubspannung der Dekolmation  $\Theta_K$  für jede Kornverteilung mit  $d_{mD}/d_m < 2.0$  direkt ablesen.

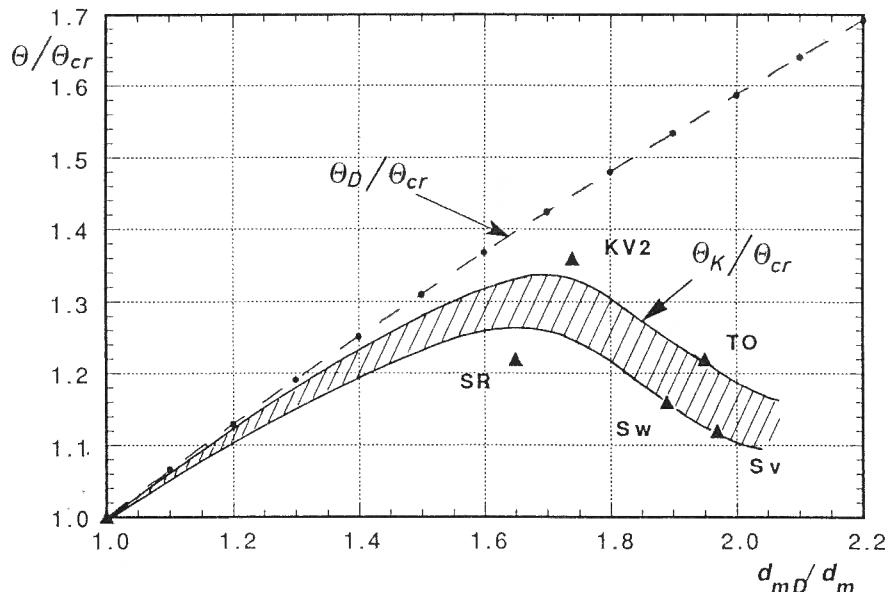


Abbildung 2.73 Wahrscheinlichster Bereich des Dekolmationsbeginns  $\Theta_K/\Theta_{cr}$  in Abhängigkeit von  $d_{mD}/d_m$ .

Für die Programmierung der Kolmations- und Dekolmationsprozesse kann die Beziehung  $\Theta_K/\Theta_{cr} = f(d_{mD}/d_m)$  durch ein Polynom siebten Grades  $y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots + a_7 x^7$  angenähert werden, wobei mit den folgenden Koeffizienten ein vernünftiges Resultat erzielt wird:

$$\begin{aligned}
 a_0 &= 263.69 \\
 a_1 &= -1291.3 \\
 a_2 &= 2678.1 \\
 a_3 &= -3038.9 \\
 a_4 &= 2038.0 \\
 a_5 &= -807.54 \\
 a_6 &= 175.00
 \end{aligned}$$

$$a_7 = -16.002$$

Die Gleichung kann im Bereich  $1 \leq d_{mD}/d_m \leq 2.1$  angewendet werden. Die Verhältnisse  $d_{mD}/d_m$  natürlicher Kornmischungen liegen in der Regel im Bereich zwischen 1.5 und 1.9. Einzig bei sehr groben Mischungen des Alpenraumes erreicht  $d_{mD}/d_m$  unter Berücksichtigung der Grobblöcke Werte bis zu 2.6.

#### 4.3.4 Durchlässigkeitszunahme beim Dekolmationsbeginn

Bei Erreichen der dimensionslosen Schubspannung der Dekolmation  $\Theta_K$  nimmt die Durchlässigkeit der Sohle erstmals zu. In diesem Zusammenhang stellt sich einerseits die Frage, um welchen Betrag der k-Wert bei  $\Theta = \Theta_K$  ansteigt, anderseits interessiert auch, welche Auswirkungen Sohle schubspannungsänderungen im Bereich  $\Theta_K < \Theta < \Theta_D$  zeigen.

Die Zunahme der Durchlässigkeit beim Erreichen von  $\Theta_K$  ist nicht auf eine gleichmässige Resuspension von abgelagerten Feinpartikeln zurückzuführen, sondern auf eine lokal beschränkte Zerstörung der Kolmationshorizonte, wobei die Durchlässigkeit an diesen Stellen einen k-Wert erreichen dürfte, der nahe der maximalen Durchlässigkeit  $k_0$  liegt (vgl. Kapitel 4.2). An den nicht von einer Dekolmation betroffenen Stellen nimmt der k-Wert jedoch weiterhin langsam ab. Die Durchlässigkeitszunahme bei  $\Theta_K$  muss daher abhängig sein von der kurz zuvor erreichten minimalen Durchlässigkeit. Je tiefer diese minimale Durchlässigkeit ist, desto stärker wirken sich die lokalen Dekolmationserscheinungen mit hohem k-Wert auf die durchschnittliche Durchlässigkeit der Sohle aus. Umgekehrt ist nach erst geringer Kolmation bei Überschreiten von  $\Theta_K$  mit einer nur geringfügigen Erhöhung des k-Wertes zu rechnen und bei unkolmatierter Sohle bleibt der k-Wert konstant.

In Abbildung 2.74 ist für alle Versuchsresultate die Abhängigkeit zwischen  $k_{\Theta_K}/k_0$  und  $k_{\min}/k_0$  dargestellt. Das Diagramm erlaubt also für einen bestimmten Zustand einer Gewässersohle mit der Durchlässigkeit  $k = k_{\min}$  die bei Überschreiten von  $\Theta_K$  zu erwartende Durchlässigkeit  $k_{\Theta_K}$  zu ermitteln. Die ausgewerteten Resultate können in dieser log/log - Darstellung recht gut durch eine Gerade angenähert werden, die durch den Punkt (1;1) verlaufen muss.  $k_{\Theta_K}/k_0 = f(k_{\min}/k_0)$  entspricht damit einer Potenzfunktion der Form

$$\frac{k_{\Theta_K}}{k_0} = \left( \frac{k_i}{k_0} \right)^{0.736} \cong \left( \frac{k_i}{k_0} \right)^{3/4} \quad (2.62)$$

mit  $R = 0.95$ .

Die ausgewerteten  $k_{\Theta_K}$ -Werte sind zum Teil bei  $\Theta$ -Werten beobachtet worden, die deutlich über dem Wert von  $\Theta_K$  liegen. Gemäss Abbildung 2.74 scheinen diese Werte jedoch nicht vom beobachteten Trend abzuweichen. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass  $k_{\Theta_K}$  bei einer erstmaligen deutlichen Überschreitung von  $\Theta_K$  durch den Wert von  $\Theta$  nicht signifikant beeinflusst wird. Diese Aussage wird durch Abbildung 2.75 bestätigt, wo die Abhängigkeit zwischen  $k_{\Theta_K}/k_{\min}$  und  $\Theta_i/\Theta_K$  dargestellt ist.  $\Theta_i$  stellt dabei die bei Erreichen von  $k_{\Theta_K}$  effektiv beobachtete dimensionslose Sohleinschubspannung dar. Dabei ist kein Zusammenhang zwischen einem höheren  $\Theta_i$ -Wert und einem grösseren  $k_{\Theta_K}/k_{\min}$ -Wert erkennbar.

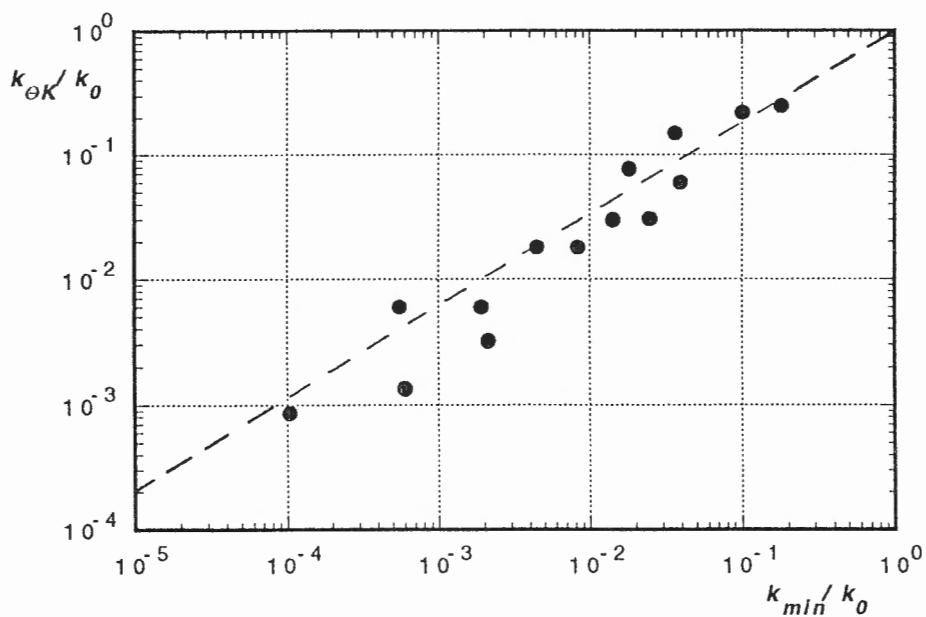


Abbildung 2.74 Abhängigkeit zwischen dem nach Einsetzen der Dekolmation zu erwartenden Verhältnis  $k_{\Theta_K}/k_0$  und dem zuvor beobachteten Durchlässigkeitsverhältnis  $k_{\min}/k_0$  (Versuchsresultate und Regressionsgerade in doppeltlogarithmischer Darstellung).

Bei Abflussschwankungen im Bereich  $\Theta_K < \Theta < \Theta_D$  können demgegenüber gewisse Änderungen des  $k$ -Werts beobachtet werden. In der Regel treten bei diesen vergleichsweise grossen Abflüssen höhere Schwebstoffkonzentrationen auf. Dies führt dazu, dass bei den Bereichen, wo nach Überschreiten von  $\Theta_K$  die Kolmationshorizonte zerstört worden sind, die Kolmation wieder rasch einsetzt. Dieser Effekt kann zu einer Abnahme der Durchlässigkeit führen. Anderseits führen Abflussschwankungen und dabei insbesondere Abflusszunahmen zu einer Änderung der lokalen Schubspannungsverhältnisse. Dabei kann sich beispielsweise der Hauptangriffspunkt der Strömung oder Wirbelzonen verschieben, wodurch zuvor weniger beanspruchte Zonen der Sohlenoberfläche jetzt deutlich

stärker der Strömungskraft ausgesetzt werden. Dies führt zu einer weiteren lokalen Zerstörung von Kolmationshorizonten und damit zu einer Durchlässigkeitszunahme. Es zeigt sich also, dass nach Überschreiten des Grenzwerts der Dekolmation einerseits die Kolmation - insbesondere wegen der hohen Schwebstoffkonzentration - fortschreitet, andererseits infolge von Abflussschwankungen - oder verstärkt durch eine Abflusszunahme - die Durchlässigkeit örtlich markant zunehmen kann.

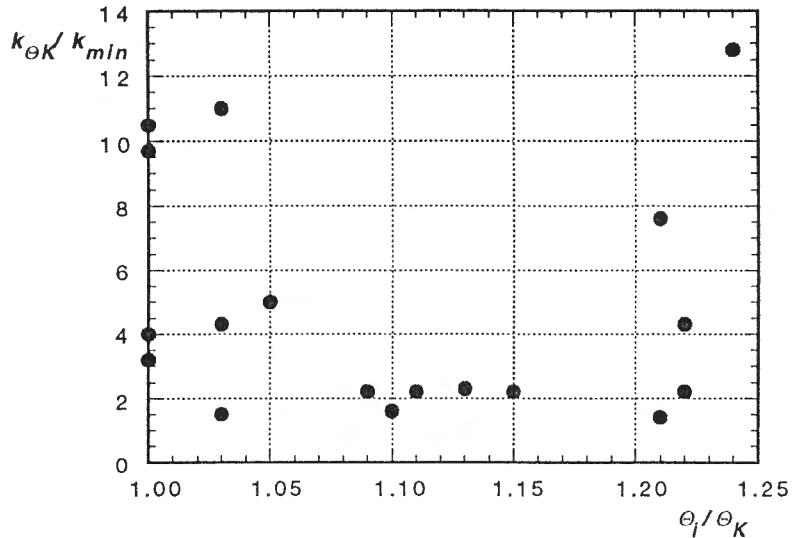


Abbildung 2.75 Abhängigkeit zwischen  $k_{\Theta_K}/k_{\min}$  und dem Verhältnis  $\Theta_r/\Theta_K$ .

Die DurchlässigkeitSENTWICKLUNG zwischen  $\Theta_K$  und  $\Theta_D$  ist somit nicht eindeutig voraussagbar. Bei vergleichsweise konstanten Abflussverhältnissen ist eher mit einer konstanten bis abnehmenden Durchlässigkeit und bei grösseren Schwankungen oder einer weiteren Abflusszunahme mit einer Durchlässigkeitszunahme zu rechnen.

#### 4.4 INTERPRETATION

Die Hochwasserversuche haben gezeigt, welche Prozesse für die Dekolmation der Sohle massgebend sind. Die Auswertung der Versuche erlaubt ferner für eine bestimmte Kornverteilung des Sohlenmaterials die Bestimmung des Dekolmationsbeginns, sowie der dabei zu erwartenden Sohlendurchlässigkeit. Bei Erreichen der Grenzbelastung der Deckschicht steigt die Sohlendurchlässigkeit wieder auf den für die Kornverteilung charakteristischen maximalen Wert  $k_0$  an. Bezuglich der dimensionslosen Sohlenschubspannung können folgende Bereiche unterschieden werden:

$\Theta < 0.05$  Generell forschreitende Kolmation.

$\Theta = 0.05$	Geschiebetriebbeginn bei Verfügbarkeit von Feingeschiebe.
$0.05 < \Theta < \Theta_K$	Begrenzte Dekolmation infolge Feingeschiebetrieb über die stabile Deckschicht (vgl. Kapitel 3.5.4).
$\Theta = \Theta_K$	Generelles Einsetzen der Dekolmation. Die Sohldurchlässigkeit erhöht sich um ein Mass, das vom vorausgegangenen Kolmationsgrad abhängig ist.
$\Theta_K < \Theta < \Theta_D$	Bei ausgeprägten Abflussänderungen oder einer Abflusszunahme ist eine fortschreitende Dekolmation zu erwarten. Dagegen muss bei konstanten Abflussverhältnissen - wegen der hohen Schwebstoffkonzentration - mit einer wieder rasch einsetzenden Kolmationsentwicklung gerechnet werden.
$\Theta_D \leq \Theta$	Aufreissen und Neubildung der Deck- und Filterschicht. Die Sohldurchlässigkeit erreicht einen maximalen Wert.

*Aufgrund dieser Erkenntnisse und der Kolmationsgleichungen von Kapitel 3.4.4, sowie der Gleichung für den Grenzzustand der Kolmation (Kapitel 3.6), lässt sich für jedes Fließgewässer bei vorgegebenen Randbedingungen (Ganglinien des Abflusses, der Schwebstoffkonzentration, der Temperatur und der Grundwasserspiegellage, sowie die Kornverteilung des Sohlenmaterials und die Gerinnegeometrie) eine praktisch kontinuierliche (quasi stationäre) Ganglinie der Sohldurchlässigkeit berechnen.*

In Abbildung 2.76 ist ein vereinfachtes Beispiel dargestellt, das schematisch die DurchlässigkeitSENTWICKLUNG in Abhängigkeit von der dimensionslosen Sohenschubspannung aufzeigt. Während den Phasen 1, 3 und 6 liegt der Abfluss so tief, dass eine stetige DurchlässigkeitSENTNAHME zu beobachten ist, die sich nach einer Kolmationsgleichung bestimmen lässt. Dabei wurde angenommen, dass für  $\Theta_{cr} < \Theta < \Theta_K$  kein Geschiebetrieb auftritt. Während den Phasen 2 und 4 liegt der Abfluss über dem Grenzwert bezüglich der Dekolmation, jedoch unter dem Grenzwert des Erosionsbeginns der Deckschicht. Die Durchlässigkeit steigt in Abhängigkeit des vorhin aufgetretenen Minimalwerts um ein bestimmtes Mass an (Gleichung 2.62). Bei anschliessend konstantem Abfluss ist eine erneute Kolmation zu erwarten, bevor infolge eines weiteren Abflussanstiegs eine erneute DurchlässigkeitSENTNAHME zu beobachten ist (Phase 2). Bei Phase 5 wird der Grenzabfluss der Deckschicht überschritten, so dass mit einer Erneuerung der Deck- und Filterschicht gerechnet werden kann, wobei die gebildeten Kolmationshorizonte gesamthaft erodiert und resuspendiert werden. Die Durchlässigkeit steigt dabei auf den für die Kornverteilung des Sohlenmaterials maximalen Wert an.

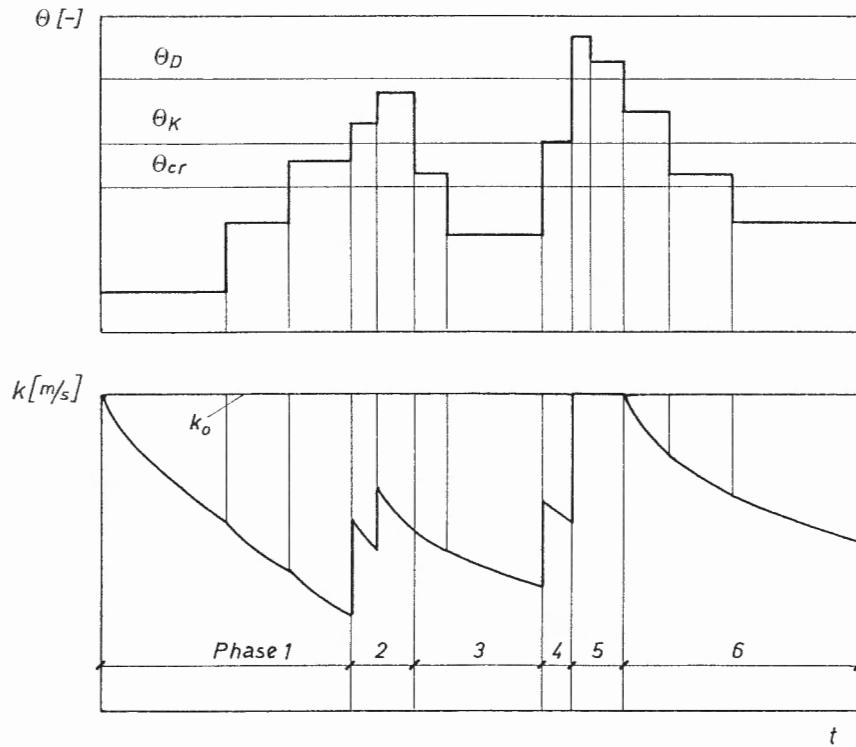


Abbildung 2.76 Schematische Darstellung der DurchlässigkeitSENTWICKLUNG in Abhängigkeit von der dimensionslosen SohleNSCHUBSPANNUNG.

Selbstverständlich können aufgrund der entwickelten Berechnungsgrundlagen die natürlichen Prozesse nicht im Detail erfasst und nachgebildet werden. Insbesondere in morphologisch vielfältigen Gerinnen wirkt sich die dreidimensionale Strömung in einer Sortierung des Sohlenmaterials und einer unregelmässigen Ablagerung der Schwebstoffe aus. Dies führt einerseits zu einer flächenhaft unregelmässigen Kolmationsentwicklung und anderseits zu lokal starken Unterschieden was die Dekolmation anbelangt. Mit Hilfe der vorliegenden Berechnungsgrundlagen kann jedoch erstmals die DurchlässigkeitSENTWICKLUNG unter Berücksichtigung der massgebenden Einflussgrössen abgeschätzt werden. Das Verfahren liefert dabei durchschnittlich zu erwartende k-Werte und Sickerwasserabflüsse.

**TEIL 3:**  
**KOLMATION IN FLUSSSTAUHALTUNGEN**

## 1. EINLEITUNG

---

In Flussstauhaltungen wird der zur Nutzung der Wasserkraft erforderliche Höherstau des Wasserspiegels durch den Bau eines Wehres gewährleistet. Im Oberwasser wird dadurch die Abflusstiefe vergrössert und die Fliessgeschwindigkeit reduziert. Feinpartikel, die vorher als Schwebstoffe transportiert worden sind, werden dadurch zunehmend auf der Sohle abgelagert, wodurch sich eine äussere Kolmationsschicht aufbaut. Dieser Prozess kann zu einer markanten Abnahme der Sohlendurchlässigkeit führen.

Der Aufstau des Wasserspiegels führt in der Regel auch zu einer massiven Erhöhung des hydraulischen Gradienten der Sickerströmung. Dies kann sich nach dem Ersteinstau oder nach einem bedeutenden Hochwasserereignis in extrem hohen Infiltrationsraten auswirken. Die Kolmation der Flussstauhaltung wirkt diesem Effekt entgegen und kann längerfristig unter Umständen dazu führen, dass die Infiltrationsrate unter einen Wert fällt, der vor dem Ersteinstau die Grundwasserspiegellage bestimmt hat. Die Anlage einer Flussstauhaltung kann dementsprechend die Wasserbilanz des betroffenen Grundwasserträgers markant und nachhaltig beeinflussen.

Bezüglich der Fliesswasser-Infiltration werden oft unterschiedliche Erwartungen an eine Flussstauhaltung gestellt, die von einer praktisch vollständigen Abdichtung der Sohle, bis zu einer Erhöhung der Infiltrationsrate gegenüber den Verhältnissen bei freiem Abfluss reichen können. Massgebend sind in der Regel Randbedingungen wie die Wasserqualität des Fliessgewässers, die Grundwasserspiegellage und die Grundwassernutzung.

Das Ziel des vorliegenden Bericht-Teils ist, die in einer Flussstauhaltung ablaufenden Kolmationsprozesse zu erkennen, Grössenordnungen für die zu erwartenden Durchlässigkeitsbeiwerte anzugeben und Empfehlungen für einen bezüglich der Infiltration optimierten Betrieb der Stauhaltung zu formulieren.

Zur Kolmation von Flussstauhaltungen sind drei Rinnenversuche durchgeführt worden, wovon die ersten zwei je rund einen Monat dauerten. Die Versuchsresultate lassen keine Auswertung der Daten in der Form zu, wie dies in Teil 2 für die Kolmation der Sohle freier Fliessgewässer durchgeführt worden ist. Wie später gezeigt wird, ist die Kolmation von Flussstauhaltungen von weiteren Einflussgrössen abhängig und damit eher noch komplexer, als die Beschreibung der inneren Kolmation.

Die in diesem Berichtsteil dargestellten Versuchsergebnisse decken sich zum Teil mit dem am Symposium zum Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten gehaltenen Vortrag in Garmisch-Partenkirchen (vgl. Schälchli, 1992).

## 2. KOLMATIONSENTWICKLUNG

---

### 2.1 VERSUCHSPROGRAMM

In der Laborrinne sind drei Versuche zur Kolmation der Sohle von Flussstauhaltungen durchgeführt worden. Dazu ist vor dem Rinnenende eine Sohlenschwelle und eine Tafelschütze eingebaut worden, die soweit abgesenkt werden konnte, dass sich im Oberwasser die gewünschte konstante Stauhöhe einstellte. Die Rinnenlänge erlaubte die Nachbildung nur eines bestimmten Abschnitts der Stauhaltung. Es ist daher versucht worden, in den drei Versuchen unterschiedliche Stauraumbereiche mit unterschiedlichen Strömungsbedingungen zu simulieren.

*Tabelle 3.1 Versuchsablauf für die drei Versuche mit gestautem Abfluss mit der mittleren Abflusstiefe, dem periodisch varierten Abfluss, dem hydraulischen Gradienten  $i$ , der Schwebstoffkonzentration  $C$ , den mittleren Fliessgeschwindigkeiten im Bereich der zwei Messquerschnitte  $v_{m1}$  und  $v_{m2}$ , sowie der Versuchsdauer.*

Versuch	mittlere Abflusstiefe (Versuchsrinne) [m]	mittlerer Abfluss (Versuchsrinne) [m]	i [-]	C [mg/l]	$v_{m1}$ [m/s]	$v_{m2}$ [m/s]	Ver- suchs- dauer [d]
ESw1	0.80	15	1.4	1)	0.037	0.037	7.9
		53			0.137	0.135	3.8
		95			0.250	0.245	3.3
		135			0.401	0.374	0.75
		53			0.156	0.151	13.0
ESw2	0.40	15	0.6	65	0.078	0.071	14.0
		53		90	0.30-	0.25-	7.3
		53		110	0.34	0.30	8.0
		95		600	0.61	0.53	3.8
		15		ca. 300	0.10	0.086	3.8
ESv1	0.56	24	0.8	2)	3)	3)	0.1
		46					
		76					

1) stossweise, periodische Beschickung

2) variabel

3) durch die Geschiebefront beeinflusste Fliessgeschwindigkeit

In Tabelle 3.1 sind die Versuchsparameter zusammengestellt. Das Sohlenmaterial ist mit Geschiebe des Alpenrheins nachgebildet worden. Für die

zwei ersten Versuche ESw1 und ESw2 ist das Material bei Sennwald und beim dritten Versuch bei Sevelen entnommen worden. Letztere Mischung ist etwas gröber als diejenige von Sennwald, die Unterschiede sind jedoch gering. Um Modelleffekte durch sehr grosse Korndurchmesser zu vermeiden, sind die Steine mit Durchmessern über 10 cm ausgesiebt worden (Kornverteilungen vgl. Abbildung 2.14). Das dem Kreislauf der Rinne beigemischte Feinmaterial zur Simulation der Schwebstoffe stammte ebenfalls aus dem Alpenrhein.

Der Unterschied zwischen den zwei ersten Versuchen ESw1 und ESw2 besteht in der unterschiedlichen Stauraumtiefe, respektive in den unterschiedlichen Strömungsbedingungen im Gerinne und den unterschiedlichen Gradienten der Sickerströmung.

Bei Versuch ESw1 ist oberhalb des ersten Messquerschnitts die Ablagerungsfront eines Geschiebedeltas eingebaut worden. Im Zentrum des Interesses lagen hier die Absetzbedingungen des Feinmaterials im Bereich der Ablagerungsfront, sowie die Überlagerungs- und Erosionsprozesse während einer Verlagerung des Geschiebedeltas in den tieferen Stauraumbereich.

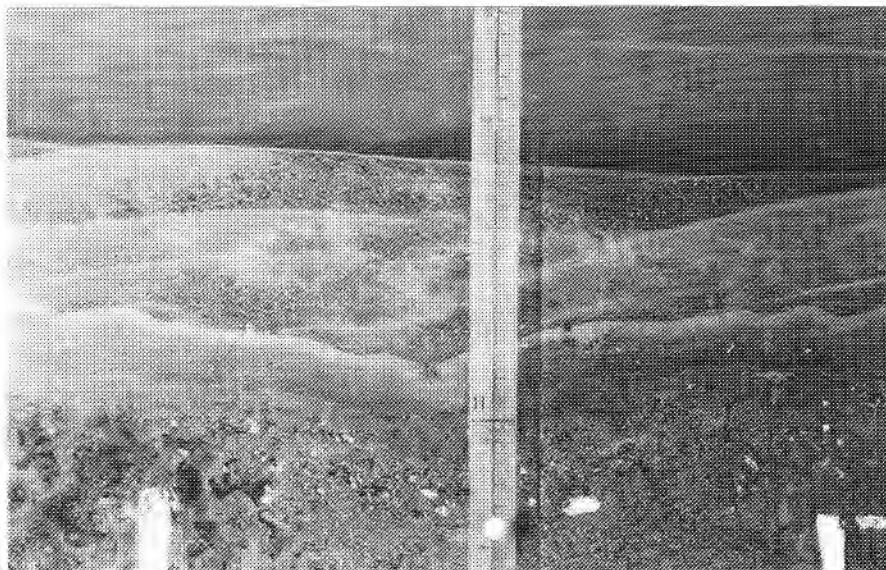
## 2.2 VERSUCHSABLAUF UND -RESULTATE

### 2.2.1 Versuche ohne Geschiebetransport (ESw1 und ESw2)

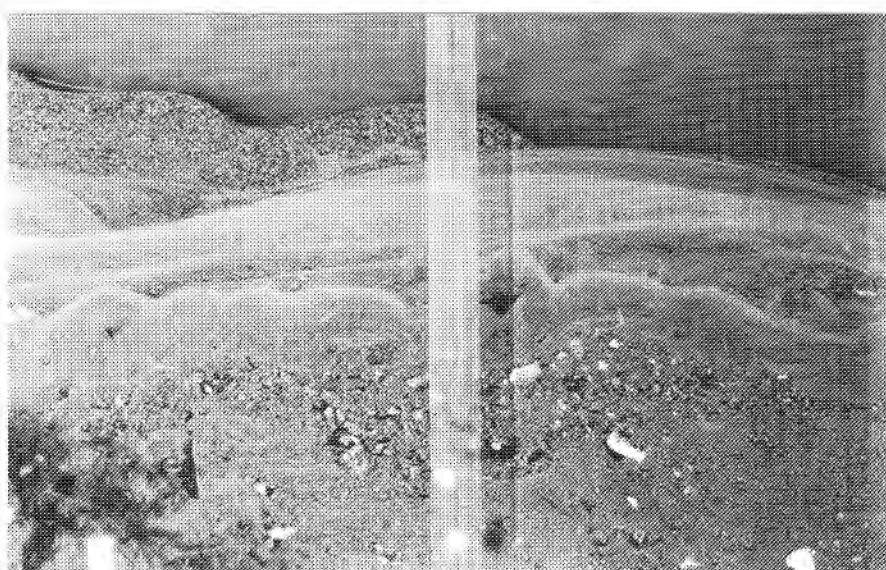
In den *Versuchen ESw1 und ESw2* sind die Kolmationsprozesse unter verschiedenen strömungshydraulischen Verhältnissen und varierender Schwebstoffkonzentration untersucht worden. Während des Versuchsablaufs bildet sich eine zunehmend mächtigere äussere Kolmationsschicht. Die Durchlässigkeit dieser Schicht kann aus den Messdaten für verschiedene Zeitpunkte berechnet werden.

Auf den Abbildungen 3.1 und 3.2 sind für Versuch ESw1 die äusseren Kolmationsschichten über beiden Messquerschnitten nach einer Versuchsdauer von 380 Stunden zu sehen. Ein dunkler Grauton weist auf eine eher gröbere und ein heller Grauton auf eine feine Kornverteilung der Feinmaterialablagerungen hin. Bei den helleren Schichten handelt es sich daher um Ablagerungen mit tieferer Durchlässigkeit. Am unteren Bildrand ist die ursprüngliche Sohle zu erkennen. Darüber haben sich in Abhängigkeit der Strömungsverhältnisse verschiedene Horizonte abgelagert. Die Oberfläche der zwei untersten Schichten entspricht derjenigen der Sohlenoberfläche; ihre Entstehung ist auf einen reinen Absinkvorgang der Schwebstoffe zurückzuführen. Über diesen Schichten haben sich Sohlenformen gebildet, welche als Riffel bezeichnet werden können. Die Oberfläche der obersten äusseren Kolmationsschicht ist beim ersten Messquerschnitt ziemlich ausgeglichen (Abbildung 3.1). Die infolge des reduzierten Abflussquerschnitts und des angestiegenen Gerinneabflusses

hohen Fliessgeschwindigkeiten erlauben keine weitere Ablagerung von Schwebstoffen und bestehende Unebenheiten der Sohleoberfläche sind ausgeglichen worden. Demgegenüber sind im Bereich des zweiten Messquerschnitts (Abbildung 3.2) noch weitere Ablagerungen möglich. Die Fliessgeschwindigkeit ist hier wegen des vergrösserten Abflussquerschnitts geringer, wodurch vergleichsweise grobes Feinmaterial aus dem Einlaufbereich der Rinne abtransportiert und hier als Sohlenformen abgelagert worden ist.



*Abbildung 3.1 Ursprüngliche Sohle und äussere Kolmationsschichten über dem ersten Messbehälter, Versuch ESw1 (weisser Punkt = Lage der obersten Porenwasserdruck-Messung).*



*Abbildung 3.2 Ursprüngliche Sohle und äussere Kolmationsschichten über dem zweiten Messbehälter, Versuch ESw1 (weisser Punkt = Lage der obersten Porenwasserdruck-Messung).*

In den Abbildungen 3.3 und 3.4 sind für beide Messquerschnitte (Versuch ESw1) in halblogarithmischer Darstellung auf der Ordinate links die Durchlässigkeit der äusseren Kolmationsschichten und auf der Ordinate rechts die Mächtigkeit der Ablagerungen, in Abhängigkeit von der Zeit, dargestellt. Während dieses Versuchs ist der Abfluss schrittweise erhöht und nach Erreichen des Maximums wieder reduziert worden (vgl. Tabelle 3.1). Die Schwebstoffkonzentration richtet sich einerseits nach der Rezirkulationsrate der Feinpartikel im Wasserkreislauf, das heisst, dass bei grösserem Abfluss die Schwebstoffkonzentration automatisch zunimmt, und anderseits nach der periodischen Zudosierung von Feinmaterial über eine Beschickungsmaschine am Rinneneinlauf. Dadurch ergibt sich entsprechend den Abbildungen 3.3 und 3.4 ein unregelmässiges Wachstum der äusseren Kolmationsschichten.

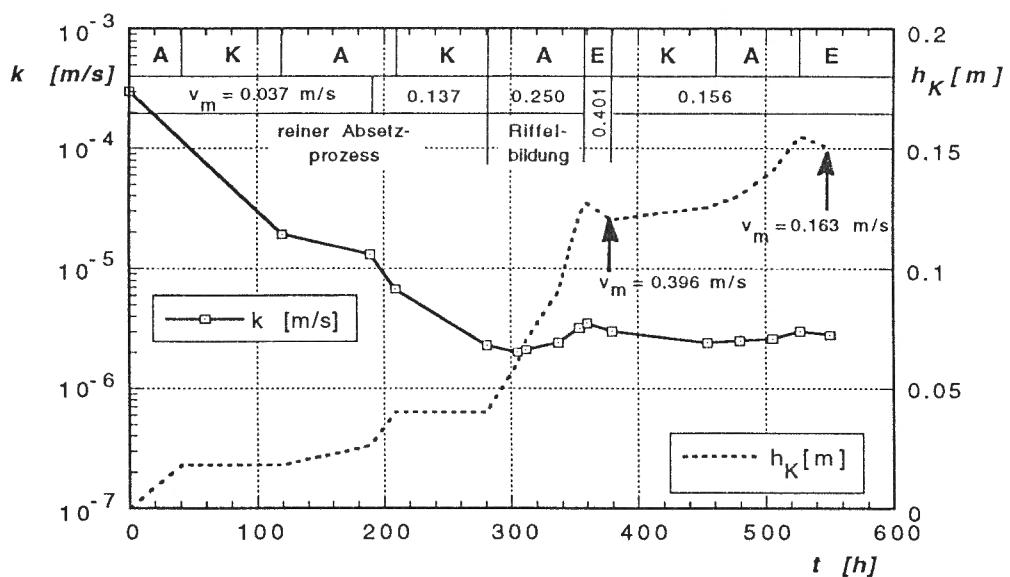


Abbildung 3.3 Zeitliche Entwicklung der Durchlässigkeit und der Mächtigkeit der äusseren Kolmationsschichten für Messbehälter 1, Versuch ESw1. A: Akkumulationsphase, K: Konsolidationsphase, E: Erosionsphase.

Die Durchlässigkeit der äusseren Kolmation nimmt anfänglich stetig ab, bis ein bestimmter Gleichgewichtszustand erreicht wird. Beim ersten Messquerschnitt wird dieser Gleichgewichtszustand mit einem  $k$ -Wert von  $2 - 3 \cdot 10^{-6}$  m/s bereits nach einer Versuchsdauer von rund 300 h erreicht. Beim zweiten Messquerschnitt nimmt die Durchlässigkeit praktisch bis zum Versuchsende ab und erreicht dabei einen Wert um  $3 \cdot 10^{-7}$  m/s. Der tiefere Wert beim zweiten Messquerschnitt dürfte auf die Ablagerung von vorwiegend feinerem Material im tieferen Stauraumbereich zurückzuführen sein.

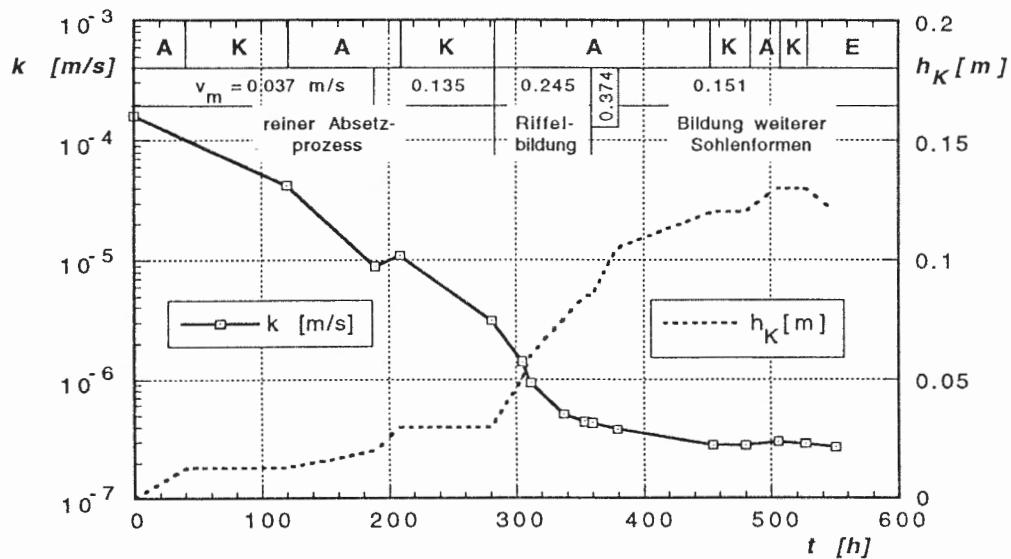


Abbildung 3.4 Zeitliche Entwicklung der Durchlässigkeit und der Mächtigkeit der äusseren Kolmationsschichten für Messbehälter 2, Versuch ESw1. A: Akkumulationsphase, K: Konsolidationsphase, E: Erosionsphase.

Entsprechend den Abbildungen 3.3 und 3.4 kann eine Gliederung der Kolmationsentwicklung in Akkumulations-, Konsolidations- und Erosionsphasen vorgenommen werden.

Bei der **Akkumulationsphase** (A) werden Schwebstoffe auf der Sohle abgelagert und es kommt zu einer Auflandung, resp. zu einem Wachstum der äusseren Kolmationsschichten. Gleichzeitig kann in der Regel eine Abnahme der Durchlässigkeit beobachtet werden.

Während der **Konsolidationsphase** (K) nimmt die Mächtigkeit der äusseren Kolmationsschichten nicht zu, währenddem ihre Durchlässigkeit weiter abnimmt. Diese Durchlässigkeitsabnahme ist hauptsächlich auf die Ablagerung von Feinstpartikeln in den Poren der oberflächennahen Schichten oder an der Oberfläche selbst, zurückzuführen. Außerdem ist eine zunehmende Kompression der tieferliegenden Kolmationsschichten infolge der aufliegenden Ablagerungen zu erwarten.

Bei der **Erosionsphase** (E) können sich insgesamt weniger Schwebstoffe ablagern, als infolge der Schleppkräfte von der Strömung aufgenommen und wegtransportiert werden. Dadurch kommt es gesamthaft zu einer Erosion der äusseren Kolmation und unter Umständen zu einer Zunahme der Sohlendurchlässigkeit. Die erste Erosionsphase bei MQ1 (vgl. Abbildung 3.3) ist auf eine Erhöhung der Fliessgeschwindigkeit zurückzuführen. Dabei ist die bezüglich einer Erosion kritische Sohleinschubspannung überschritten worden. Die zweite Erosionsphase am Versuchsende ereignete sich, nachdem die Sohle bei hoher Schwebstoffkonzentration aufgekommen war. Mit abnehmender Schwebstoffzufuhr hat sich die Bilanz zwischen abgelagerten und erodiertem Feinmaterial zugunsten

einer Resuspension verschoben, sodass ab einem bestimmten Zeitpunkt die Erosion der äusseren Kolmationsschichten einsetzte. Damit zeigt sich, dass bei konstantem Abfluss durch Auflandungs- oder Erosionsprozesse ein Gleichgewicht zwischen Schwebstoffzufuhr und -wegtransport angestrebt wird.

*Versuch ESw2* unterscheidet sich von Versuch ESw1 durch eine geringere Stauraumtiefe und eine für einen bestimmten Abfluss konstante Schwebstoffzufuhr. Wegen der geringeren Stauraumtiefe treten entsprechend Tabelle 3.1 grössere Fliessgeschwindigkeiten auf, was eine geringere Mächtigkeit der äusseren Kolmationsschicht zur Folge hat. In Abbildung 3.5 sind die Durchlässigkeiten (logarithmisch) und die Mächtigkeit der äusseren Kolmationsschichten in Abhängigkeit von der Zeit, für beide Messquerschnitte dargestellt. Die gesamte Versuchsdauer beträgt knapp 900 h (37 d). Ein Vergleich der Resultate mit Versuch ESw1 zeigt,

- dass die Durchlässigkeiten langsamer absinken,
- dass während der Versuchsdauer eine deutlich geringere Mächtigkeit der äusseren Kolmation erreicht wird,
- dass die Bildung der Riffel ebenfalls mit einem starken Anwachsen der äusseren Kolmation verbunden ist,
- dass nach rund 700 h ein unterer Grenzwert erreicht wird und dass dieser  $k$ -Wert in derselben Grössenordnung liegt wie die Enddurchlässigkeit des zweiten Messbehälters von Versuch ESw1. Dieser untere Grenzwert, der in etwa repräsentativ für die verwendete Kornverteilung der Schwebstoffe sein dürfte, liegt bei rund  $3 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ .

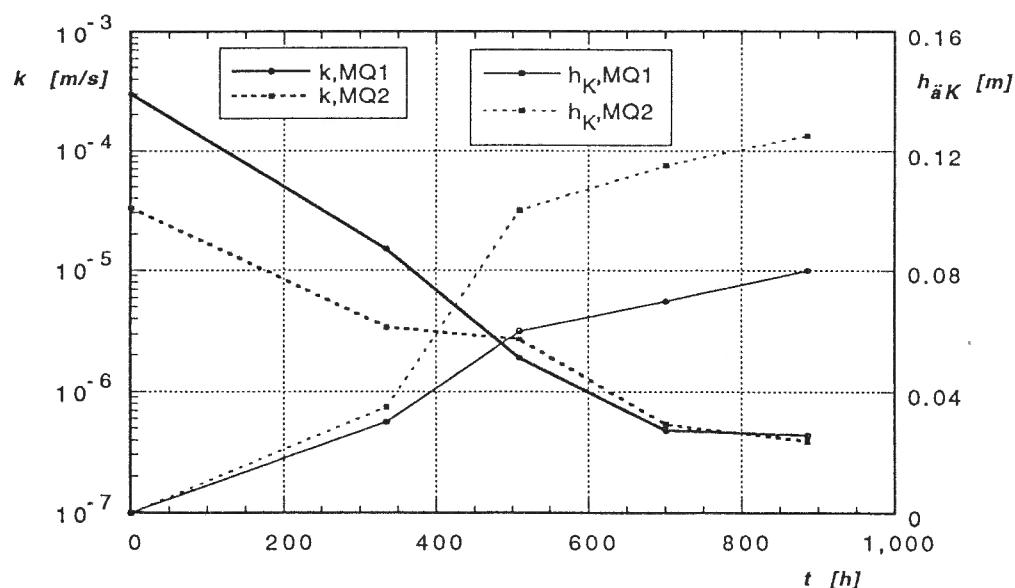


Abbildung 3.5 Zeitliche Entwicklung der Durchlässigkeit und der Mächtigkeit der äusseren Kolmationsschichten für beide Messbehälter, Versuch ESw2.

### 2.2.2 Versuch mit Geschiebetransport (ESv1)

Als Ausgangslage für *Versuch ESv1* wurde oberhalb des ersten Messquerschnitts die Front eines in den Stauraum wachsenden Geschiebedeltas eingebaut. Bei der ersten Versuchsphase ist bei kleinen Abflüssen die Ablagerung der Schwebstoffe unterhalb der Geschiebefront nachgebildet worden. Anschliessend ist der Abfluss erhöht und im Bereich des Rinnen einlaufs Geschiebe zudosiert worden. Dieses Geschiebe ist von der Strömung über die Ablagerungsfront hinaustransportiert und entlang der Böschung abgelagert worden. Dadurch wanderte die Geschiebefront mit fortschreitender Versuchsdauer über die Sickerfläche des ersten Messquerschnitts. Sowohl visuell als auch über die Messgeräte konnte beobachtet werden, inwieweit die abgelagerten Schwebstoffe erodiert oder durch die Geschiebefront überlagert worden sind. Mit der Überlagerung bilden sich sogenannte begrabene Kolmationshorizonte.

Auf Abbildung 3.6 sind die Schwebstoffablagerungen, die sich nach der ersten Versuchsphase unmittelbar unterhalb der Geschiebeböschung gebildet haben, zu sehen. Die Ablösung der Strömung an der Böschungs-Oberkante führt zu einer ausgeprägten Walzenbildung (Abbildung 3.7). Die Walze bewirkt eine Rückwärtsströmung entlang der Sohle und der Böschung gerinneaufwärts, wodurch sich in diesem Bereich - bis hin zur Böschungs-Oberkante - Feinmaterial ablagern kann.



*Abbildung 3.6  
Geschichtete Schwebstoffablagerungen unterhalb des Böschungsfusses der Geschiebefront. Links oben sind die ersten, bei Geschiebetransport über die Böschungskante verfrachteten und auf den Feinmaterialdepots abgelagerten Geschiebekörper zu sehen.*

Bei einsetzendem Geschiebetransport werden in Abhängigkeit der Strömungsverhältnisse und des Korndurchmessers die einzelnen Körner unmittelbar unterhalb der Böschungskante abgelagert oder über die Kante hinausgeschleudert und entlang der Böschung deponiert. Dieser Effekt führt einerseits zu einer Sortierung der Geschiebekörper über den Schwebstoffablagerungen (vgl. Abbildung 3.7). Anderseits nimmt die

Neigung der Geschiebefront zu, bis der Ruhewinkel des Geschiebes überschritten wird. Anschliessend kommt es zu den bekannten lawinenartigen Rutschungen entlang der Böschung.

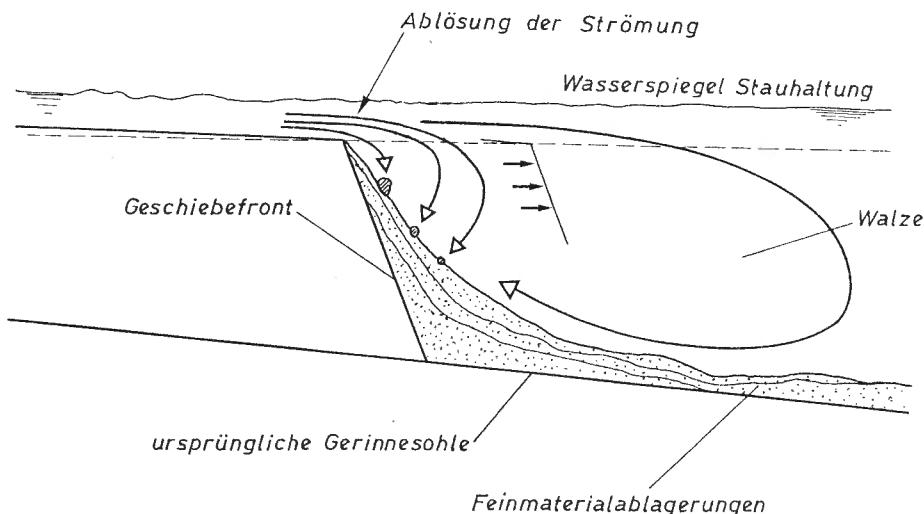
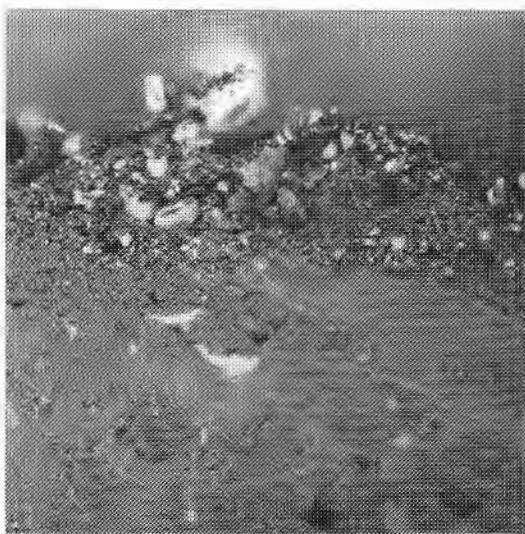


Abbildung 3.7 *Längsschnitt durch die Geschiebefront mit der Walzenbildung, den Schwebstoffablagerungen und den Transportbahnen verschieden grosser Geschiebekörper.*

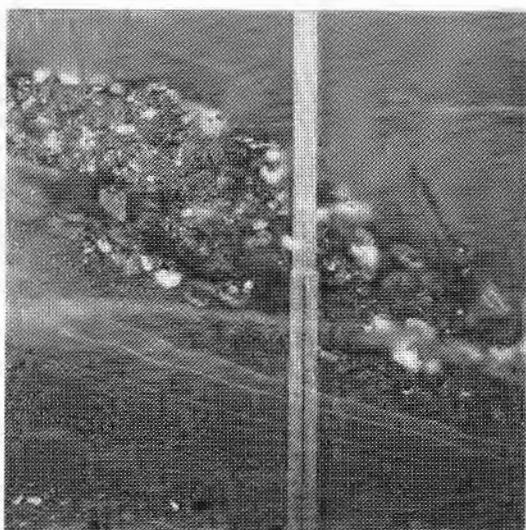
Bei der Ablagerung der Geschiebekörper entlang der Böschung wird nur wenig Feinmaterial resuspendiert. Der Sickerwasserabfluss und die Durchlässigkeit steigen zwar infolge einer Verletzung des äussersten Kolmationshorizontes leicht an, dennoch bleiben die Feinmaterialablagerungen zum Grossteil erhalten, wodurch die Durchlässigkeit der Sohle nachhaltig reduziert bleibt.

Abbildung 3.8 zeigt die an der Oberfläche der Geschiebeablagerungen angeschnittenen und leicht überlagerten Schwebstoffablagerungen. In Abbildung 3.9 sind die entlang der ursprünglichen Geschiebeböschung abgelagerten und von der wandernden Geschiebefront überdeckten Feinmaterialablagerungen zu sehen. Abbildung 3.10 zeigt die Geschiebefront nach einer Verlagerung von rund 1 Meter. Auch hier sind die vorgängig abgelagerten äusseren Kolmationsschichten zugedeckt worden.

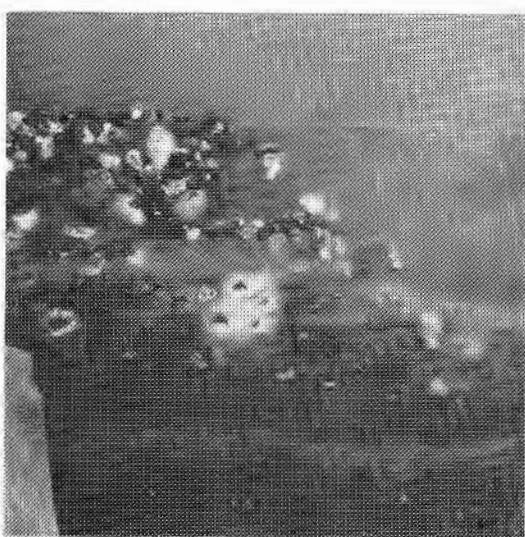
*Damit wird deutlich, dass ohne eine Absenkung der Staukote die Feinmaterialablagerungen durch die wandernde Geschiebefront begraben werden und die Sohlendurchlässigkeit nachhaltig reduziert bleibt. Dieser Effekt kann natürlich erst ab einer bestimmten Mächtigkeit der Geschiebefront beobachtet werden.*



*Abbildung 3.8  
Angeschnittene und leicht überdeckte  
Feinmaterialschichten.*



*Abbildung 3.9  
Gerinneabwärts wandernde Geschiebe-  
front und überlagerte Feinmaterialabla-  
gerungen.*



*Abbildung 3.10  
Front der Geschiebeablagerungen mit  
begrabenen äusseren Kolmationsschich-  
ten.*

## 2.3 KOLMATIONSPROZESSE

### 2.3.1 Parallelen und Unterschiede zur klassischen Kuchenfiltration

Die äussere Kolmation von Flussstauhaltungen zeigt auf den ersten Blick grosse Ähnlichkeit mit der klassischen Kuchenfiltration (vgl. Teil 1, Kapitel 2.2.2). Die Kolmationsprozesse in einer Stauhaltung sind jedoch wesentlich komplexer, und verschiedene Randbedingungen der klassischen Kuchenfiltration sind nicht erfüllt:

- 1) Es kann nicht davon ausgegangen werden, dass die abgelagerten Feinpartikel starr sind. Versuche von Ribi (1983) mit Kaolin zeigten eine - wenn auch eher geringe - Kompressibilität. Das bedeutet, dass die Durchlässigkeit in Abhängigkeit des Gradienten der Sickerströmung und der Mächtigkeit der äusseren Kolmation variieren kann.
- 2) Die Korngrössenverteilung der Schwebstoffe zeigt ein breites Spektrum, das sich ausserdem in Abhängigkeit der Strömungsverhältnisse ändern kann.
- 3) Der Widerstand des Filtermediums (des groben Sohlenmaterials) kann anfänglich durch den Eintrag von Feinpartikeln und Brückebildung, bis zum Erreichen einer zusammenhängenden äusseren Kolmationsschicht, zunehmen.
- 4) Durch die Resuspension von bereits abgelagertem Feinmaterial oder wegen der Zufuhr von Feinmaterial in Form von Geschiebe existiert keine eindeutige Beziehung zwischen der Filterbelegung  $m_K$  und dem integrierten Sickerwasserabfluss  $V_A$ .

### 2.3.2 Massgebende Prozesse

Aufgrund der Versuchsresultate in der Laborrinne können drei Effekte unterschieden werden, welche die Kolmationsprozesse und damit die Durchlässigkeitsabnahme der Sohle von Flussstauhaltungen massgebend prägen.

#### 2.3.2.1 Sortierung des Materials in Fliessrichtung:

Die Ablagerung eines Schwebstoffkorns mit bestimmtem Durchmesser ist abhängig von der Fliessgeschwindigkeit und den turbulenzbedingten Schubspannungsschwankungen. *Mit zunehmender Stauraumtiefe kommen daher vermehrt feinere Schwebstoffkörner zur Ablagerung. Dies führt grundsätzlich zu einer Sortierung der Körner nach ihrer Grösse.* Ferner ist zu beachten, dass ein Korn, welches sich zu Beginn des Absetzprozesses nahe der Wasseroberfläche befindet, länger braucht bis es sich auf

der Sohle ablagert, als ein Korn, das sich anfänglich bereits näher der Sohle befindet. Daher werden alle Körner mit gleichem Durchmesser über eine gewisse Distanz abgelagert. Man wird daher an einer bestimmten Stelle immer eine gewisse *Streuung der abgelagerten Korn-durchmesser* antreffen.

Ausserdem ergibt sich eine Variation der abgelagerten Partikeldurchmesser infolge von Abflussschwankungen. Bei höheren Abflüssen werden gröbere Partikel tiefer in der Stauhaltung abgelagert, als bei kleinen Abflüssen. Dieser Prozess führt zu einer *Schichtung der Ablagerungen* an einem bestimmten Querprofil.

Zusammenfassend lässt sich damit sagen, dass mit grösserer Stauraumtiefe zwar der mittlere Korndurchmesser des abgelagerten Feinmaterials sinkt, die Ablagerungen jedoch geschichtet sind und ihre Kornverteilungen immer eine gewisse Streuung aufweisen.

### 2.3.2.2 *Einlagerung von Feinstpartikeln in die Poren der bestehenden Ablagerungen*

Bei der Infiltration von Flusswasser werden die Schwebstoffpartikel des Infiltrats im Porenraum des Filtermediums ausgeschieden. Das heisst, die Ablagerung von Schwebstoffen infolge der Schwerkraft wird durch den hydrodynamischen Druck der Sickerströmung unterstützt. Dieser Effekt führt dazu, dass in bereits abgelagerte äussere Kolmationsschichten zusätzliche Feinpartikel eingelagert werden und deren Durchlässigkeit weiter verringern können. Weil die feinsten Partikel als Suspension überall in der Stauhaltung anzutreffen sind, ist von diesem Prozess - der übrigens mit der inneren Kolmation vergleichbar ist - die gesamte Sohle betroffen, also auch die Bereiche nahe der Stauwurzel mit grösserer Fliessgeschwindigkeit. Die Durchlässigkeit der äusseren Kolmationsschicht kann damit auch im Bereich mit vergleichsweise hohen Fliessgeschwindigkeiten auf sehr tiefe Werte absinken.

### 2.3.2.3 *Dünen und Riffel*

Dünen und Riffel sind dreidimensionale Sohlenkörper. Sie können entstehen, falls ein Teil der Feinpartikel in Form von Geschiebe über die Sohle transportiert wird. Als Auslöser für ihre Entstehung sind Sohlenunebenheiten oder Instabilitäten der laminaren Grenzschicht denkbar (Yalin, 1977).

Es gibt verschiedene Kriterien um zu beurteilen, ob bestimmte Sohlenformen den Dünen oder den Riffeln zuzuordnen sind. Nach Yalin (1977) bilden sich Riffel - unter Voraussetzung eines Geschiebetransports ( $\Theta > \Theta_{cr}$ ) - bei Kornreynoldszahlen  $Re_* < 24$  und Dünen bei  $Re_* > 10$ . Im Übergangsbereich  $10 < Re_* < 24$  können sich Riffel und Dünen ausbilden. Nach Zanke (1982) ist auch eine grobe Abschätzung über den sedimenta-

tologischen Korndurchmesser nach Bonnefille  $D_* = ((s-1)g/v^2)^{1/3} d_{50}$  möglich, wobei sich für  $D_* < 15$  Riffel und für  $D_* > 15$  Dünen bilden.

Beide Kriterien deuten darauf hin, dass es sich bei den in der Rinne beobachteten Sohlenformen (vgl. die Abbildungen 3.1 und 3.2) um Riffel handelt.

In den Versuchen ESw1 und ESw2 haben sich Riffel gebildet, sobald ein Teil der Feinpartikel als Geschiebe über die Sohle transportiert worden ist. Dabei vergrössern sich die Riffel durch die Ablagerung von Feinpartikeln an der Lee-Seite in Fliessrichtung und nach dem Erreichen einer bestimmten Grösse stabilisieren sie sich. Über diesen stabilisierten Riffeln können weitere Sohlenformen entstehen.

Der innere Aufbau einer Düne ist von Jobson & Carey (1989) beschrieben worden (vgl. Teil 1, Kapitel 2.7.2). Einen sehr ähnlichen Aufbau konnte in den Rinnenversuchen auch für die Riffel beobachtet werden. Dabei bildet sich an der Luv-Seite infolge der strömungshydraulischen Beanspruchung und der Ablagerung von Feinstpartikeln im Porenraum, eine kohäsiv-verfestigte Oberfläche mit geringer Durchlässigkeit. Dieser Effekt kommt in den Abbildungen 3.3 und 3.4 vor allem beim zweiten Messquerschnitt zum Ausdruck. Die Durchlässigkeit der äusseren Kolmation sinkt bei der Riffelbildung vergleichsweise rasch um eine Zehnerpotenz auf rund  $4 \cdot 10^{-7}$  m/s ab.

Demgegenüber nimmt die Durchlässigkeit beim ersten Messquerschnitt durch die Riffelbildung nicht weiter ab. Im Gegenteil, die Durchlässigkeit bleibt - abgesehen von kleineren Schwankungen - bis zum Versuchsende nahezu konstant. Die Ursache für diesen Effekt dürfte darauf zurückzuführen sein, dass hier die Riffel sehr rasch aus vergleichsweise grobem Material aufgebaut worden sind. Damit ergab sich anfänglich sogar eine leichte Durchlässigkeitszunahme, bevor durch die Einlagerung von feineren Partikeln der  $k$ -Wert wieder leicht abgesunken ist.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass Riffel und Dünen zu einer Sortierung und Schichtung des Feinmaterials und damit häufig zu einer beschleunigten Durchlässigkeitsabnahme der äusseren Kolmation führen.

## 2.4 FOLGERUNGEN

Die Untersuchungen in der Versuchsrinne haben gezeigt, dass der Kolmationsprozess in Flussstauhaltungen ein äusserst komplexer Vorgang ist, der bis zum heutigen Zeitpunkt nur rudimentär erfasst werden kann. Gegenüber den Kolmationsprozessen in freien Fliessstrecken spielen zusätzlich Sortierprozesse und die Bildung von Sohlenformen eine wesentliche Rolle. Dennoch können aufgrund der Versuchsergebnisse einige

Aussagen betreffend den zeitlichen Ablauf und den zu erwartenden minimalen Durchlässigkeiten gemacht werden.

#### 2.4.1 Zeitliche Entwicklung der Durchlässigkeit

Der zeitliche Ablauf der Kolmationsentwicklung ist massgebend abhängig von der Schwebstoffzufuhr, den Strömungsverhältnissen und dem Gradienten der Sickerströmung. Grundsätzlich führen tiefere Schwebstoffkonzentrationen, höhere Fliessgeschwindigkeiten und kleine hydraulische Gradienten zu einer verlangsamten Kolmation. Aus den Versuchsergebnissen können bezüglich der Durchlässigkeitsentwicklung der äusseren Kolmationsschichten folgende Angaben gemacht werden:

- Schwebstoffkonzentrationen zwischen 50 - 100 mg/l führen innerhalb von 1 - 2 Wochen zu einer Durchlässigkeitsabnahme um eine Zehnerpotenz.
- Grössere Schwebstoffkonzentrationen ( $>> 100$  mg/l) führen wegen der (in der Regel) gröberen Kornverteilung des abgelagerten Feinmaterials tendenziell zu einer langsameren Durchlässigkeitsabnahme. Wegen dem beschleunigten Wachstum der Ablagerungen steigt der Gesamtwiderstand dennoch rascher an. Der untere Grenzwert der Durchlässigkeit liegt jedoch höher als bei tiefen Schwebstoffkonzentrationen.
- Bei Schwebstoffkonzentrationen um 100 mg/l wird der untere Grenzwert der Durchlässigkeit nach rund einem Monat erreicht. Das bedeutet, dass die äusseren Kolmationsschichten soweit konsolidiert sind, dass keine bedeutende weitere Abnahme ihrer Durchlässigkeit möglich ist. Zusätzliche neue Ablagerungen weisen anfänglich einen höheren  $k$ -Wert auf; bezüglich der Gesamtdurchlässigkeit der äusseren Kolmation spielen sie jedoch eine untergeordnete Rolle.

#### 2.4.2 Unterer Grenzwert der Durchlässigkeit

Die Durchlässigkeitsentwicklung verläuft in der Regel anfänglich rasch und nähert sich mit der Zeit asymptotisch einem unteren Grenzwert. Dieser untere Grenzwert ist abhängig von der Kornverteilung der abgelagerten Feinpartikel; er variiert daher mit der Abflusstiefe und der Fliessgeschwindigkeit. Massgebend an der Kornverteilung ist vor allem der Anteil der Sandfraktion, welche eine vergleichsweise hohe Durchlässigkeit aufweist (reine Sandablagerungen weisen Durchlässigkeiten um  $10^{-4}$  m/s auf). Aufgrund der Versuchsergebnisse können - in Abhängigkeit des Sandgehaltes - die folgenden unteren Grenzwerte der Durchlässigkeit angegeben werden:

- Deutlicher Anteil der Sandfraktion:  $k_{min} = 2 - 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$
- Geringer Sandanteil:  $k_{min} = 2 - 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$
- Kein Sandanteil (nur Silt und Ton)  $k_{min} = 10^{-8} - 10^{-7} \text{ m/s}$

Diese Werte decken sich recht gut mit entsprechenden Angaben aus der Literatur. Ingerle (1991) hat über den Sickerwasseranfall in Drainagegräben beim Stauraum Altenwörth an der Donau eine Durchlässigkeit der äusseren Kolmation von  $3 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  abgeschätzt und für konsolidierte Schlammlagerungen geben Ingerle (1991) und Beyer & Banscher (1975) einen unteren Grenzwert von  $10^{-8} \text{ m/s}$  an.

### 3. SPÜLUNGEN UND HOCHWASSERABFLUSS

#### 3.1 VERSUCHSPROGRAMM

Unter der Spülung einer Flussstauhaltung wird eine Absenkung des Wasserspiegels verstanden mit dem Zweck, dass zumindest ein Teil der abgelagerten Feststoffe durch das Wehr flussabwärts transportiert wird. Im vorliegenden Kapitel "Spülungen und Hochwasserabfluss" werden die Erosionsvorgänge der äusseren Kolmationsschichten bei einer Wasserspiegelabsenkung und einem anschliessenden Hochwasserabfluss durch das vollständig geöffnete Wehr untersucht.

Dazu ist der Wasserspiegel in der Versuchsrinne bei konstantem Abfluss stufenweise abgesenkt worden, bis sich ein freier (ungestauter) Abfluss einstellte. Anschliessend ist der Rinnenabfluss mehrmals erhöht worden, bis die Stabilität der ursprünglichen groben Deckschicht überschritten worden ist und sich zumindest bereichsweise eine neue Gerinnesohle gebildet hat.

*Tabelle 3.2 Versuchsablauf der zwei Spülversuche.*

Versuch	Abfluss Rinne [l/s]	Wasserspiegel	C [mg/l]	Versuchsdauer [h]
SSw1	95	Vollstau	130	1.17
		1. Absenkung	205	1.33
		2. Absenkung	550	0.92
		3. Absenkung	2100	0.75
		freier Abfluss	2200	19.6
			1520	1.25
SSw2	95	Vollstau	2100	1.85
		1. Absenkung	1900	0.30
		2. Absenkung	2850	0.50
		freier Abfluss	2450	1.75
			2110	0.30
			4300	0.50
	135			0.25
	170			0.35
	230			0.42
	95			

Insgesamt sind zwei Spülversuche durchgeführt worden. In Tabelle 3.2 sind die wichtigsten Versuchsparameter zusammengestellt. Versuch SSw1 betrifft die Spülung der äusseren Kolmation von Versuch ESw1 und Versuch SSw2 diejenige von Versuch ESw2. Die beiden Versuche unterscheiden sich in einer unterschiedlichen Schichtung und wahrscheinlich auch in einer unterschiedlichen Verdichtung der äusseren Kolmations-

schichten. Dies äussert sich in den verschiedenen Anfangsdurchlässigkeiten der zwei Versuche.

### 3.2 SPÜLPROZESSE UND DURCHLÄSSIGKEITSZUNAHME

Die Spülung der äusseren Kolmationsschichten ist in beiden Versuchen ähnlich verlaufen. Anhand der Abbildungen 3.11 - 3.17 (Versuch SSw1, Messquerschnitt 2) werden die beobachteten Erosionsprozesse beschrieben.

Abbildung 3.11 zeigt die Ausgangssituation mit der Lage der obersten Druckmessung (weisser Punkt), der groben Unterschicht und den verschiedenen äusseren Kolmationsschichten. Während den zwei ersten Wasserspiegelabsenkungen mit einer Halbierung der Abflusstiefe ist gröberer Sand vom oberen Bereich der Stauhaltung verfrachtet und über den bestehenden Kolmationsschichten abgelagert worden (Abbildung 3.12). Eine weitere Wasserspiegelabsenkung führte zum Weitertransport dieser Fraktionen und gleichzeitig zu einer Erosion der obersten zwei Kolmationsschichten (Abbildungen 3.13 und 3.14).

Immer wieder konnte beobachtet werden, dass die Erosion eines Kolmationshorizontes punktuell, also durch das plötzliche Aufbrechen des kohäsiven Verbundes, beginnt. Nach dieser lokalen Verletzung des zusammenhängenden Kolmationshorizontes frisst sich die Strömung rasch in die darunterliegenden lockeren Schichten, wobei sich die Erosion des (kohäsiven) Kolmationshorizontes vor allem in Fliessrichtung fortpflanzt. Durch diese Prozesse wird in der Regel eine Kolmationsschicht fast schlagartig resuspendiert. Die Erosionsphase kann beim Erreichen des nächstfolgenden Kolmationshorizontes wieder gestoppt werden. Ein solches Stadium ist in Abbildung 3.15 zu sehen, wo Riffel eine vorübergehend stabile Oberfläche bilden.

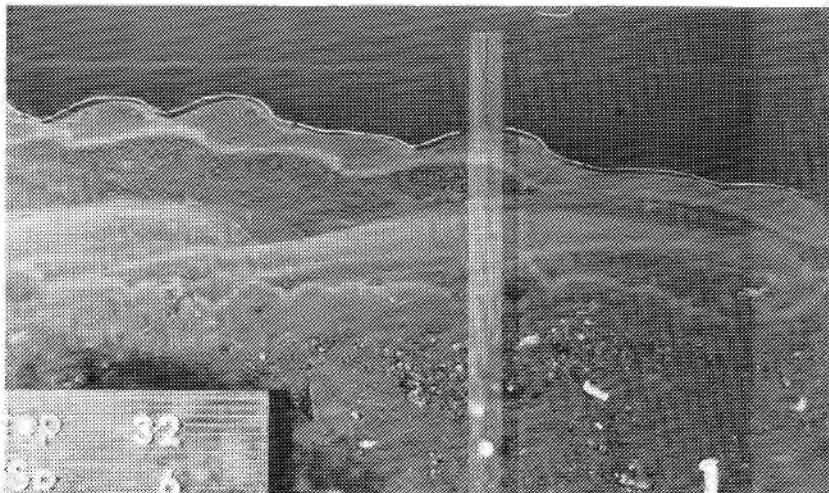
Nach der vollständigen Wasserspiegelabsenkung mit freiem Wehrdurchfluss werden die verbliebenen äusseren Kolmationsschichten rasch resuspendiert und mit der Strömung gerinneabwärts transportiert (Abbildung 3.16). Im vorliegenden Beispiel verbleiben an geschützten Stellen noch kleinere Restbestände der äusseren Kolmation erhalten (Abbildung 3.17). Bei längerer Strömungsbeanspruchung oder zunehmendem Abfluss würden jedoch auch diese Depots resuspendiert.

Die Erosion der Riffel erfolgt immer an der Lee-Seite, also an der der Strömung abgewandten Böschung. Verschiedene Gründe sprechen für die Richtigkeit dieser Beobachtung:

- An der Luv-Seite werden vergleichsweise weniger (kohäsive) Feinstpartikel abgelagert als an der Lee-Seite (vgl. Teil 1, Kapitel 2.7.2 und Teil 3, Kapitel 2.3.2.3).

- Grissinger hat mit Hilfe von Röntgenanalysen bei überströmten bindigen Böden festgestellt, dass sich die oberflächennahen Tonpartikel nach der Fließrichtung orientieren (Krier & Schröder, 1988). Bei der Bildung von Sohlenformen kann angenommen werden, dass diese Ausrichtung der Partikel vorzugsweise an der Luv-Seite erfolgt und an der Lee-Seite eine untergeordnete Rolle spielt.
- Durch die Ablösung der Strömung an der Böschungskante kann es an der Lee-Seite zu Unterdrücken mit einer Exfiltration von Porenwasser kommen. Ein Eintrag von Feinstpartikeln wird dadurch gehemmt oder verhindert.
- Eine Änderung der Abflussverhältnisse führt zu einer Verformung der Walze mit der Folge, dass ihre Angriffsrichtung wechselt und die Kraft der rückwärtsgerichteten Strömung eventuell verstärkt wird.

Auf den Abbildungen 3.18 - 3.20 sind für die zwei Versuche die Durchlässigkeitssentwicklungen in Abhängigkeit der Wasserspiegelabsenkungen und der Zeit zu sehen. Die in den zwei Messquerschnitten erfassste Sohlendurchlässigkeit bezieht sich auf die äussere Kolmation inklusive der obersten, zwischen äusserer Kolmation und oberstem Messpunkt gelegenen Deck- und Filterschicht. Der dargestellte  $k$ -Wert entspricht damit einer Mischrechnung aus der äusseren Kolmation und einer bestimmten Schichtstärke der Sohle mit grober Kornverteilung.



*Abbildung 3.11 Äussere Kolmationsschichten zu Beginn des Versuchs SSw1, Messquerschnitt 2 (Fließrichtung jeweils von links nach rechts).*

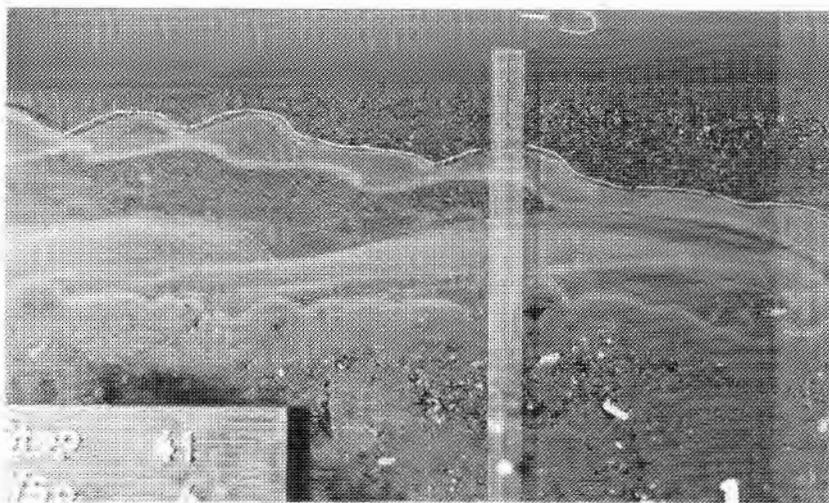


Abbildung 3.12 Äussere Kolmationsschichten nach 3.4 h, Versuch SSw1, MQ2.

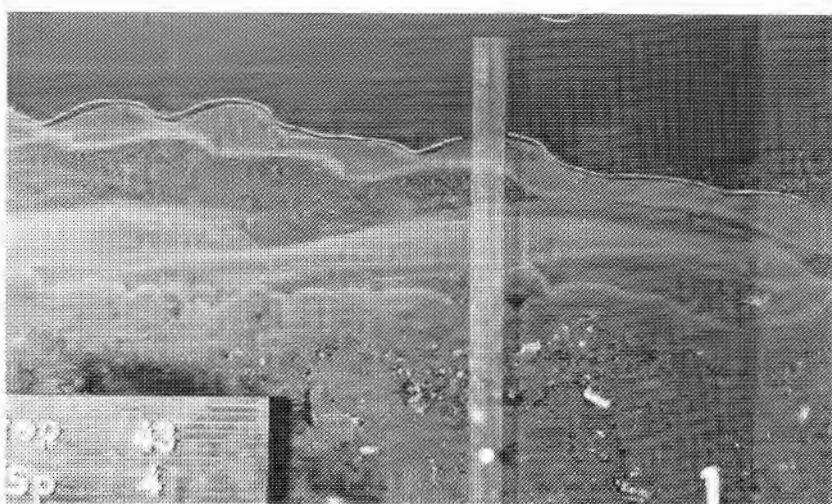


Abbildung 3.13 Äussere Kolmationsschichten nach 3.58 h, Versuch SSw1, MQ2.

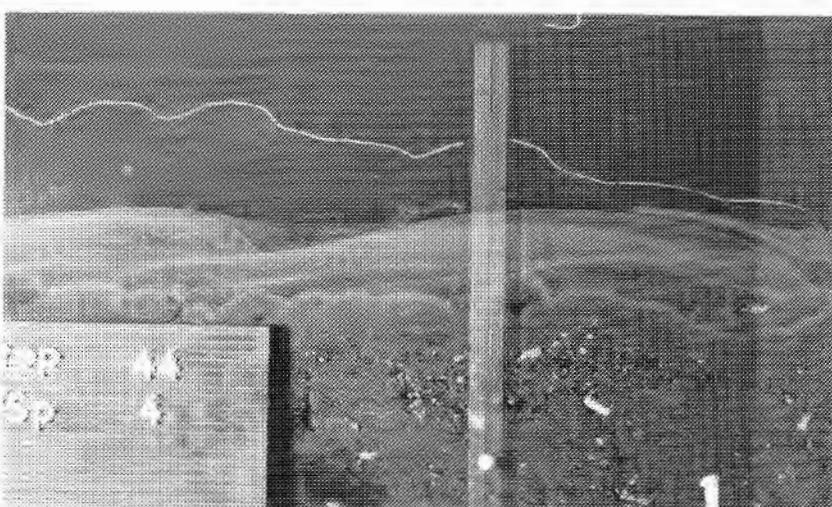


Abbildung 3.14 Äussere Kolmationsschichten nach 3.67 h, Versuch SSw1, MQ2.

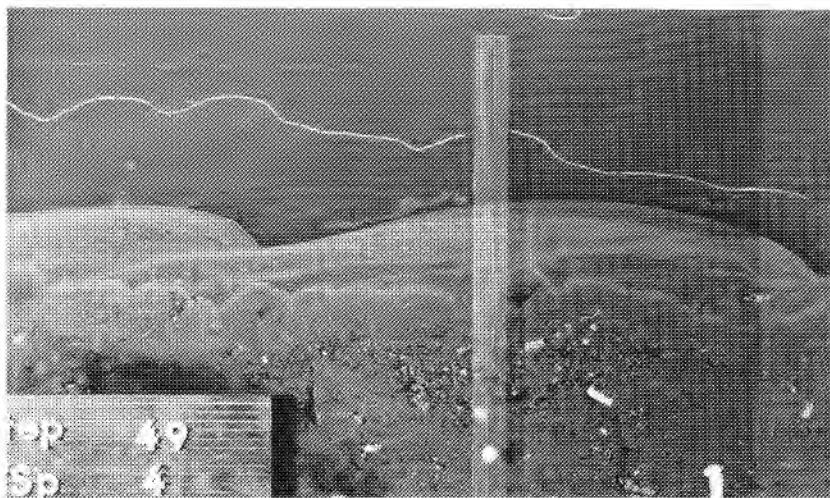


Abbildung 3.15 Äussere Kolmationsschichten nach 4.1 h, Versuch SSw1, MQ2.

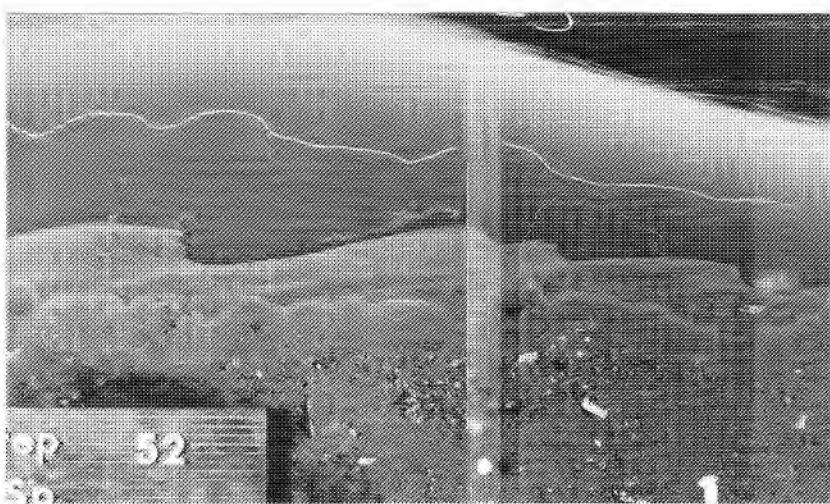


Abbildung 3.16 Äussere Kolmationsschichten nach 4.33 h, Versuch SSw1, MQ2.

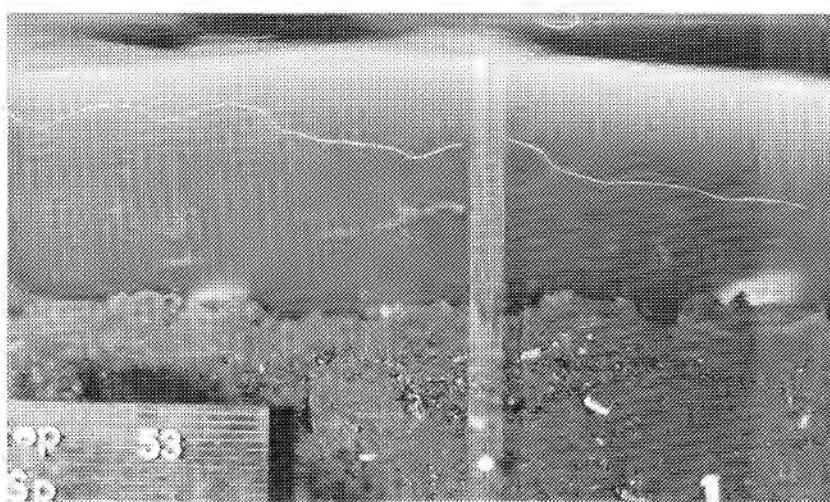


Abbildung 3.17 Äussere Kolmationsschichten nach 4.42 h, Versuch SSw1, MQ2.

Abbildung 3.18 zeigt die DurchlässigkeitSENTWICKLUNG des Versuchs SSW1 während der stufenweisen Absenkung des Wasserspiegels bis zum freien Wehrdurchfluss. Eine erste markante Zunahme des  $k$ -Wertes erfolgt bei beiden Messquerschnitten nach der dritten Wasserspiegelabsenkung, wo die ersten äusseren Kolmationsschichten erodiert werden (vgl. Abbildung 3.14). Beim ersten Messquerschnitt weitet sich die Erosion zunehmend aus, was zu einer steten Erhöhung der Durchlässigkeit bei konstantem Wasserspiegel führt. Demgegenüber kommt im Bereich des zweiten Messquerschnitts die Erosion an der Oberfläche von Riffeln zum Stillstand. Wegen der hohen Schwebstoffkonzentration des Abflusses kann darauf sogleich wieder eine Abnahme der Durchlässigkeit beobachtet werden.

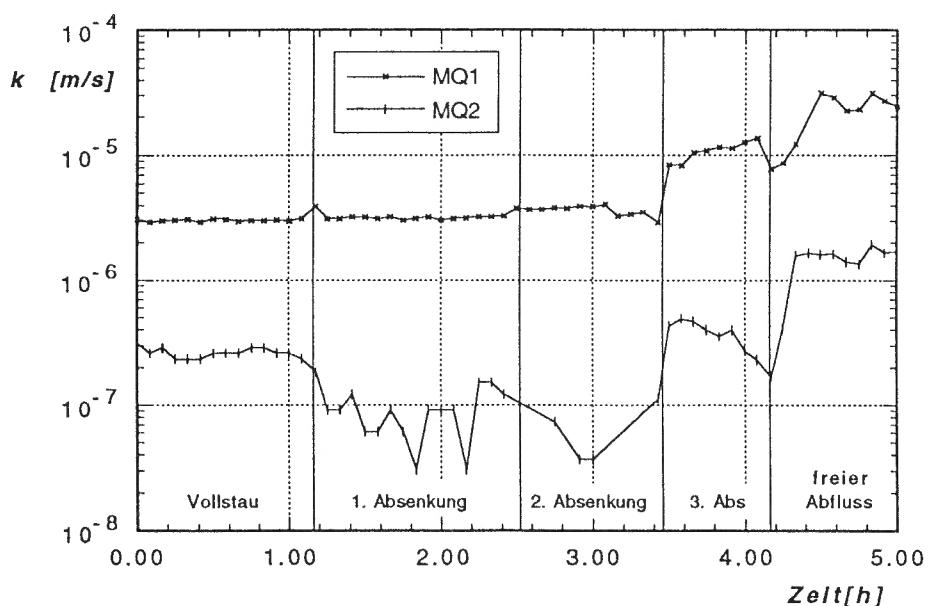


Abbildung 3.18 DurchlässigkeitSENTWICKLUNG für die zwei Messquerschnitte in Funktion der Zeit während der Wasserspiegelabsenkung, Versuch SSW1.

Nach der vollständigen Wasserspiegelabsenkung erfolgt bei freiem Wehrdurchfluss eine vollständige Erosion der äusseren Kolmation (abgesehen von einigen Restbeständen im Bereich des zweiten Messquerschnitts), was bei beiden Messquerschnitten zu einer weiteren markanten Erhöhung des  $k$ -Wertes führt.

Die Erosion der äusseren Kolmation bewirkt bei Versuch SSW1 eine Erhöhung der Durchlässigkeit um einen Faktor 10. Die resultierende Durchlässigkeit lässt beim ersten Messquerschnitt mit  $k = 3 \cdot 10^{-5}$  m/s auf eine geringe und beim zweiten Messquerschnitt mit  $k = 2 \cdot 10^{-6}$  m/s auf eine stärkere innere Kolmation schliessen.

Auf Abbildung 3.19 ist der weitere Verlauf des Versuchs SSW1 zu sehen. Bei kontantem Abfluss ( $t = 4.2 - 23.8$  h) ist beim ersten Messquerschnitt

anfänglich eine deutliche Abnahme des  $k$ -Wertes und anschliessend eine sprunghafte Zunahme mit nachfolgend wieder leicht abnehmender Durchlässigkeit zu verzeichnen. Die Abnahme des  $k$ -Werts wiederspiegelt die fortschreitende innere Kolmation der Sohle. Der sprunghafte Anstieg der Durchlässigkeit dürfte entweder auf die Erosion von Restbeständen der äusseren Kolmation oder auf eine Instabilität der Deckschicht zurückzuführen sein.

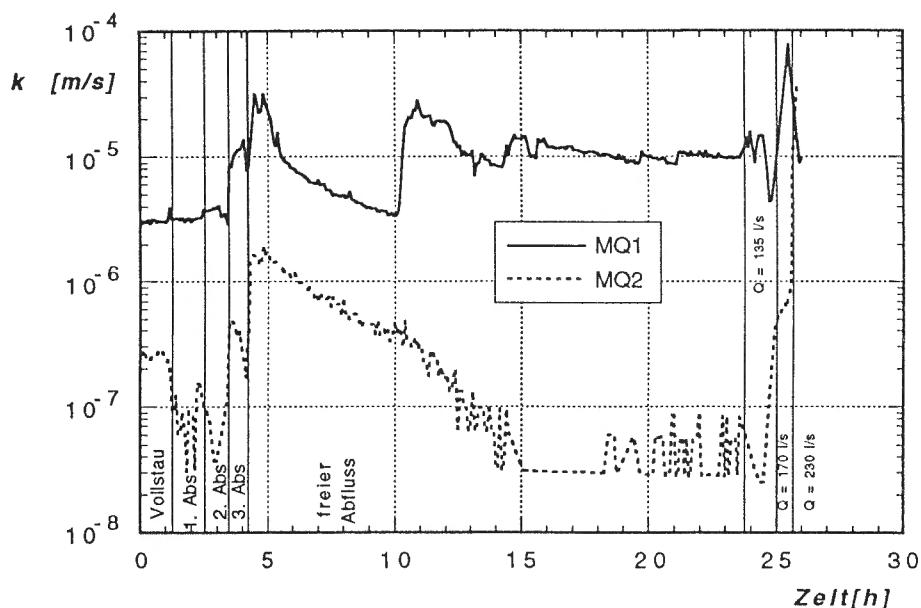


Abbildung 3.19 DurchlässigkeitSENTWICKLUNG für die zwei Messquerschnitte in Funktion der Zeit über die gesamte Versuchsdauer, Versuch SSw1.

Beim zweiten Messquerschnitt ist eine rasche Abnahme der Durchlässigkeit zu beobachten, wobei mit rund  $8 \cdot 10^{-8}$  m/s die Grenze des Messbereichs der Durchflussmesser erreicht worden ist. Dieser extrem tiefe Messwert dürfte auf Sickerwasserverluste zurückzuführen sein (vgl. Teil 2, Kapitel 3.4.2); die effektive Durchlässigkeit liegt daher um einiges höher.

Am Ende des Versuchs ist der Abfluss in drei Stufen soweit erhöht worden, dass die Deckschicht der ursprünglichen Sohle aufgerissen ist und damit auch die inneren Kolmationshorizonte resuspendiert worden sind. Bei beiden Messquerschnitten kann dabei ein Durchlässigkeitanstieg auf knapp  $10^{-4}$  m/s beobachtet werden. Dieser Wert entspricht praktisch demjenigen des sauberen, unkolmatierten Sohlenmaterials.

Abbildung 3.20 zeigt den DurchlässigkeitSVERLAUF des Versuchs SSw2. Bei der ersten Wasserspiegelabsenkung setzt beim ersten Messquerschnitt die Erosion der äusseren Kolmationsschichten ein, was zu einer leichten Zunahme der Durchlässigkeit führt. Beim zweiten Messquerschnitt sind weitere Ablagerungen mit einer weiteren Durchlässigkeitssabnahme zu

verzeichnen. Die zweite Wasserspiegelabsenkung führt praktisch zu einem freien Wehrdurchfluss. Dabei werden die äusseren Kolmationsschichten auf der gesamten Rinnenlänge in kurzer Zeit gesamthaft erodiert, was sich gegenüber den Anfangsbedingungen in einer Erhöhung des  $k$ -Wertes um (knapp) einen Faktor 10 äussert. Beim oberen Messquerschnitt 1 werden Durchlässigkeiten um  $10^{-5}$  m/s und beim unteren Messquerschnitt 2 solche um  $2 \cdot 10^{-6}$  m/s erreicht. Die anschliessende stufenweise Erhöhung des Abflusses führt bereichsweise zum Aufreissen der Deckschicht und einer leichten Erosion der ursprünglichen Gerinnesohle. Insbesondere beim Messquerschnitt 2 erhöht sich dadurch die Durchlässigkeit der Sohle markant auf einen Wert um  $2-3 \cdot 10^{-5}$  m/s, es werden aber nicht Werte erreicht, die der Durchlässigkeit des unkolmatierten Sohlenmaterials entsprechen. Es muss daher angenommen werden, dass die inneren Kolmationshorizonte nicht vollständig gespült werden konnten.

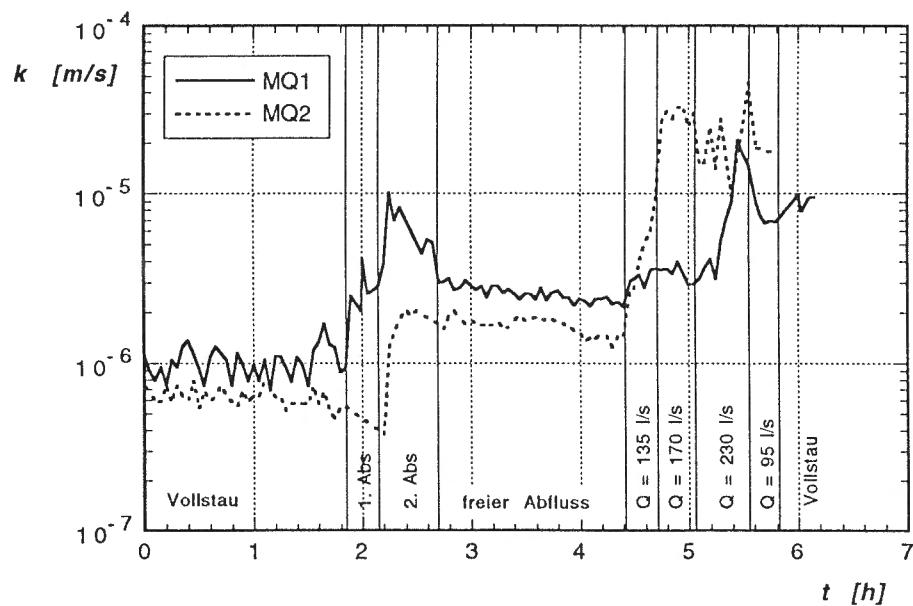


Abbildung 3.20 DurchlässigkeitSENTWICKLUNG für die zwei Messquerschnitte in Funktion der Zeit über die gesamte Versuchsdauer, Versuch SSw2.

### 3.3 EROSIONSBEGINN DER KONSOLIDIERTEN FEINMATERIALABLÄGERUNGEN

Im vorliegenden Kapitel wird versucht, aufgrund der gemessenen Größen die kritischen Strömungsparameter abzuleiten, bei denen die Erosion der äusseren Kolmation einsetzt.

Gemäss Zanke (1982) ist der Erosionsbeginn bindiger Böden von der Scherfestigkeit und/oder des Wassergehalts abhängig. Der Wassergehalt seinerseits ist nach Krier & Schröder (1988) eine Funktion der Sohlen-

belastung und damit zeitlichen Schwankungen unterlegen. Einen weiteren Einfluss auf den Erosionsbeginn spielt ferner die Temperatur, indem bei kaltem Wasser die Erosion der Sohle bei höherer Beanspruchung einsetzt als bei wärmerem Wasser. Diese Zusammenhänge zeigen, dass die exakte Bestimmung der kritischen Belastung bindiger Böden von mehreren Einflussgrößen abhängig und daher nicht einfach zu bestimmen ist.

Aus den Versuchsresultaten lässt sich die kritische Strömungsbelastung über zwei Ansätze bestimmen. Massgebend sind dabei die Strömungsparameter, die zu einem Aufbrechen der konsolidierten und kohäsiven Feinmaterialablagerungen führen, also beispielsweise einer Riffeloberfläche.

Beim ersten Ansatz wird die kritische mittlere Fliessgeschwindigkeit  $v_{mcr}$  aus der Kontinuitätsgleichung ermittelt. Dazu muss für den Zeitpunkt der Erosion der Abfluss und die mittlere Abflusstiefe bekannt sein. Diese Angaben sind bei beiden Spülversuchen für den ersten Messquerschnitt erhoben worden. Die Auswertung ergibt für beide Fälle übereinstimmend

$$v_{mcr} = 1.15 \text{ m/s}$$

Der zweite Berechnungsansatz stützt sich auf die gemessene Fliessgeschwindigkeit 10 cm über der Sohle. Dabei wird unter Annahme der Gültigkeit des logarithmischen Fliessgesetzes die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit berechnet aus

$$v^* = \frac{v(z)}{2.5 \ln(30.1 \frac{z}{\varepsilon})} \quad (3.1)$$

Weil die massgebende Kornrauhigkeit  $\varepsilon$  nicht bekannt ist, muss auf die analysierten Kornverteilungskurven der Schwebstoffablagerungen am Alpenrhein zurückgegriffen werden (vgl. Abbildung 1.21). Die mittlere Kornverteilung scheint dabei die Zusammensetzung der Ablagerungen in der Rinne am besten zu repräsentieren. Das  $d_{50}$  der Ablagerungen dürfte demnach im Bereich von 0.1 mm liegen. Ausgehend von diesen Größen ergeben sich für die bereits oben verwendeten Erosionsereignisse

$$v^*_{cr(1)} = 0.037 \text{ m/s}$$

$$v^*_{cr(2)} = 0.051 \text{ m/s}$$

Der Vergleich der zwei Berechnungsansätze kann über folgende Form des logarithmischen Fliessgesetzes erfolgen

$$v_{mcr} = 2.5 v^* \ln \left( 3.32 \frac{v^* h}{v} \right) \quad (3.2)$$

Mit der gemessenen Abflusstiefe ergeben sich die zwei Werte

$$v_{mcr(1)} = 0.90 \text{ m/s}$$

$$v_{mcr(2)} = 1.30 \text{ m/s}$$

Die nach dem ersten Ansatz bestimmte kritische mittlere Fliessgeschwindigkeit liegt genau in der Mitte dieser zwei Werte.

In Abbildung 3.21 ist für verschiedene bindige Böden  $v_{mcr}$  in Funktion des Wassergehalts W oder der Porosität n dargestellt (nach Zanke, 1982). Das aus den Versuchsresultaten abgeschätzte  $v_{mcr}$  von rund 1.1 m/s ergibt nach Abbildung 3.21 eine Porosität von 30 - 45 %, was einen eher tiefen Wert darstellt. Weil die Kornverteilung der abgelagerten Schwebstoffe vergleichsweise breit und grob ist, dürfte dieser Wert jedoch im Bereich des Wahrscheinlichen liegen. Die Versuchsresultate widersprechen damit den in Zanke zusammengestellten Beobachtungen nicht.

Zusammengefasst kann davon ausgegangen werden, dass die konsolidierten äusseren Kolmationsschichten in den Rinnenversuchen bei  $v_{mcr} = 1.1 \text{ m/s}$  oder  $v_{*cr} = 0.045 \text{ m/s}$  ( $\Theta_{cr} = 1.25$ ) erodierten. Eine Übertragung dieses Ergebnisses auf andere Fälle ist nur zulässig, falls sowohl die Kornverteilung der Feinmaterialablagerungen als auch die Kolmationsprozesse denjenigen im Versuchstand ähnlich sind.

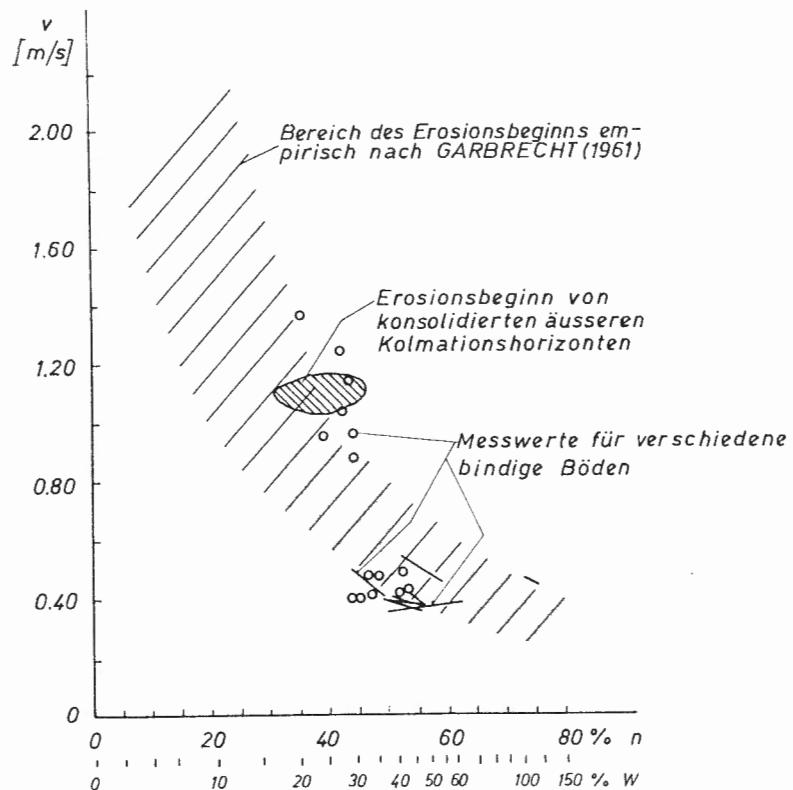
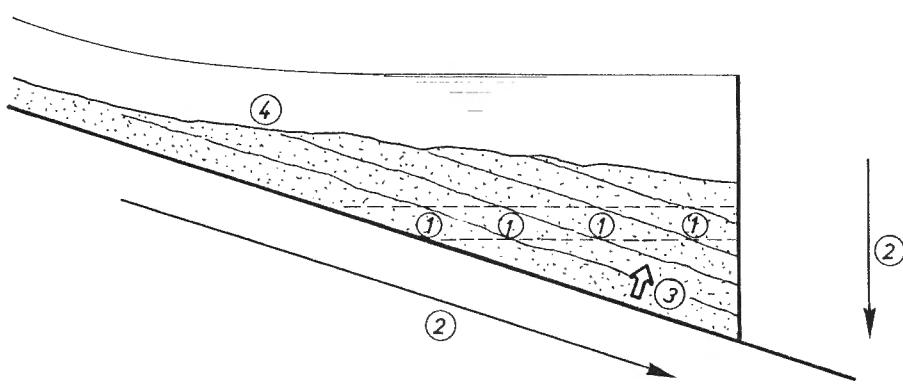


Abbildung 3.21 Erosionsbeginn für verschiedene Böden (nach Zanke, 1982) und Integration der aus den Versuchsresultaten ermittelten Grenzbedingungen für die Erosion äusserer Kolmationshorizonte.

## 4. FOLGERUNGEN

---

Die Rinnenversuche haben gezeigt, dass die *Durchlässigkeit* von abgelagerten äusseren Kolmationsschichten relativ rasch abnimmt und - bei anhaltender Schwebstoffzufuhr - nach spätestens 30 Tagen ein Minimum erreicht. Dieser untere Grenzwert der Durchlässigkeit ist abhängig von der Kornverteilung und der Schichtung des abgelagerten Feinmaterials. Entsprechend Abbildung 3.22 nimmt dieser untere Grenzwert mit wachsender Abflusstiefe zu. Abbildung 3.22 zeigt ferner Bereiche (1), in welchen die Strömungsbedingungen während dem Ablagerungsprozess vergleichbar sind und daher ungefähr gleiche minimale Durchlässigkeiten erwarten werden können.



- ① Bereiche, wo während der Ablagerung vergleichbare Strömungsbedingungen herrschen und damit ein gleicher unterer Grenzwert der Durchlässigkeit erreicht wird
- ② Abnahme der Durchlässigkeit
- ③ Ablagerungsprozess
- ④ Gleichgewichtsverlandung

Abbildung 3.22 Längsschnitt durch eine Flussstauhaltung.

Der *Sickerwasserabfluss* nimmt - anders als die Durchlässigkeit - solange ab, als die Verlandung der Flussstauhaltung nicht abgeschlossen ist. Jede zusätzlich abgelagerte äussere Kolmationsschicht bewirkt eine Reduktion des Sickerwasserabflusses und erst wenn die Gleichgewichts-Verlandung erreicht ist, ändert sich der Sickerwasserabfluss nicht mehr (vgl. Abbildung 3.22). Nach dem Gesetz von Darcy ist der spezifische Sickerwasserabfluss  $q$  [ $\text{m}^3/(\text{s m}^2)$ ] linear abhängig von der Länge des Sickerweges  $L$ :

$$q = k \Delta h / L \quad (3.3)$$

Eine vereinfachte Rechnung zeigt, dass beispielsweise bei einem Wachstum der äusseren Kolmationsschichten von 0.1 m auf 1 m der Sickerwasserabfluss etwa um einen Faktor 10 absinken muss. In ähnlicher Weise wirkt sich eine Änderung des Stauspiegels aus. Bei einem Höherstau nimmt das  $\Delta h$  zu und der Sickerwasserabfluss steigt proportional dazu an (wiederum vereinfachte Berechnung). Besonders gravierend kann dieser Effekt beim Ersteinstau sein, falls noch keine innere oder äussere Kolmation die Durchlässigkeit der Sohle reduziert. Der Sickerwasserabfluss kann dadurch leicht auf ein Vielfaches seines natürlichen Werts ansteigen, was zu einem massiven Grundwasseranstieg führen kann.

Im folgenden wird anhand von Abbildung 3.23 versucht, für verschiedene Verlandungs- und Spülzzenarien den groben Verlauf der Durchlässigkeit und des Sickerwasserabflusses darzustellen. Über der Zeit-Achse sind im oberen Diagramm die Durchlässigkeit und im unteren der Sickerwasserabfluss aufgetragen.

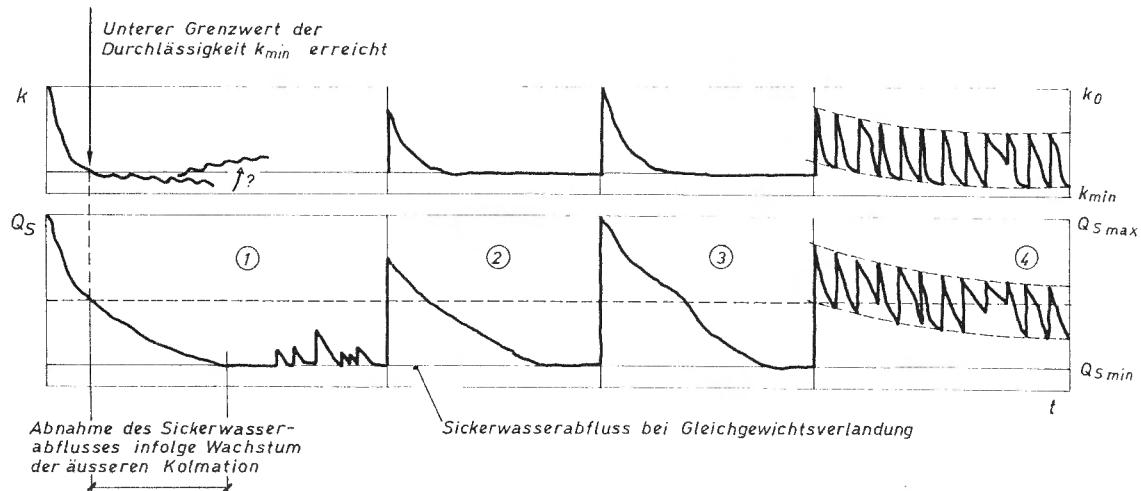


Abbildung 3.23 Verschiedene Szenarien der Entwicklung der Durchlässigkeit und des Sickerwasserabflusses in einer Flussstauhaltung.

**Fall 1** zeigt die Entwicklung der Durchlässigkeit und des Sickerwasserabflusses nach dem Ersteinstau bis zum Erreichen des dynamischen Gleichgewichts bei abgeschlossener Stauraumverlandung. Dabei wird vorausgesetzt, dass keine Wasserspiegelabsenkung durchgeführt und keine extremen Hochwasserabflüsse während dieser Periode auftreten. Die Durchlässigkeit als auch der Sickerwasserabfluss nehmen anfänglich rasch ab. Die Durchlässigkeit nähert sich bald dem unteren Grenzwert an, wogegen der Sickerwasserabfluss in Abhängigkeit der fortschreitenden Verlandung weiterhin abnimmt. Die angedeuteten kleineren Durchlässigkeitsschwankungen nach Erreichen der minimalen Durchlässigkeit  $k_{\min}$  mit tendenziell abnehmendem  $k$ -Wert sind hauptsächlich auf die zunehmende Kompression der äusseren Kolmation, infolge der wachsenden

Mächtigkeit der Ablagerungen, zurückzuführen. Mit fortschreitender Verlandung, das heisst auch höheren Fliessgeschwindigkeiten, werden vermehrt gröbere Partikel abgelagert, was längerfristig zur angedeuteten Trendumkehr mit leichter Durchlässigkeitszunahme führen dürfte.

**Fall 2** zeigt die Wirkung einer Wasserspiegelabsenkung oder eines grösseren Hochwassers, wo die äussere Kolmation vollständig erodiert wird, die Deckschicht der Gerinnesohle jedoch stabil und damit die innere Kolmation erhalten bleibt. Die Durchlässigkeit der Sohle steigt dabei massiv an, erreicht jedoch nicht den Wert des unkolmatierten Sohlenmaterials. In den Rinnenversuchen ist ein Anstieg um einen Faktor 10 beobachtet worden. Die Erhöhung des Sickerwasserabflusses dürfte noch deutlicher ausfallen. Nach dem Wiedereinstau ist grundsätzlich eine Erhöhung um mehrere Zehnerpotenzen zu erwarten, die Unterschiede können jedoch von Stauhaltung zu Stauhaltung beträchtlich sein.

**Fall 3** zeigt die Wirkung eines grösseren Hochwassers bei einer vollständigen Wasserspiegelabsenkung. Dabei wird davon ausgegangen, dass die äusseren Kolmationsschichten vollständig erodiert und anschliessend die Deckschicht der ursprünglichen Gerinnesohle aufgerissen wird bei gleichzeitiger Resuspension der inneren Kolmationshorizonte. Falls eine Überlagerung von Feinmaterialablagerungen durch flussabwärts transportierte Geschiebebanke ausgeschlossen werden kann, so erreicht die Sohlendurchlässigkeit und der Sickerwasserabfluss wieder ihren Maximalwert.

**Fall 4** zeigt die Wirkung von jährlichen Spülungen auf die Entwicklung der Durchlässigkeit und des Sickerwasserabflusses. Dabei wird davon ausgegangen, dass zumindest bereichsweise die äussere Kolmation vollständig erodiert wird, die Deckschicht der Gerinnesohle aber stabil bleibt. Mit der tendenziell leicht abnehmenden Durchlässigkeit wird angedeutet, dass infolge fortschreitender innerer Kolmation oder durch die Überlagerung kolmatierter Schichten durch Geschiebe, längerfristig eine weitergehende leichte Reduktion zu erwarten ist.

Mit diesen vier Fallbeispielen können nur die generellen Kolmationsprozesse beschrieben werden. Bei unregelmässiger Gerinnegeometrie und stark dreidimensionaler Strömung sind lokal grössere Abweichungen zu erwarten. Beispielsweise sind konsolidierte Schwebstoffablagerungen in den Uferbereichen nur schwer zu spülen. Liegt die Unterkante der Ablagerungen einmal unter dem Wasserspiegel, so sind sie einer möglichen Erosion vollständig entzogen. Abbildung 3.24 zeigt die Restbestände von Feinmaterialablagerungen kurz vor dem Wiedereinstau des gespülten Ausgleichsbeckens Ferrera am Averser Rhein. Die Feinmaterialdepots entlang des rechten Ufers liegen über dem Wasserspiegel und für die Ablagerungen entlang des Innenufers ist eine vergleichsweise lange Spül-dauer erforderlich. Eine detailliertere Beschreibung dieser Stauraum-spülung ist in einem Bericht der Kraftwerke Hinterrhein AG (1985) zu finden.



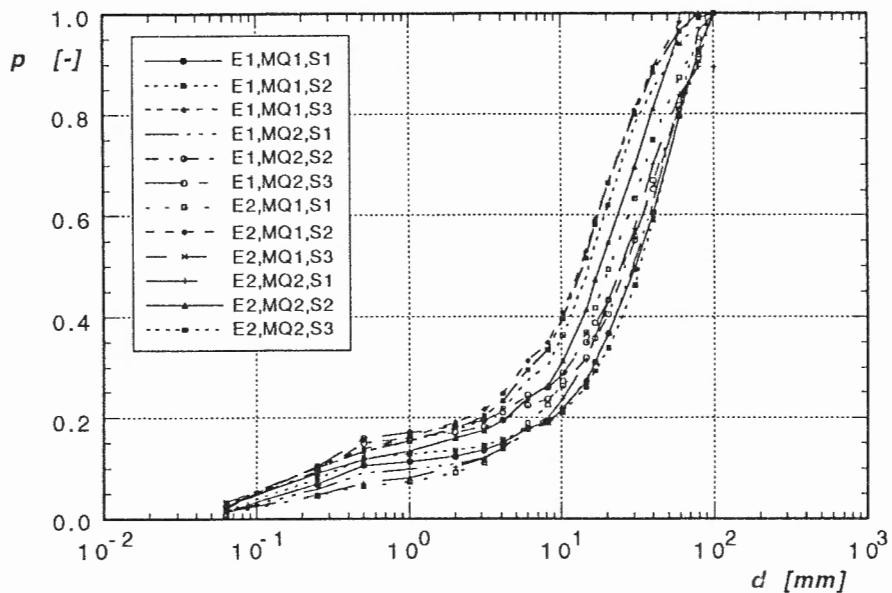
*Abbildung 3.24 Wehr und unterer Staubereich des Ausgleichsbecken Ferrera während der Spülung vom 6. August 1985. Restbestände der äusseren Kolmation. Blick in Fliessrichtung. Foto aus Kraftwerke Hinterrhein AG (1985).*

Zu Abweichungen von den oben beschriebenen Kolmations- und Spülprozessen kann es ferner im Einflussbereich der Wehrschwelle kommen. Liegt die Oberkante der Schwelle höher als das ursprüngliche Sohlen-niveau, so ist denkbar, dass sich flussaufwärts gewisse äussere Kolmationsbestände halten können und durch Geschiebe überlagert werden. Weil ein Aufreissen der Deckschicht in diesem Bereich praktisch ausgeschlossen werden kann, bleibt die Durchlässigkeit nachhaltig reduziert.

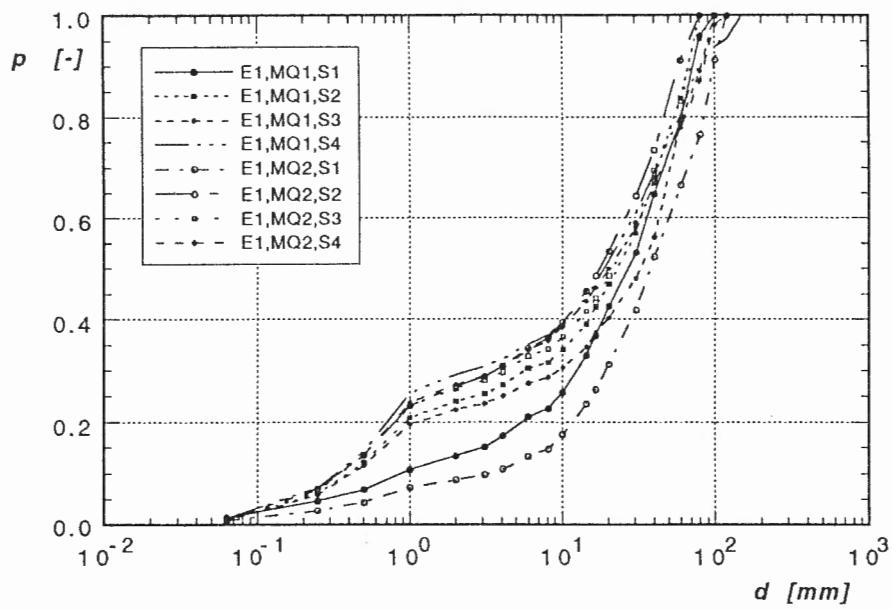
**ANHANG**

## 1.1 Kornverteilungskurven verschiedener aus den Messquerschnitten entnommener Proben

**Mischung Sennwald:**



**Mischung Sevelen:**

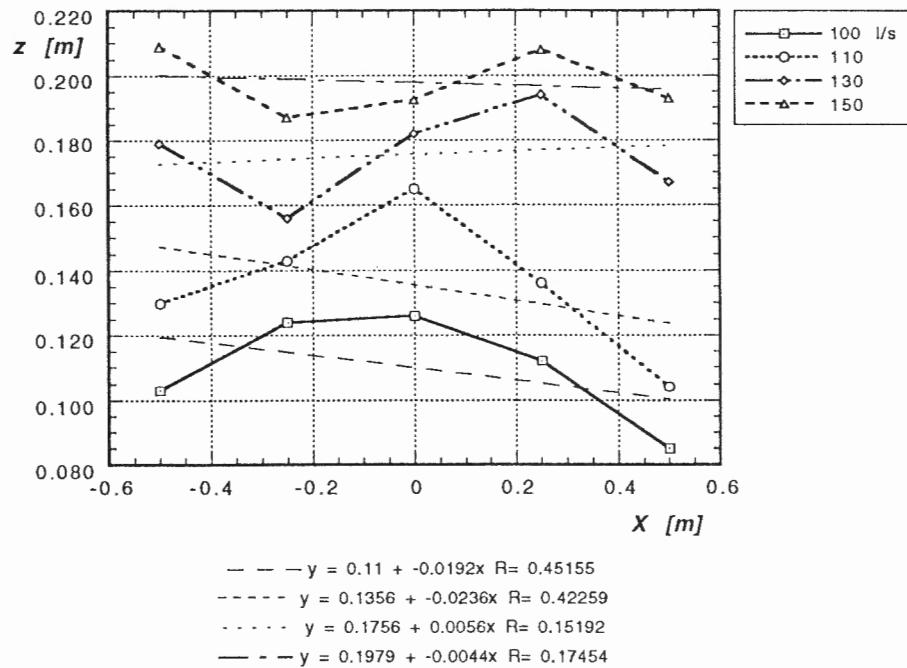


Abkürzungen:

E1: Einbau 1  
 E2: Einbau 2  
 MQ1: Messquerschnitt 1  
 MQ2: Messquerschnitt 2

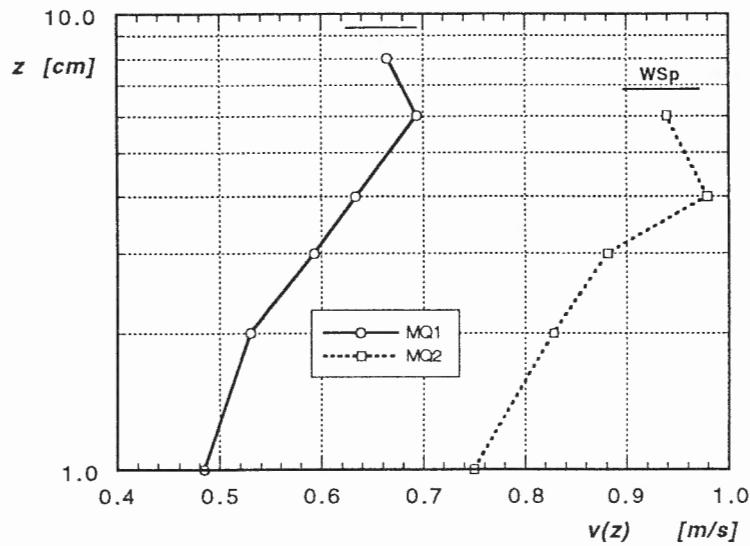
S1: Oberste Schicht  
 S2: Zweite Schicht  
 S3: Dritte Schicht  
 S4: Vierte Schicht

## 2.1 Gemittelte Wasserspiegel-Längenprofile für verschiedene Abflüsse im Bereich eines Messquerschnitts



## 2.2 Vertikale Geschwindigkeitsverteilung

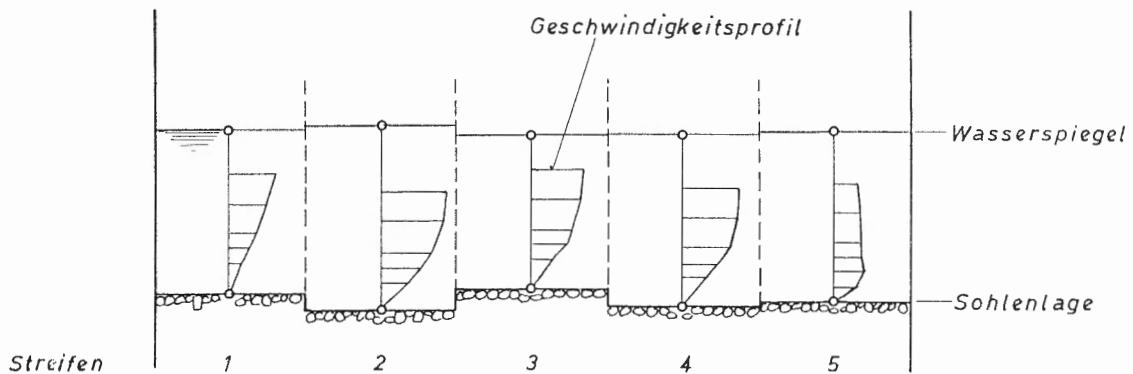
Gemittelte vertikale Geschwindigkeitsverteilungen über den Messquerschnitten 1 und 2, Versuch SR3:



Messquerschnitt 1		Messquerschnitt 2	
Punktekombination (z <sub>1</sub> , z <sub>2</sub> )	v <sub>*</sub> [m/s]	Punktekombination (z <sub>1</sub> , z <sub>2</sub> )	v <sub>*</sub> [m/s]
z <sub>1</sub> , z <sub>2</sub>	0.026	z <sub>1</sub> , z <sub>2</sub>	0.045
z <sub>1</sub> , z <sub>3</sub>	0.039	z <sub>1</sub> , z <sub>4</sub>	0.066
z <sub>1</sub> , z <sub>6</sub>	0.047	z <sub>1</sub> , z <sub>6</sub>	0.042
z <sub>2</sub> , z <sub>6</sub>	0.060	z <sub>2</sub> , z <sub>4</sub>	0.087

## 2.3 Streifenweise hydraulische Berechnung

Die untenstehende Graphik zeigt ein Rinnenquerprofil, das entsprechend der Lage der Messpunkte in fünf Streifen à 10 cm Breite unterteilt worden ist. An den Messstellen ist die Sohle, der Wasserspiegel und ein vertikales Geschwindigkeitsprofil aufgenommen worden. Mit Hilfe dieser Geschwindigkeitsmessungen ist für jeden Streifen die mittlere Fliessgeschwindigkeit  $v_m$  bestimmt worden.



Querprofil mit der Sohlenlage, dem Wasserspiegel und den in Fliessrichtung gemessenen Geschwindigkeitsprofilen des Versuchs SR3, Messquerschnitt 1, Querprofil 1. Blick gegen die Fliessrichtung.

In den drei mittleren Streifen entspricht - unter Vernachlässigung der Reibungsverluste zwischen den einzelnen Streifen - der hydraulische Radius  $R_i$  der Abflusstiefe  $h_i$ . Mit Hilfe des logarithmischen Fliessgesetzes lässt sich direkt das lokale Fliessgefälle  $J_i$  berechnen.

In den an eine Wand grenzenden Streifen ist der Wandeinfluss über einen Strickler k-Wert von  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  berücksichtigt worden. Die Abflussberechnung erfolgt iterativ und entspricht dem in Anhang 2.4 dargestellten Verfahren ab Punkt 2 mit der Ausnahme, dass der Wandeinfluss nur einseitig berücksichtigt wird.

In den folgenden drei Tabellen sind die Messungen und die Auswertungen zum Versuch SR3, MQ1, zusammengestellt.

*Vertikale Geschwindigkeitsprofile in [m/s], Versuch SR3, MQ1, Querprofil 1. z gemesen ab Oberkante Sohle. Die Messung 1 cm über der Sohle liess sich nur teilweise durchführen.*

z [cm]	Streifen 1 v <sub>i</sub> [m/s]	Streifen 2 v <sub>i</sub> [m/s]	Streifen 3 v <sub>i</sub> [m/s]	Streifen 4 v <sub>i</sub> [m/s]	Streifen 5 v <sub>i</sub> [m/s]
1	-	-	-	-	0.31
2	0.13	0.40	0.24	0.34	0.41
3	0.23	0.57	0.50	0.50	0.38
4	0.35	0.69	0.53	0.66	0.35
6	0.48	0.84	0.64	0.77	0.34
8	0.60	0.89	0.79	0.77	0.30

*Resultat der streifenweisen hydraulischen Berechnung. Die Summe der Teilabflüsse  $\Sigma Q_i$  sollte mit dem eingestellten Zufluss zur Rinne (30 l/s) übereinstimmen.*

	Streifen 1	Streifen 2	Streifen 3	Streifen 4	Streifen 5
HW [m]	0.11	0.125	0.103	0.117	0.115
v <sub>mi</sub> [m/s]	0.42	0.72	0.56	0.61	0.31
J <sub>i</sub> [-]	0.0049	0.0078	0.0066	0.0063	0.0025
Θ <sub>i</sub> [-]	0.011	0.025	0.017	0.019	0.0058
Q <sub>i</sub> [l/s]	4.6	9.0	5.8	7.1	3.6

*Vergleich der aus den gemessenen vertikalen Geschwindigkeitsprofilen und den aus der mittleren Abflusstiefe berechneten hydraulischen Parameter für Versuch SR3, MQ1.*

	Mittel der Streifenrechnung	Aus mittlerer Abflusstiefe
HW [m]	0.095	0.095
v <sub>m</sub> [m/s]	0.62	0.63
J [-]	0.013	0.011
Θ [-]	0.026	0.026
Q [l/s]	29	30

## 2.4 Rechenschema Normalabfluss Rinne

1. Berechnung der mittleren Fliessgeschwindigkeit  $v_m$  aus dem Abfluss, der Abflusstiefe und der Rinnenbreite (Bezeichnungen vgl. Graphik nächste Seite):

$$v_m = Q / (B_s h)$$

2. Sohlenbereich: Angewendet wird das logarithmische Fliessgesetz mit  $\beta = 1.5$ :

$$v_m = \sqrt{g R_s J} 2.5 \ln \frac{12.3 R_s}{\beta d_{90}}$$

Die fett gedruckten Größen sind unbekannt. Bei Annahme eines hydraulischen Radius  $R_s$  kann das Gefälle  $J$  berechnet werden:

$$J = \frac{1}{g R_s} \left( \frac{v_m}{2.5 \ln \left( \frac{12.3 R_s}{\beta d_{90}} \right)} \right)^2$$

3. Im Wandbereich erfolgt die Berechnung von  $R_w$  über die Strickler-Formel.  $k_{St}$  wird zu  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  angenommen. Eine kleinere Änderung dieses Wertes beeinflusst das Resultat nur unwesentlich.

$$R_w = \left( \frac{v_m}{k_{St} J^{1/2}} \right)^{3/2}$$

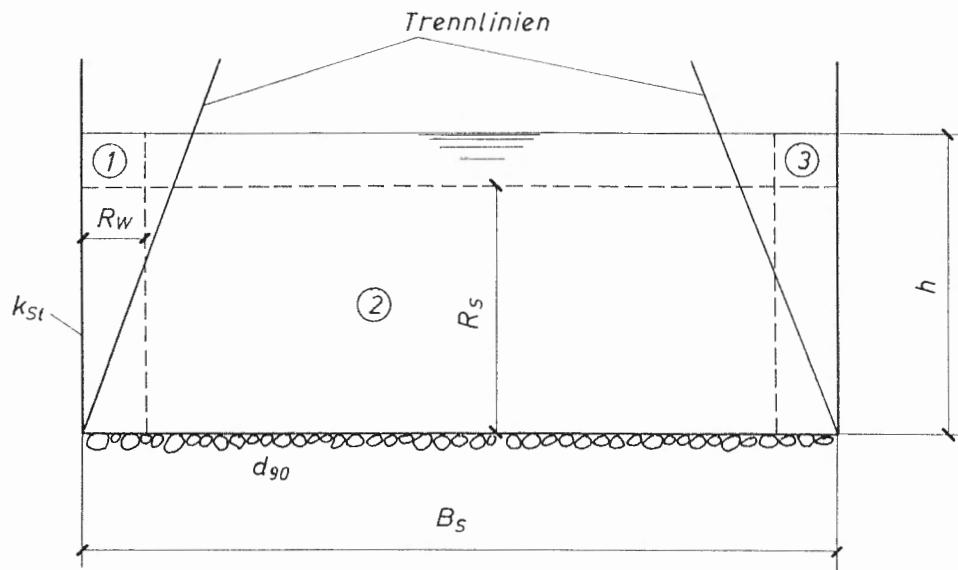
4. Die Kontrolle erfolgt über die Kontinuitätsgleichung:

$$Q = v_m (2 h R_w + B_s R_s)$$

5. Falls 4 nicht genügend genau erfüllt ist, wird die Annahme von  $R_s$  korrigiert und bei Punkt 2 wieder begonnen.

6. Die dimensionslose Sohlenschubspannung berechnet sich schliesslich aus

$$\Theta = \frac{R_s J}{(s - 1) d_m}$$



①, ③ Wand einflussbereiche

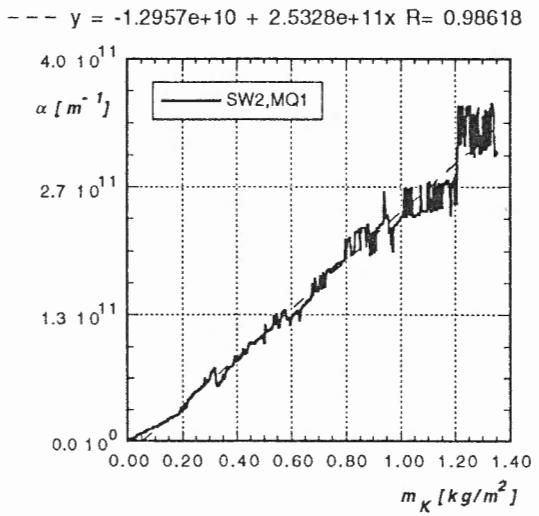
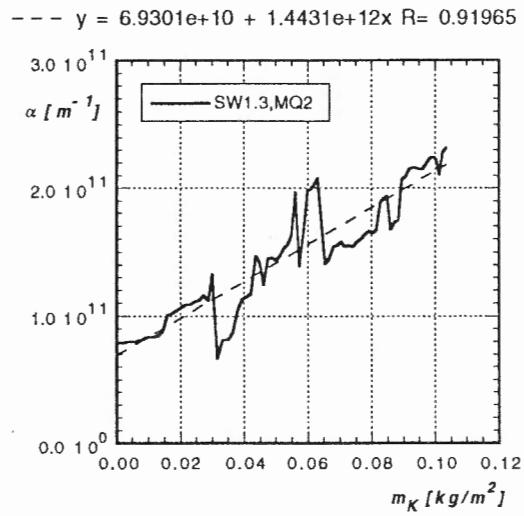
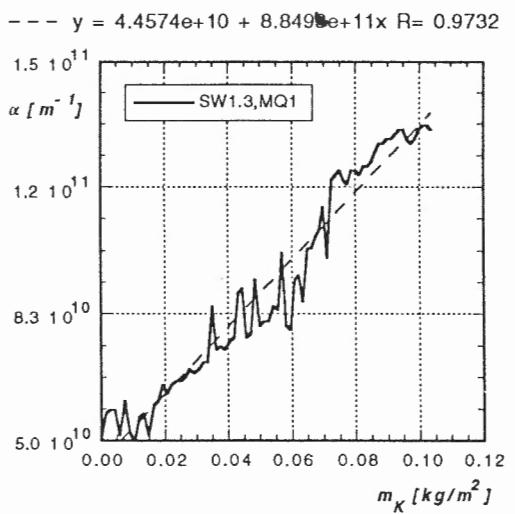
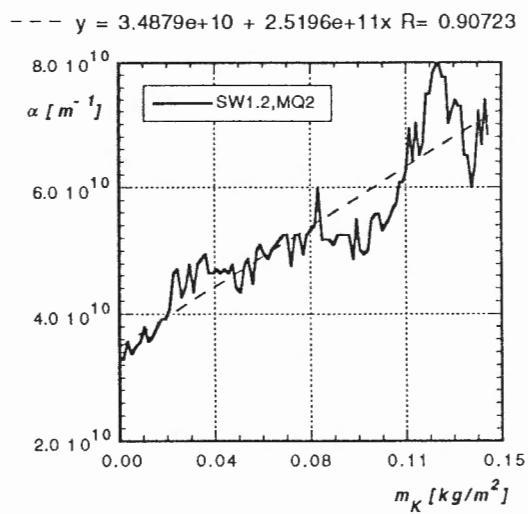
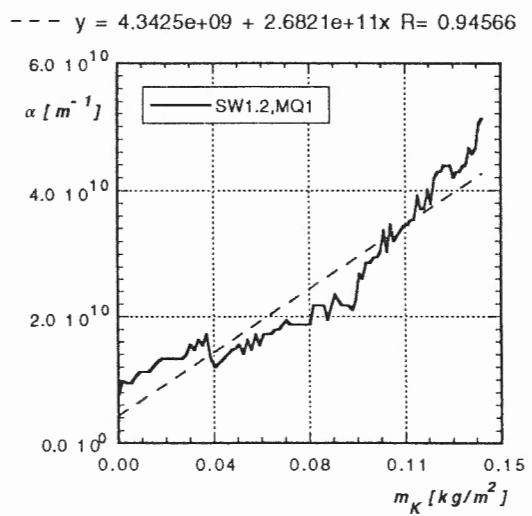
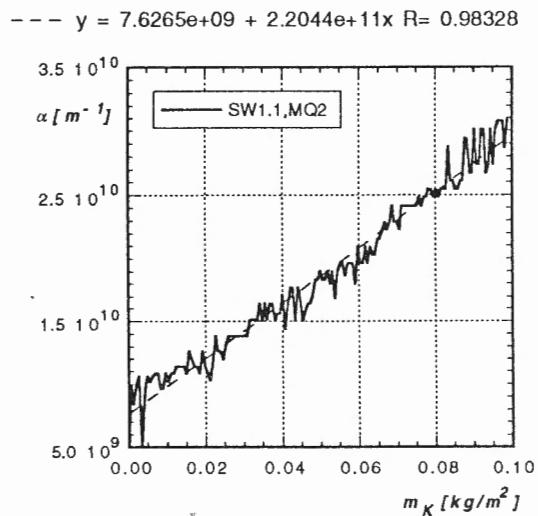
② Sohlenbereich

$$F = B_s \cdot h = 2 \cdot h \cdot R_w + B_s \cdot R_s$$

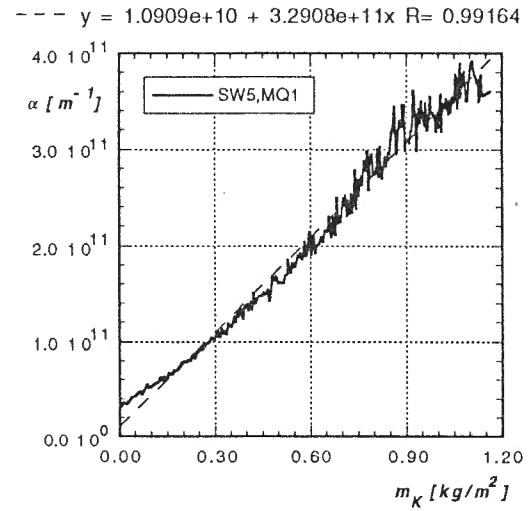
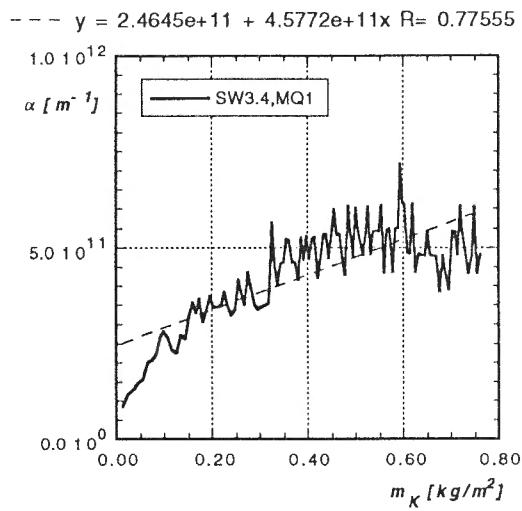
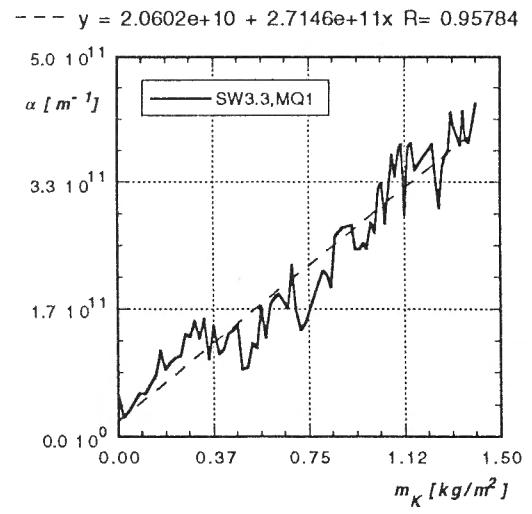
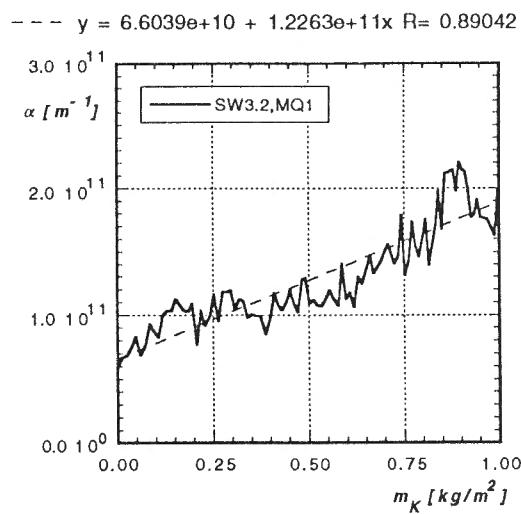
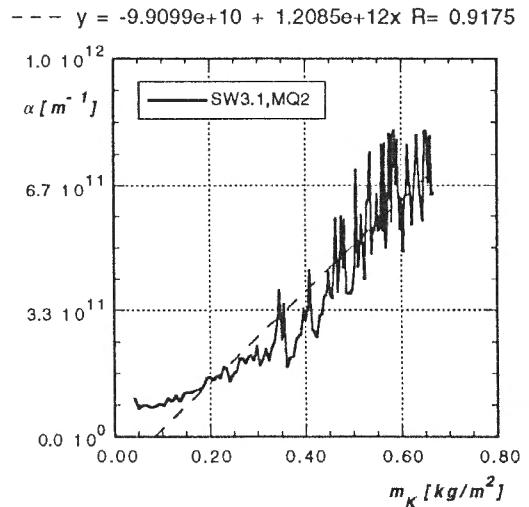
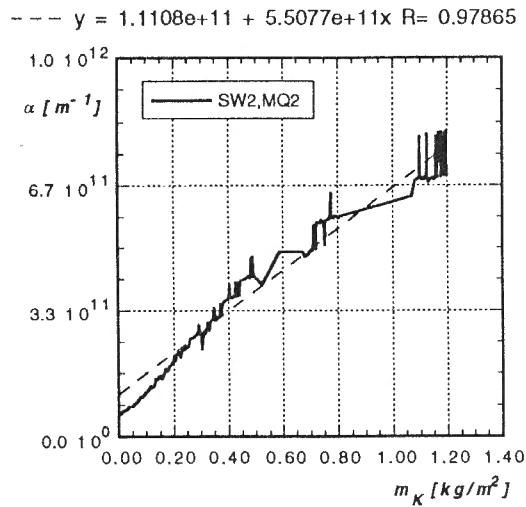
## **2.5 Filterbelegungs - Widerstands - Diagramme aller ausgewerteten Kolmationsversuche**

Eingetragen sind ferner die Regressionsgeraden mit den entsprechenden Geradengleichungen und den Korrelationskoeffizienten.

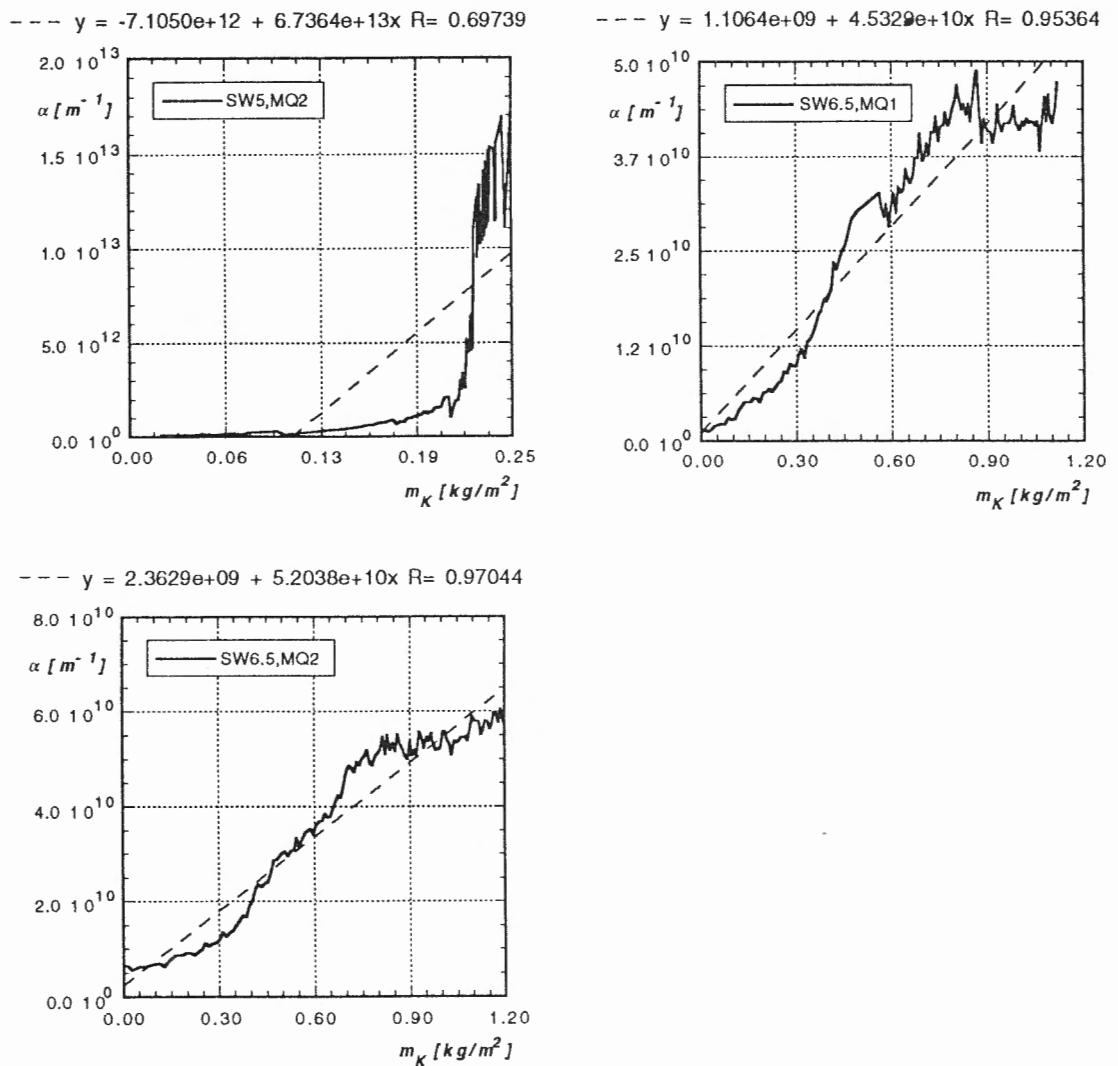
## Geschiebe Sennwald / 1



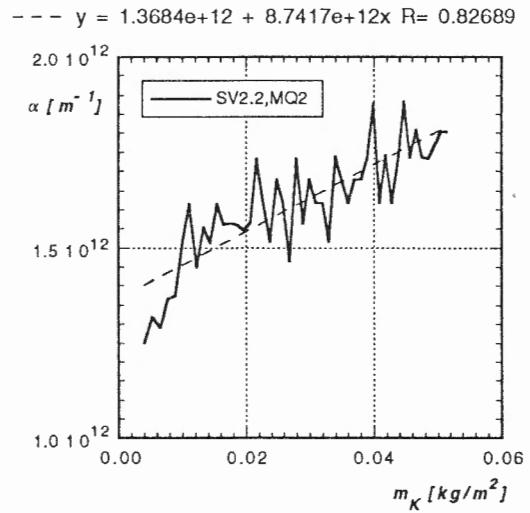
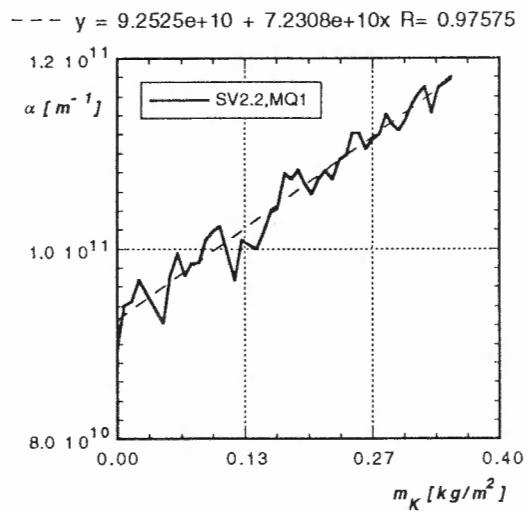
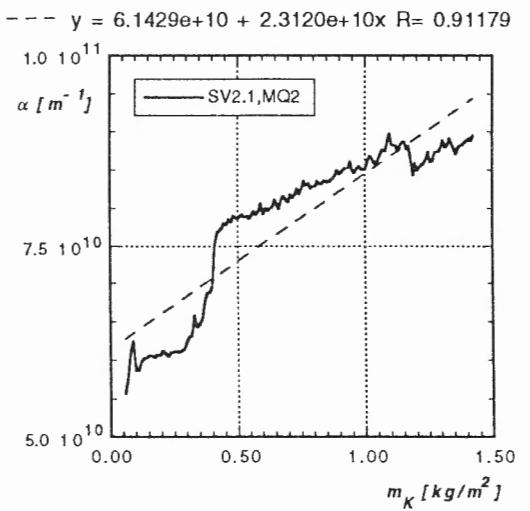
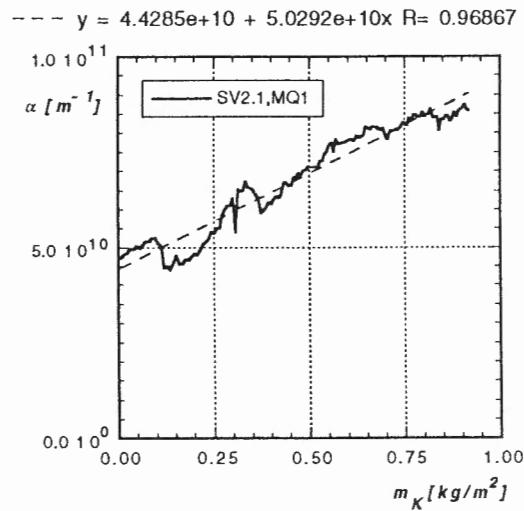
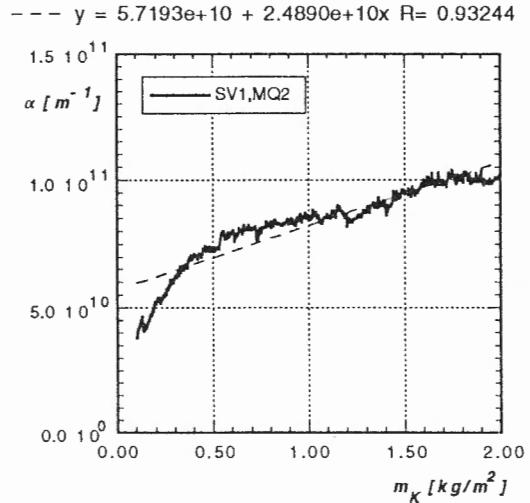
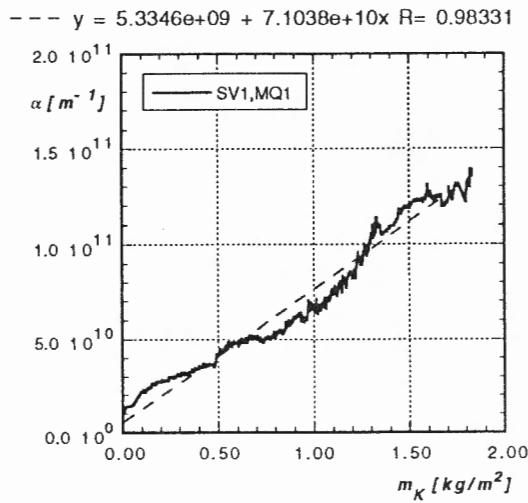
## Geschiebe Sennwald / 2



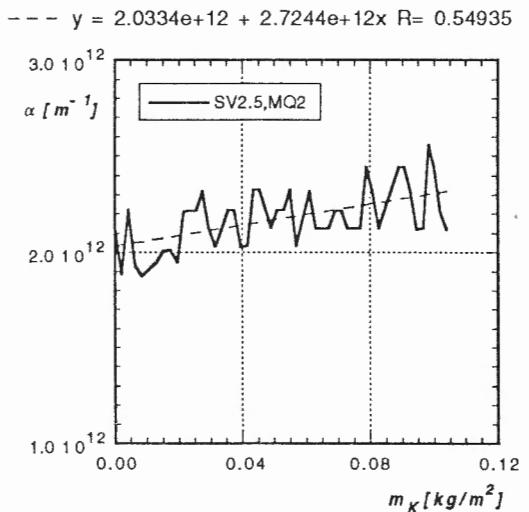
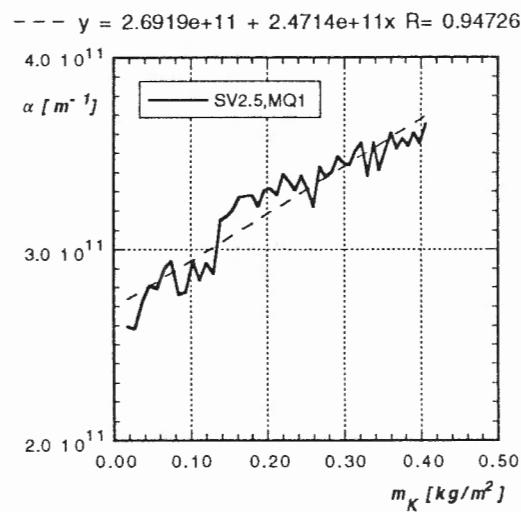
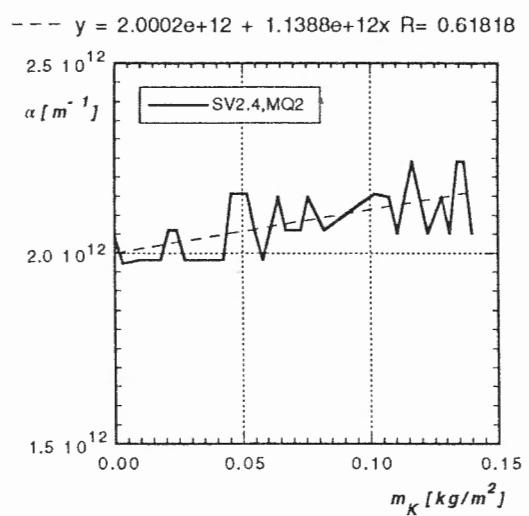
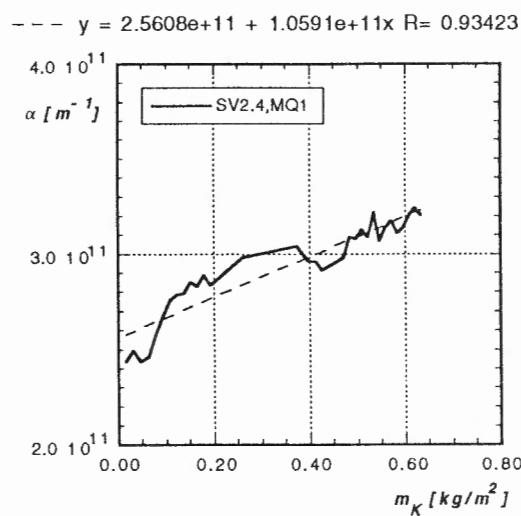
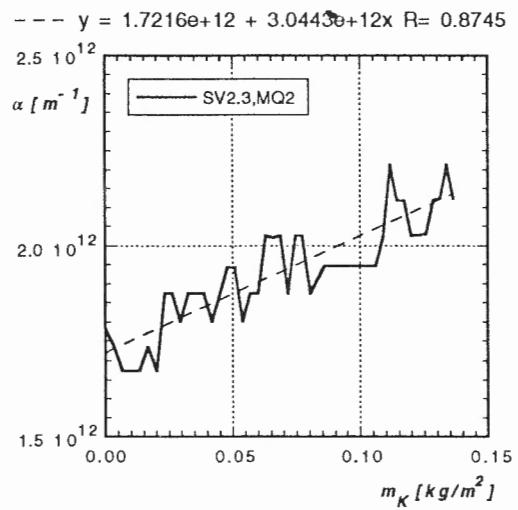
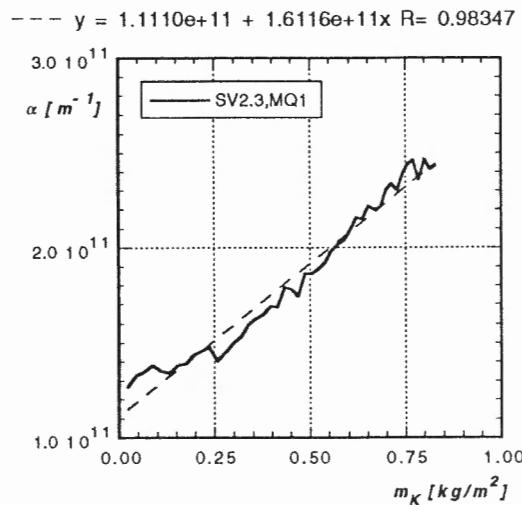
## Geschiebe Sennwald / 3

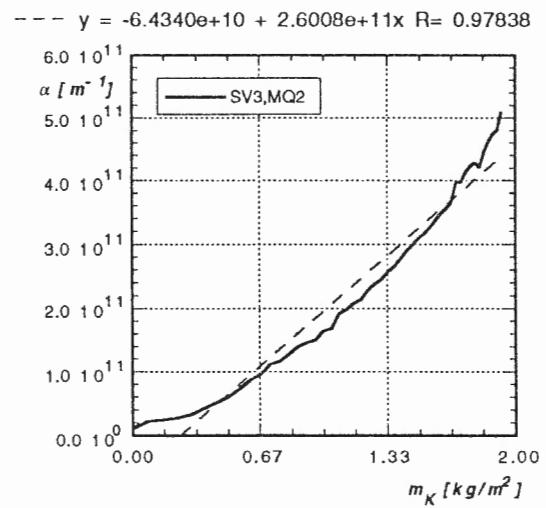
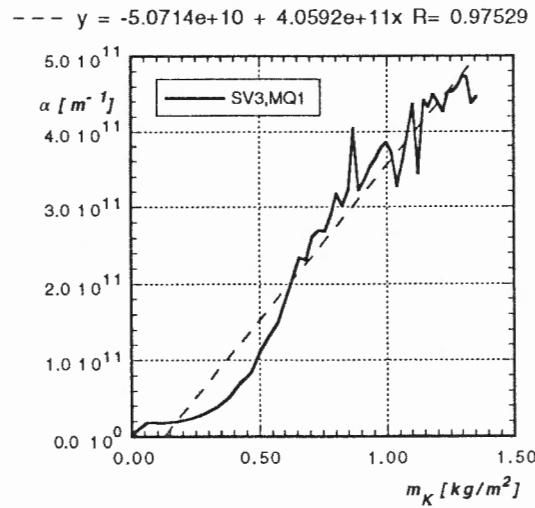


## Geschiebe Sevelen / 1

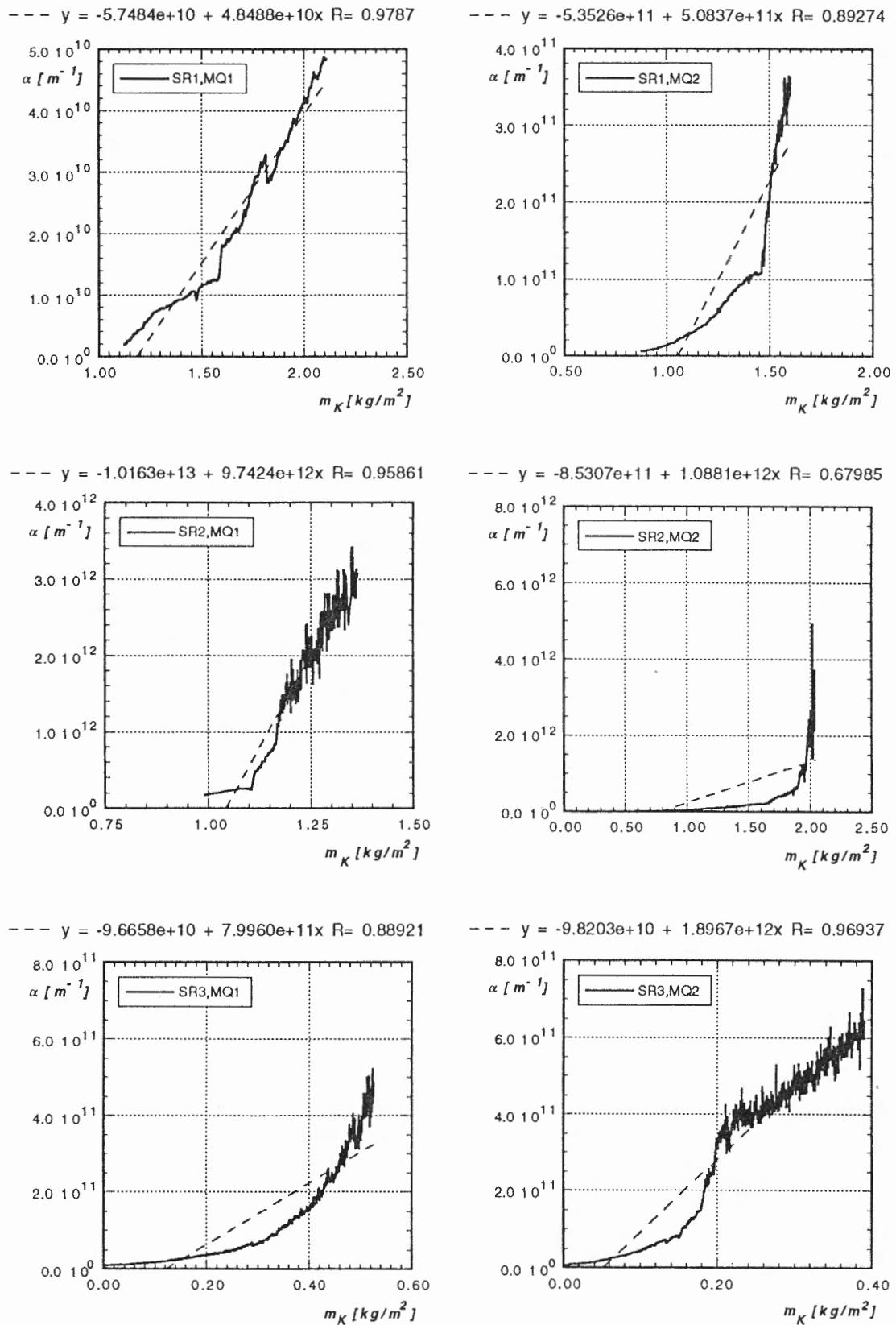


## Geschiebe Sevelen / 2

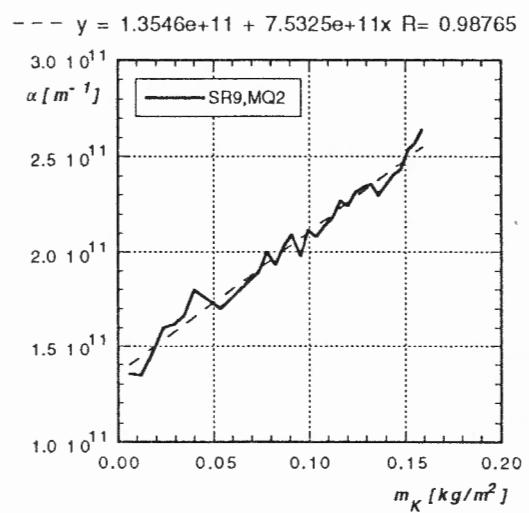
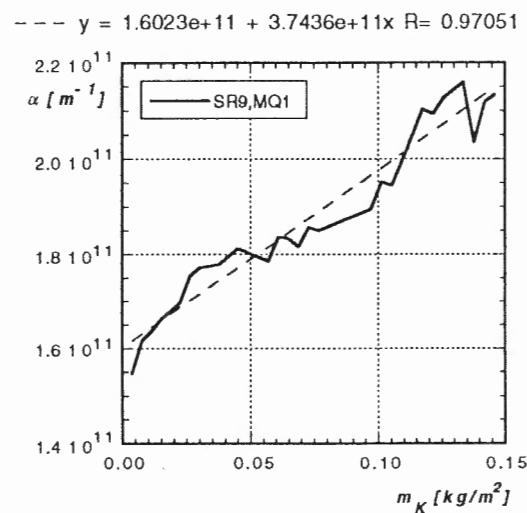
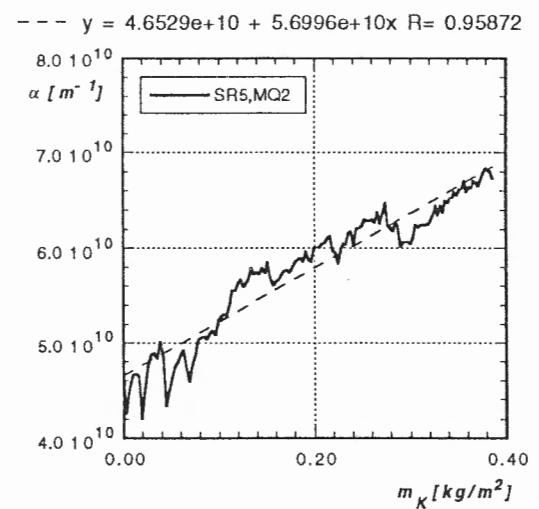
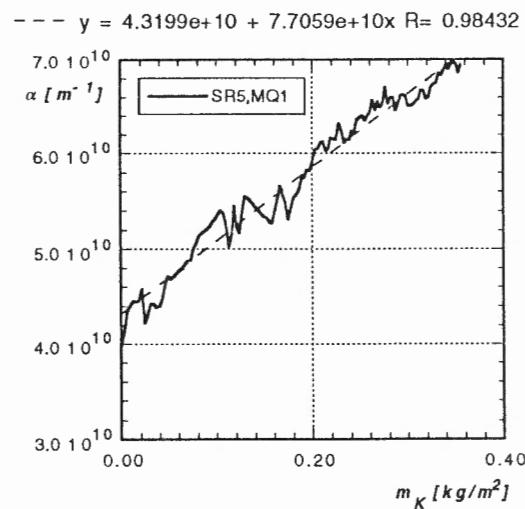
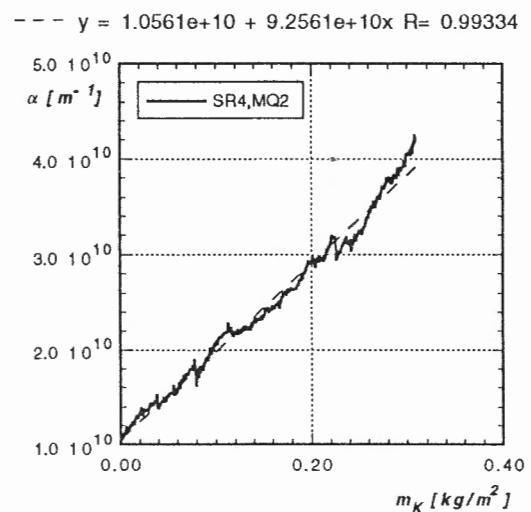
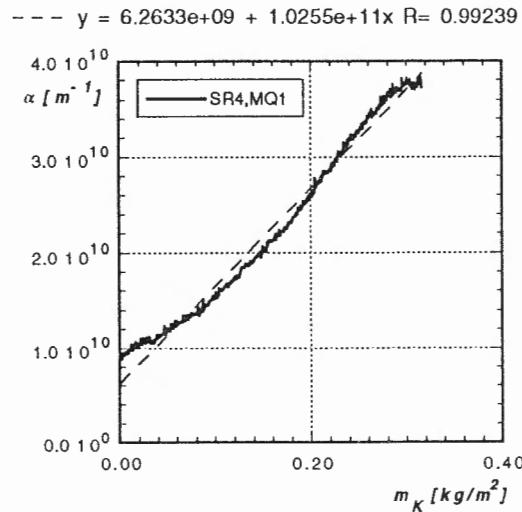


**Geschiebe Sevelen / 3**

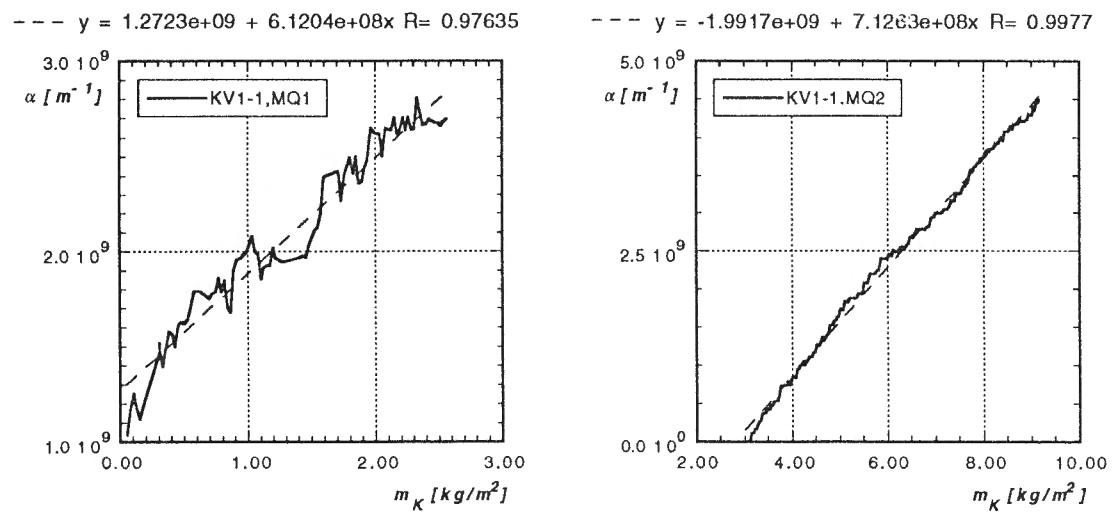
## Geschiebe SevelenReduziert / 1



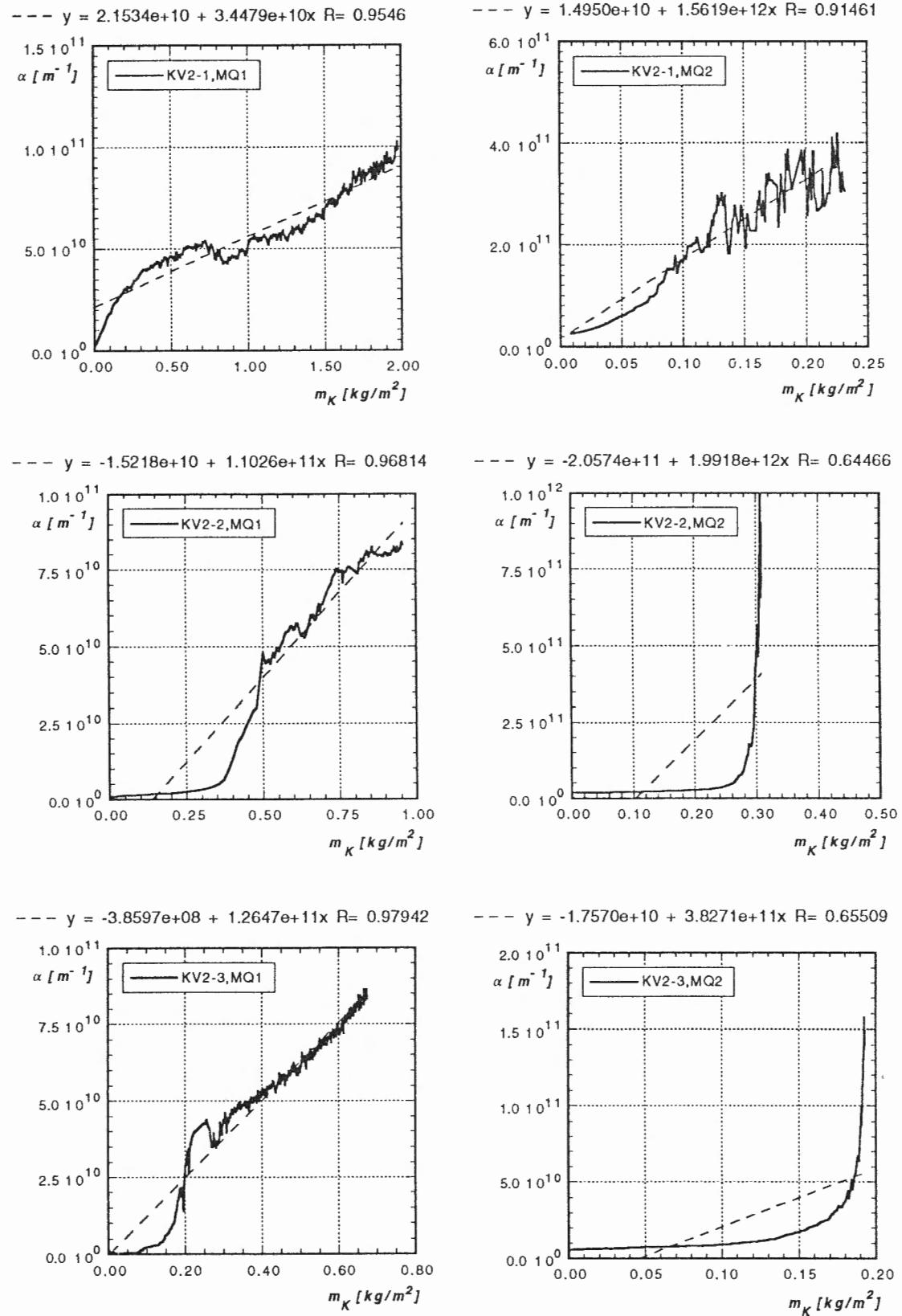
## Geschiebe Sevelen Reduziert / 2



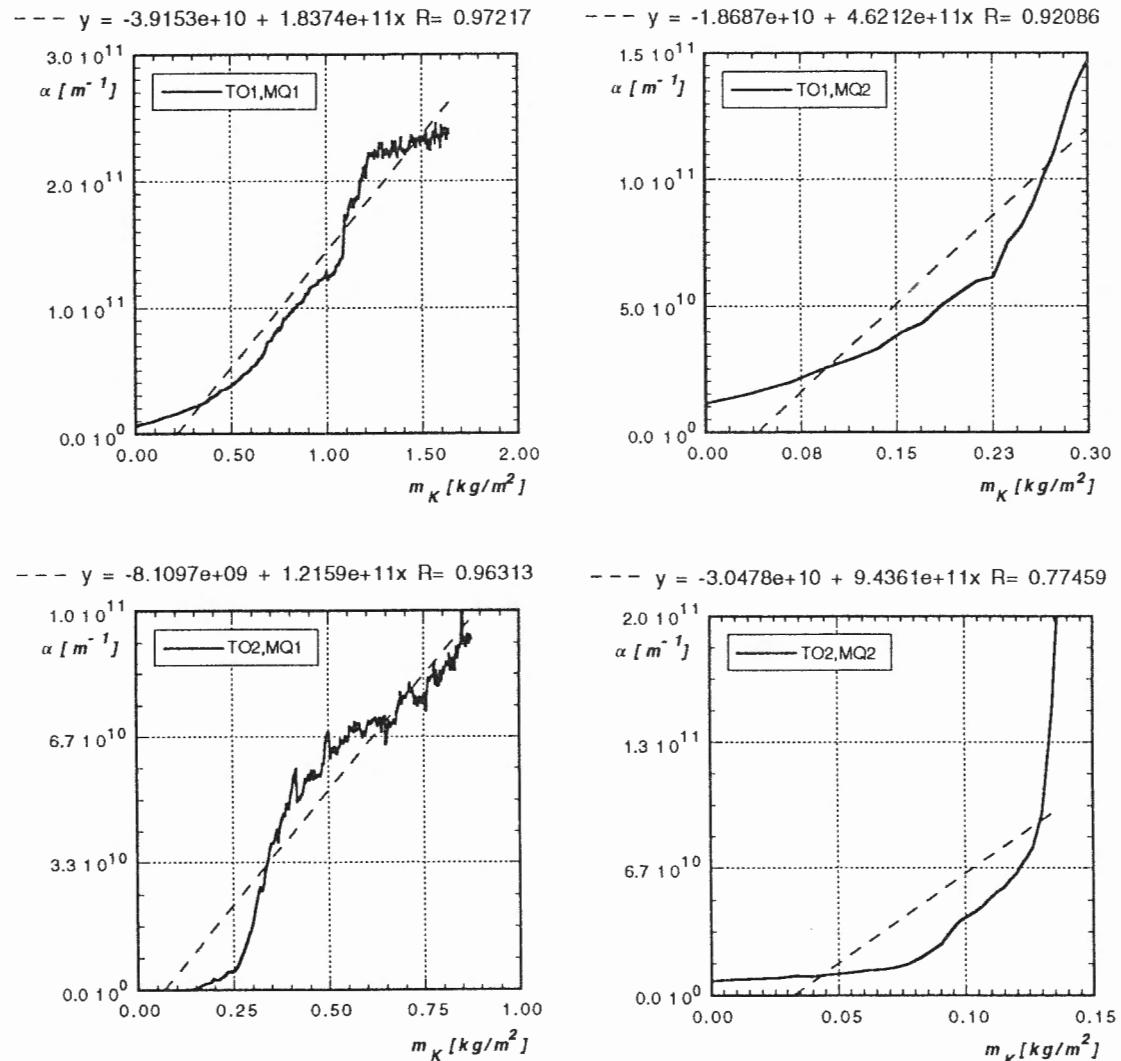
## Geschiebe Labormischung KV1



## Geschiebe Labormischung KV2



## Geschiebe Töss



## 2.6 Liste der in den Regressionen ausgeschiedenen Versuchsresultate

Die mit einem o bezeichneten Resultate sind in der entsprechenden Regression ausgeschieden worden.

Versuch	Regression 1	Regression 2	Regression 3
Sw1.1,MQ2			o
Sw1.2,MQ1			
Sw1.2,MQ2			
Sw1.3,MQ1			
Sw1.3,MQ2	o	o	
Sw2,MQ1			
Sw2,MQ2			
Sw3.1,MQ2			
Sw3.2,MQ1			o
Sw3.3,MQ1			
Sw3.4,MQ1			
Sw5,MQ1			
Sw6.5,MQ1		o	o
Sw6.5,MQ2		o	o
Sv1,MQ1		o	o
Sv1,MQ2		o	o
Sv2.1,MQ1			o
Sv2.1,MQ2			o
Sv2.2,MQ1			
Sv2.2,MQ2	o	o	o
Sv2.3,MQ1			
Sv2.3,MQ2	o	o	o
Sv2.4,MQ1			
Sv2.4,MQ2	o	o	o
Sv2.5,MQ1			
Sv2.5,MQ2	o	o	o
Sv3,MQ1			
Sv3,MQ2			
SR1,MQ1			
SR2,MQ1	o	o	o
SR3,MQ1		o	
SR3,MQ2	o	o	o
SR4,MQ1			
SR4,MQ2			
SR5,MQ1			
SR5,MQ2			
SR9,MQ1		o	o
SR9,MQ2		o	o
KV1-1,MQ1			
KV1-1,MQ2			
KV2-1,MQ1	o	o	o
KV2-1,MQ2		o	o
KV2-2,MQ1			
KV2-3,MQ1			
TO1,MQ1		o	o
TO1,MQ2	o	o	o
TO2,MQ1			

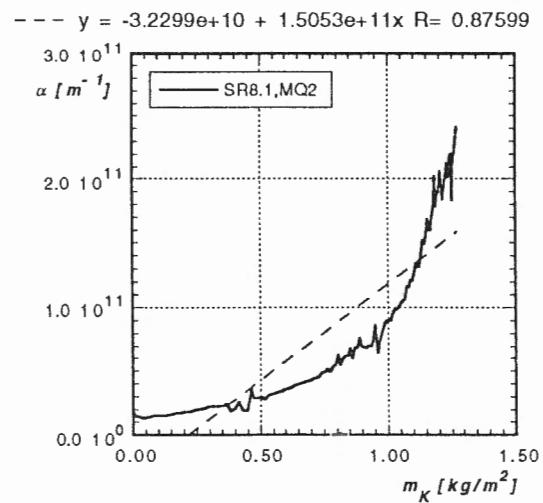
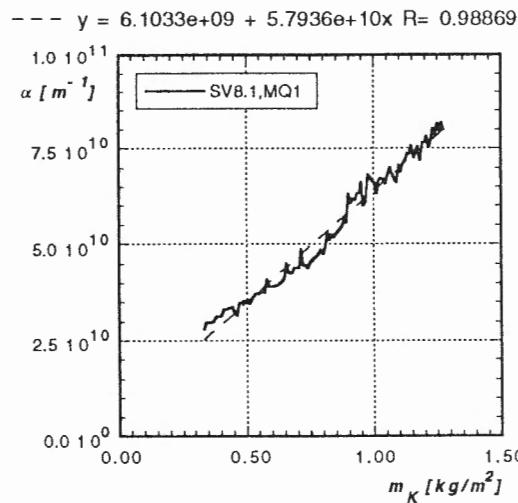
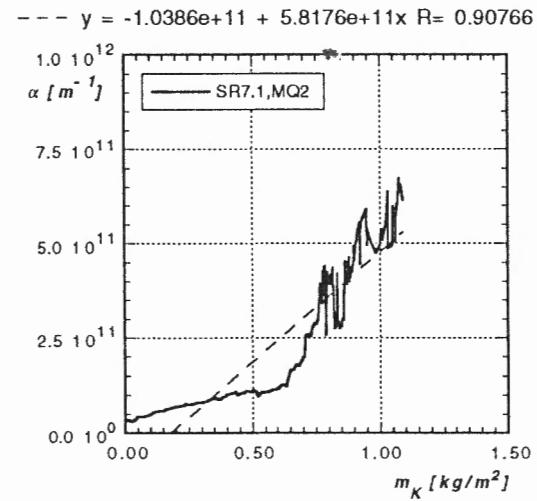
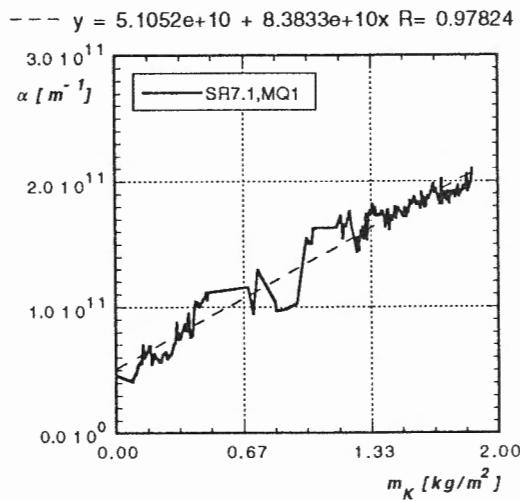
## 2.7 Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten spezifischen Filterwiderständen

Versuch, MQ	Spez. Filterwiderst. r (gemessen) [m/kg]	Gleichung 2.40 r(berechnet) [m/kg]	Gleichung 2.43 r(berechnet) [m/kg]
Sw1.1,MQ2	$2.20 \cdot 10^{11}$	$3.4 \cdot 10^{11}$	$6.0 \cdot 10^{11}$
Sw1.2,MQ1	$2.68 \cdot 10^{11}$	$4.5 \cdot 10^{11}$	$6.5 \cdot 10^{11}$
Sw1.2,MQ2	$2.52 \cdot 10^{11}$	$3.4 \cdot 10^{11}$	$6.0 \cdot 10^{11}$
Sw1.3,MQ1	$8.85 \cdot 10^{11}$	$4.5 \cdot 10^{11}$	$6.5 \cdot 10^{11}$
Sw1.3,MQ2	$1.44 \cdot 10^{12}$	$3.4 \cdot 10^{11}$	$6.0 \cdot 10^{11}$
Sw2,MQ1	$2.53 \cdot 10^{11}$	$6.1 \cdot 10^{11}$	$5.5 \cdot 10^{11}$
Sw2,MQ2	$5.51 \cdot 10^{11}$	$2.4 \cdot 10^{11}$	$4.1 \cdot 10^{11}$
Sw3.1,MQ2	$1.21 \cdot 10^{12}$	$4.6 \cdot 10^{11}$	$6.0 \cdot 10^{11}$
Sw3.2,MQ1	$1.23 \cdot 10^{11}$	$5.2 \cdot 10^{11}$	$4.8 \cdot 10^{11}$
Sw3.3,MQ1	$2.71 \cdot 10^{11}$	$5.4 \cdot 10^{11}$	$4.4 \cdot 10^{11}$
Sw3.4,MQ1	$4.58 \cdot 10^{11}$	$3.8 \cdot 10^{11}$	$4.4 \cdot 10^{11}$
Sw5,MQ1	$3.29 \cdot 10^{11}$	$4.2 \cdot 10^{11}$	$5.3 \cdot 10^{11}$
Sw6.5,MQ1	$4.53 \cdot 10^{10}$	$3.5 \cdot 10^{11}$	$5.1 \cdot 10^{11}$
Sw6.5,MQ2	$5.20 \cdot 10^{10}$	$3.8 \cdot 10^{11}$	$5.0 \cdot 10^{11}$
Sv1,MQ1	$7.11 \cdot 10^{10}$	$3.7 \cdot 10^{11}$	$4.6 \cdot 10^{11}$
Sv1,MQ2	$2.49 \cdot 10^{10}$	$2.1 \cdot 10^{11}$	$3.9 \cdot 10^{11}$
Sv2.1,MQ1	$5.03 \cdot 10^{10}$	$1.3 \cdot 10^{11}$	$1.8 \cdot 10^{11}$
Sv2.1,MQ2	$2.31 \cdot 10^{10}$	$8.6 \cdot 10^{10}$	$1.6 \cdot 10^{11}$
Sv2.2,MQ1	$7.23 \cdot 10^{10}$	$1.5 \cdot 10^{11}$	$1.7 \cdot 10^{11}$
Sv2.2,MQ2	$8.74 \cdot 10^{12}$	$9.4 \cdot 10^{10}$	$1.5 \cdot 10^{11}$
Sv2.3,MQ1	$1.61 \cdot 10^{11}$	$1.4 \cdot 10^{11}$	$1.6 \cdot 10^{11}$
Sv2.3,MQ2	$3.04 \cdot 10^{12}$	$1.0 \cdot 10^{11}$	$1.4 \cdot 10^{11}$
Sv2.4,MQ1	$1.06 \cdot 10^{11}$	$1.3 \cdot 10^{11}$	$1.5 \cdot 10^{11}$
Sv2.4,MQ2	$1.14 \cdot 10^{12}$	$1.1 \cdot 10^{11}$	$1.4 \cdot 10^{11}$
Sv2.5,MQ1	$2.47 \cdot 10^{11}$	$1.5 \cdot 10^{11}$	$1.6 \cdot 10^{11}$
Sv2.5,MQ2	$2.72 \cdot 10^{12}$	$1.3 \cdot 10^{11}$	$1.4 \cdot 10^{11}$
Sv3,MQ1	$4.06 \cdot 10^{11}$	$1.7 \cdot 10^{11}$	$1.6 \cdot 10^{11}$
Sv3,MQ2	$2.60 \cdot 10^{11}$	$1.8 \cdot 10^{11}$	$1.5 \cdot 10^{11}$
SR1,MQ1	$4.85 \cdot 10^{10}$	$1.1 \cdot 10^{11}$	$1.2 \cdot 10^{11}$
SR2,MQ1	$9.74 \cdot 10^{12}$	$1.2 \cdot 10^{11}$	$1.0 \cdot 10^{11}$
SR3,MQ1	$8.00 \cdot 10^{11}$	$2.1 \cdot 10^{11}$	$3.0 \cdot 10^{11}$
SR3,MQ2	$1.90 \cdot 10^{12}$	$2.4 \cdot 10^{11}$	$2.2 \cdot 10^{11}$
SR4,MQ1	$1.03 \cdot 10^{11}$	$1.0 \cdot 10^{11}$	$1.0 \cdot 10^{11}$
SR4,MQ2	$9.26 \cdot 10^{10}$	$8.2 \cdot 10^{10}$	$9.4 \cdot 10^{10}$
SR5,MQ1	$7.71 \cdot 10^{10}$	$1.2 \cdot 10^{11}$	$1.0 \cdot 10^{11}$
SR5,MQ2	$5.70 \cdot 10^{10}$	$1.1 \cdot 10^{11}$	$9.2 \cdot 10^{10}$
SR9,MQ1	$3.74 \cdot 10^{11}$	$9.2 \cdot 10^{10}$	$9.1 \cdot 10^{10}$
SR9,MQ2	$7.53 \cdot 10^{11}$	$1.1 \cdot 10^{11}$	$9.4 \cdot 10^{10}$
KV1-1,MQ1	$6.12 \cdot 10^8$	$1.0 \cdot 10^9$	$7.5 \cdot 10^8$
KV1-1,MQ2	$7.13 \cdot 10^8$	$8.2 \cdot 10^8$	$9.0 \cdot 10^8$

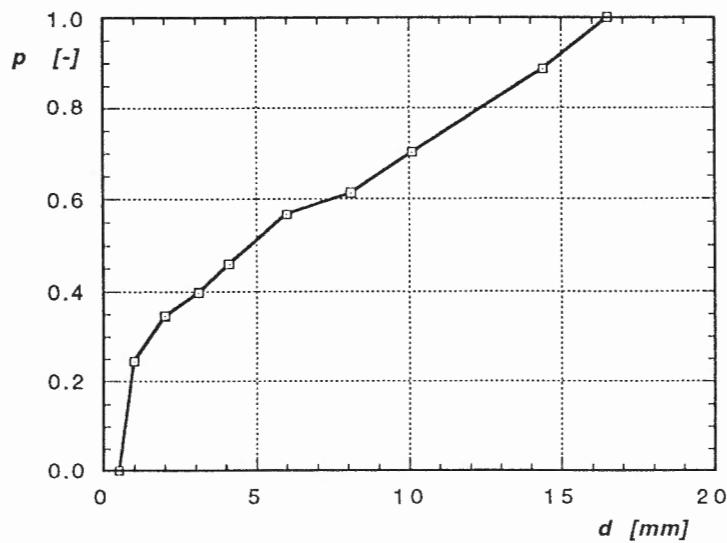
KV2-1,MQ1	$3.45 \cdot 10^{10}$	$2.2 \cdot 10^{11}$	$2.0 \cdot 10^{11}$
KV2-1,MQ2	$1.56 \cdot 10^{12}$	$2.2 \cdot 10^{11}$	$1.9 \cdot 10^{11}$
KV2-2,MQ1	$1.10 \cdot 10^{11}$	<b><math>8.7 \cdot 10^{10}</math></b>	<b><math>7.6 \cdot 10^{10}</math></b>
KV2-3,MQ1	$1.26 \cdot 10^{11}$	<b><math>2.6 \cdot 10^{11}</math></b>	<b><math>2.4 \cdot 10^{11}</math></b>
TO1,MQ1	$1.84 \cdot 10^{11}$	$2.6 \cdot 10^{10}$	$2.5 \cdot 10^{10}$
TO1,MQ2	$4.62 \cdot 10^{11}$	$2.7 \cdot 10^{10}$	$2.4 \cdot 10^{10}$
TO2,MQ1	$1.22 \cdot 10^{11}$	<b><math>5.7 \cdot 10^{10}</math></b>	<b><math>6.7 \cdot 10^{10}</math></b>

Fett gedruckte Punkte: Die gemäss den Regressionen der Tabellen 2.11 und 2.12 ausgewerteten Punkte

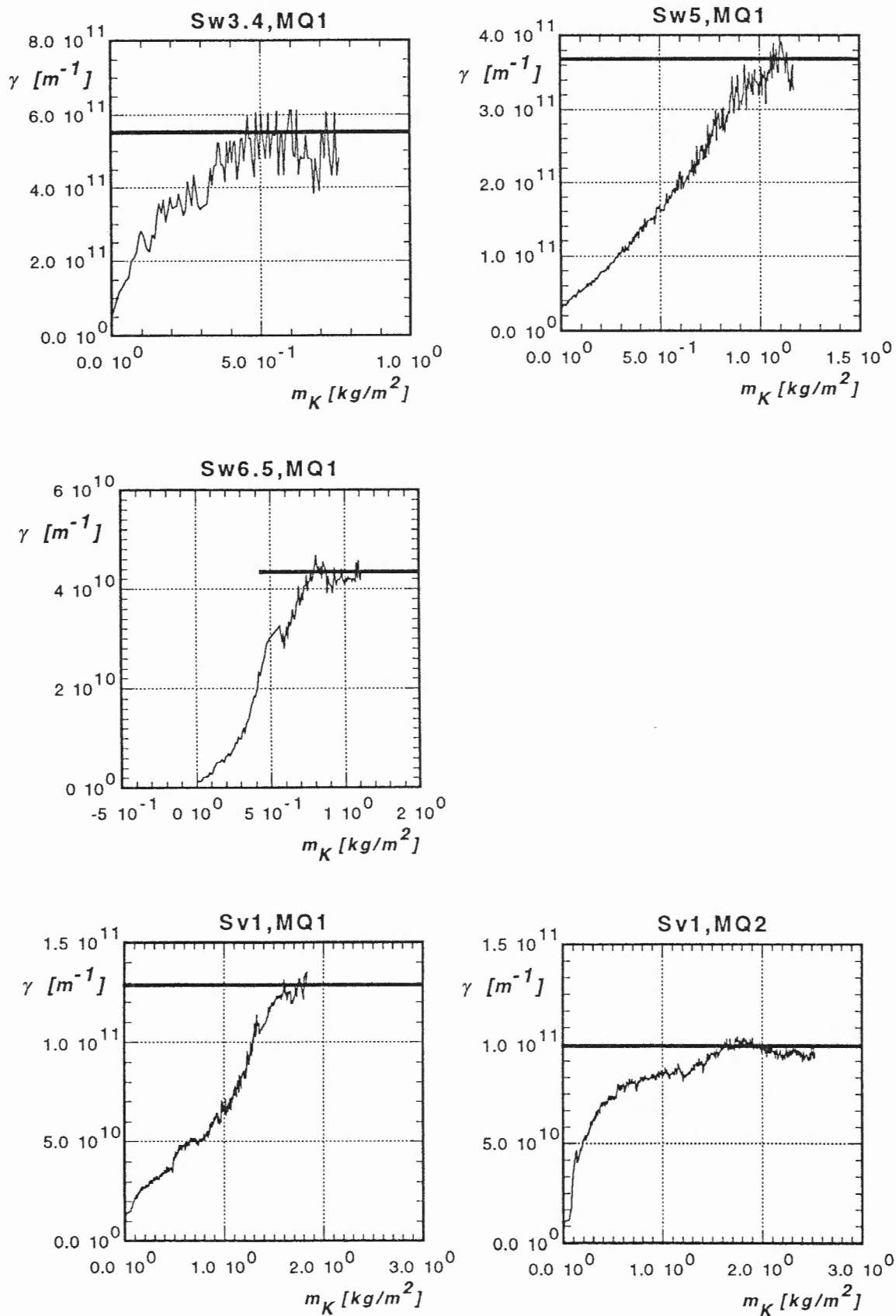
## 2.8 Widerstands - Filterbelegungs - Diagramme der Versuche mit ungesättigter Infiltration

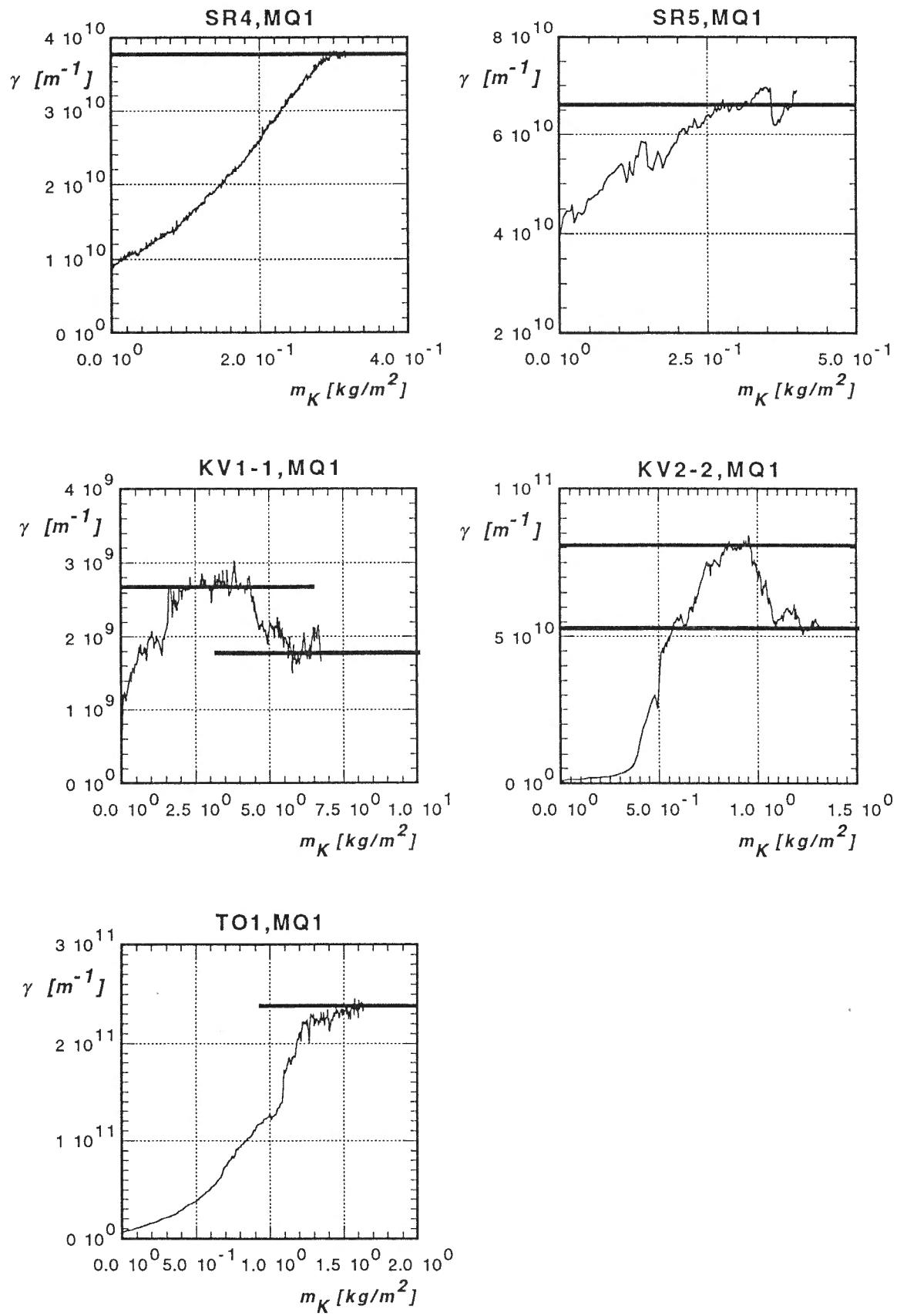


## 2.9 Kornverteilungskurve der zudosierten Feingeschiebemischung von Versuch SR7.2



## 2.10 Widerstands - Filterbelegungs - Diagramme der Versuche, wo ein oberer Grenzwert erreicht worden ist





## 2.11 Zusammenstellung der Hochwasserversuche mit den massgebenden gemessenen und berechneten Größen

Versuch, Messquerschnitt	QRinne [l/s]	H <sub>Sohle</sub> [m]	H <sub>WSp.</sub> [m]	h <sub>w</sub> [m]	J [-]	Θ [-]	Dauer [min]
Sw1S/1	53	0.845	0.990	0.145	0.009	0.025	66.6
	95	"	1.025	0.180	0.014	0.046	29.7
	135	"	1.045	0.200	0.019	0.071	36.5
	170	"	1.090	0.245	0.016	0.068	12.7
	230	0.855	1.165	0.310	0.014	0.070	9.5
	230	0.845	1.135	0.290	0.017	0.083	6.7
	250	0.805	1.120	0.315	0.016	0.083	12.0
	135	0.81	1.130	0.320	0.004	0.023	26.3
Sw1S/2	53	0.805	0.930	0.125	0.015	0.037	66.6
	95	"	0.980	0.175	0.015	0.050	29.7
	135	"	1.010	0.205	0.018	0.067	36.5
	170	"	1.048	0.243	0.016	0.070	12.7
	230	"	1.065	0.260	0.024	0.110	16.2
	255	0.785	1.070	0.285	0.022	0.110	12.0
	135	0.750	0.975	0.225	0.013	0.053	26.3
Sw2S/1	15	0.860	0.945	0.085	0.005	0.009	1110
	53	"	1.010	0.150	0.008	0.023	1440
	95	"	1.050	0.190	0.011	0.040	150
	135	"	1.075	0.215	0.015	0.060	30.0
	95	0.845	1.020	0.175	0.015	0.050	180
	53	"	0.090	0.145	0.009	0.025	184
Sw3S/1	15	0.820	0.890	0.070	0.010	0.015	36.3
	53	"	0.950	0.130	0.013	0.034	13.7
	95	"	0.986	0.166	0.018	0.057	15.1
	135	"	1.020	0.200	0.019	0.071	9.9
	170	0.810	1.060	0.250	0.015	0.065	10.0
	230	"	1.120	0.310	0.014	0.070	10.3
	255	0.770	1.100	0.330	0.014	0.074	17.1
	135	"	1.000	0.230	0.012	0.050	55.7
	15	0.750	0.870	0.120	0.0014	0.003	92.0
Sw3S/2	15	0.750	0.840	0.09	0.004	0.007	36.3
	53	"	0.920	0.17	0.005	0.017	13.7
	95	"	0.950	0.20	0.0095	0.035	15.1
	135	"	0.970	0.22	0.014	0.056	9.9
	170	"	0.990	0.24	0.017	0.072	10.0
	230	0.740	1.030	0.29	0.017	0.083	10.3
	255	0.710	1.040	0.33	0.014	0.074	17.1
	135	0.730	0.950	0.22	0.014	0.056	55.7
	15	"	0.810	0.08	0.006	0.010	92.0
Sw4S/1	95	0.97	1.17	0.20	0.0095	0.035	18.9
	135	"	1.22	0.25	0.009	0.041	41.4
	170	"	1.25	0.28	0.010	0.049	62.7
	230	"	1.28	0.31	0.014	0.070	15.0
	"	0.91	1.22	0.31	0.014	0.070	9.0
	"	0.85	1.14	0.29	0.017	0.083	9.3
	276	0.80	1.14	0.34	0.015	0.081	11.7
	"	0.83	1.17	0.34	"	"	3.0
	"	0.86	1.20	0.34	"	"	3.1
	170	"	1.16	0.32	0.007	0.036	14.9
	"	"	1.145	0.285	0.0096	0.047	58.1
	135	"	1.11	0.25	0.0092	0.041	116
	95	"	1.07	0.21	0.008	0.031	62.8

Versuch, Messquerschnitt	QRinne [l/s]	H <sub>Sohle</sub> [m]	H <sub>WSp.</sub> [m]	h <sub>w</sub> [m]	J [-]	Θ [-]	Dauer [min]
Sw4S/2	95	0.90	1.085	0.185	0.012	0.043	18.9
	135	"	1.11	0.21	0.016	0.063	41.4
	170	"	1.14	0.24	0.017	0.072	62.7
	230	"	1.19	0.29	0.017	0.083	15.0
	"	0.80	1.14	0.34	0.010	0.056	9.0
	"	0.79	1.10	0.31	0.014	0.070	9.3
	276	0.71	1.15	0.44	0.007	0.044	17.8
	170	0.78	1.15	0.37	0.004	0.025	14.9
	"	0.79	1.05	0.26	0.013	0.059	58.1
	135	0.80	1.025	0.225	0.013	0.053	116
Sv2S/1	95	"	0.99	0.19	0.011	0.040	62.8
	90	0.827	1.01	0.183	0.013	0.037	80.0
	105	"	1.015	0.188	0.016	0.047	55.1
	120	"	1.03	0.203	0.016	0.050	39.9
	135	"	1.04	0.213	0.017	0.056	40.0
	150	"	1.05	0.223	0.018	0.062	26.5
	165	"	1.064	0.237	0.018	0.064	28.3
	180	0.80	1.03	0.23	0.024	0.082	10.2
	"	0.82	1.05	0.23	0.024	0.082	10.0
	"	0.81	1.08	0.27	0.014	0.055	15.0
	195	"	1.08	0.27	0.017	0.065	14.0
	220	0.76	1.07	0.31	0.014	0.059	6.1
Sv2S/2	165	"	1.00	0.24	0.017	0.062	10.0
	"	0.86	1.07	0.21	0.027	0.087	15.0
	90	0.749	0.925	0.176	0.015	0.041	80.0
	105	"	0.925	0.176	0.020	0.056	55.1
	120	"	0.94	0.191	0.020	0.059	39.9
	135	"	0.965	0.216	0.017	0.054	40.0
	150	"	0.98	0.231	0.016	0.056	26.5
	165	"	0.976	0.227	0.021	0.071	28.3
	180	0.76	1.03	0.27	0.014	0.055	10.2
	"	0.77	"	0.26	0.016	0.061	10.0
SR1S/1	"	0.77	"	0.26	0.016	0.061	15.0
	195	0.76	1.00	0.24	0.024	0.087	14.0
	220	0.72	1.04	0.32	0.012	0.054	6.1
	165	0.73	0.98	0.25	0.015	0.056	10.0
	"	"	1.00	0.27	0.012	0.046	15.0
	30	0.83	0.915	0.085	0.014	0.032	10.6
	45	"	0.935	0.105	0.015	0.042	12.0
	60	"	0.945	0.115	0.019	0.058	12.1
	75	"	0.96	0.13	0.020	0.067	13.8
	85	"	0.98	0.15	0.016	0.060	12.9
SR1S/2	100	"	0.99	0.16	0.017	0.070	35.4
	115	"	1.00	0.17	0.019	0.080	7.2
	"	"	0.98	0.15	0.028	0.11	2.0
	"	0.805	1.00	0.195	0.012	0.057	4.0
	"	0.80	0.99	0.19	0.013	0.061	11.0
	140	0.82	1.02	0.20	0.017	0.080	17.0
	"	0.80	1.02	0.22	0.012	0.063	2.0

Versuch, Messquerschnitt	QRinne [l/s]	H <sub>Sohle</sub> [m]	H <sub>WSp.</sub> [m]	h <sub>w</sub> [m]	J [-]	Θ [-]	Dauer [min]
SR1S/2	30	0.73	0.835	0.105	0.007	0.019	10.6
	45	"	0.85	0.12	0.009	0.029	12.0
	60	"	0.865	0.135	0.011	0.039	12.1
	75	"	0.87	0.14	0.015	0.055	13.8
	85	"	0.88	0.15	0.016	0.060	12.9
	100	"	0.89	0.16	0.017	0.070	35.4
	115	0.72	0.88	0.16	0.023	0.093	3.2
	"	"	0.95	0.23	0.007	0.038	6.0
	"	0.745	0.93	0.185	0.014	0.065	4.0
	"	"	0.90	0.155	0.026	0.101	11.0
	140	"	0.93	0.185	0.021	0.096	5.9
	"	0.71	0.91	0.20	0.017	0.080	7.1
	"	0.72	0.96	0.24	0.009	0.051	4.0
	"	"	0.95	0.23	0.011	0.057	2.0
SR2S/1	100	0.80	0.96	0.16	0.017	0.070	7.1
	110	"	0.995	0.195	0.011	0.052	11.7
	115	"	1.01	0.21	0.010	0.048	10.3
	122	"	1.015	0.215	0.010	0.051	11.5
	130	"	1.00	0.20	0.014	0.069	13.8
	135	"	1.01	0.21	0.013	0.066	11.7
	140	"	1.015	0.215	"	0.067	24.4
	150	"	1.025	0.225	"	0.069	17.6
	"	0.76	0.98	0.22	0.014	0.072	4.2
	"	0.77	1.00	0.23	0.012	0.065	4.5
	"	0.78	0.995	0.215	0.015	0.077	8.6
	165	"	1.01	0.23	0.015	0.079	4.7
	"	"	1.00	0.22	0.017	0.088	8.5
	"	0.76	1.00	0.24	0.013	0.071	4.1
	"	0.73	0.97	0.24	0.013	0.071	3.4
	"	0.74	0.99	0.25	0.011	0.064	4.1
	"	0.76	1.01	0.25	0.011	0.064	8.0
SR2S/2	100	0.72	0.89	0.17	0.014	0.060	7.1
	110	"	0.90	0.18	0.014	0.064	11.7
	115	"	0.91	0.19	0.013	0.061	10.3
	122	"	0.92	0.20	0.013	"	11.5
	130	"	0.93	0.21	0.012	"	13.8
	135	"	0.94	0.22	0.011	0.059	11.7
	140	"	0.94	0.22	0.012	0.063	24.4
	150	0.74	0.945	0.205	0.017	0.086	17.6
	"	0.71	0.945	0.235	0.011	0.062	4.2
	"	0.715	0.965	0.25	0.009	0.053	13.1
	165	0.73	0.99	0.26	0.010	0.059	4.7
	"	"	0.97	0.24	0.013	0.071	4.0
	"	0.96	0.23	0.015	0.079	4.5	
	"	0.72	0.96	0.24	0.013	0.071	4.1
	"	0.72	0.95	0.23	0.015	0.079	3.4
	"	0.71	0.955	0.245	0.012	0.068	4.1
	"	0.70	0.925	0.225	0.016	0.083	8.0

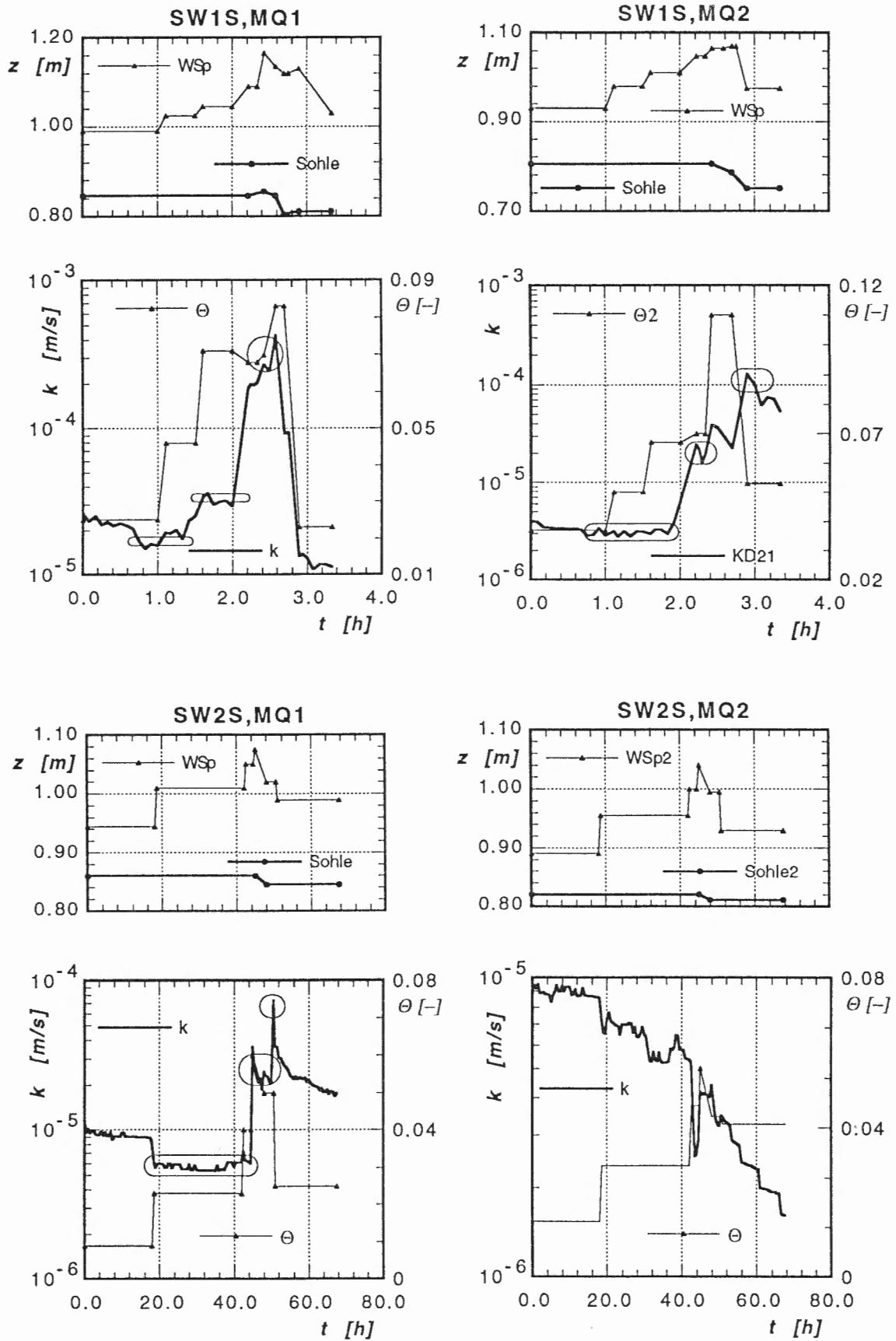
Versuch, Messquerschnitt	QRinne [l/s]	H <sub>Sohle</sub> [m]	H <sub>WSp.</sub> [m]	h <sub>w</sub> [m]	J [-]	Θ [-]	Dauer [min]
SR3S/1	30	0.836	0.931	0.095	0.0091	0.024	12.7
	80	"	1.008	0.172	0.0088	0.038	21.8
	100	"	1.005	0.169	0.014	0.061	26.8
	80	"	0.973	0.137	0.019	0.067	20.6
	90	"	0.972	0.136	0.024	0.086	12.1
	"	0.814	0.972	0.158	0.015	0.056	17.3
	105	"	0.984	0.170	0.016	0.067	19.6
	120	"	0.987	0.173	0.019	0.084	15.0
	"	0.799	0.987	0.188	0.015	0.068	2.0
	150	"	1.001	0.202	0.018	0.089	14.0
	170	"	1.018	0.219	0.018	0.094	12.0
	"	0.787	1.018	0.231	0.015	0.083	29.7
	190	"	1.047	0.260	0.013	0.078	9.6
SR5S/1	70	0.844	0.966	0.122	0.021	0.068	15.0
	80	"	0.957	0.113	0.036	0.11	39.0
	"	0.831	0.957	0.127	0.024	0.080	23.5
	90	"	0.987	0.156	0.015	0.061	12.4
	"	"	0.996	0.153	0.016	0.064	15.0
	"	0.843	0.996	0.153	0.016	0.064	16.5
	100	"	1.004	0.161	0.017	0.069	13.6
	110	"	1.016	0.173	0.016	0.070	8.9
	"	0.847	1.016	0.169	0.017	0.074	15.2
	122	"	1.003	0.156	0.028	0.11	53.8
	"	0.83	1.003	0.173	0.020	0.086	16.7
	140	"	1.028	0.198	0.017	0.082	19.2
	160	"	1.060	0.230	0.014	0.074	9.0
	"	0.832	1.060	0.229	0.014	0.075	16.0
KV2-3S/1	15	0.784	0.832	0.0474	0.015	0.056	20.0
	20	"	0.842	0.0576	0.013	0.061	63.3
	25	"	0.850	0.066	0.013	0.068	18.6
	30	"	0.857	0.0723	0.014	0.078	15.0
	"	0.779	0.857	0.0771	0.011	0.066	92.5
	35	"	0.860	0.0803	0.013	0.081	27.6
KV2-3S/2	15	0.746	0.792	0.0464	0.016	0.060	20.0
	20	"	0.803	0.0572	0.014	0.062	63.3
	25	"	0.812	0.0659	0.013	0.068	18.6
	30	"	0.818	0.0724	0.014	0.078	15.0
	"	0.744	0.818	0.0746	0.012	0.072	92.5
	35	"	0.823	0.0796	0.014	0.083	27.6
TO1S/1	60	0.820	0.943	0.123	0.017	0.053	8.3
	80	"	0.967	0.147	0.017	0.059	36.7
	90	"	0.975	0.156	0.018	0.064	57.0
	100	"	0.981	0.162	0.019	0.072	15.0
	"	0.81	0.981	0.171	0.016	0.063	28.0
	120	"	0.996	0.186	0.017	0.073	27.0
TO1S/2	60	0.768	0.887	0.118	0.020	0.059	8.3
	80	"	0.911	0.143	0.019	0.064	36.7
	90	"	0.919	0.151	0.019	0.070	57.0
	100	"	0.927	0.158	0.021	0.077	15.0
	"	0.76	0.927	0.166	0.018	0.068	28.0
	120	"	0.951	0.191	0.016	0.069	27.0

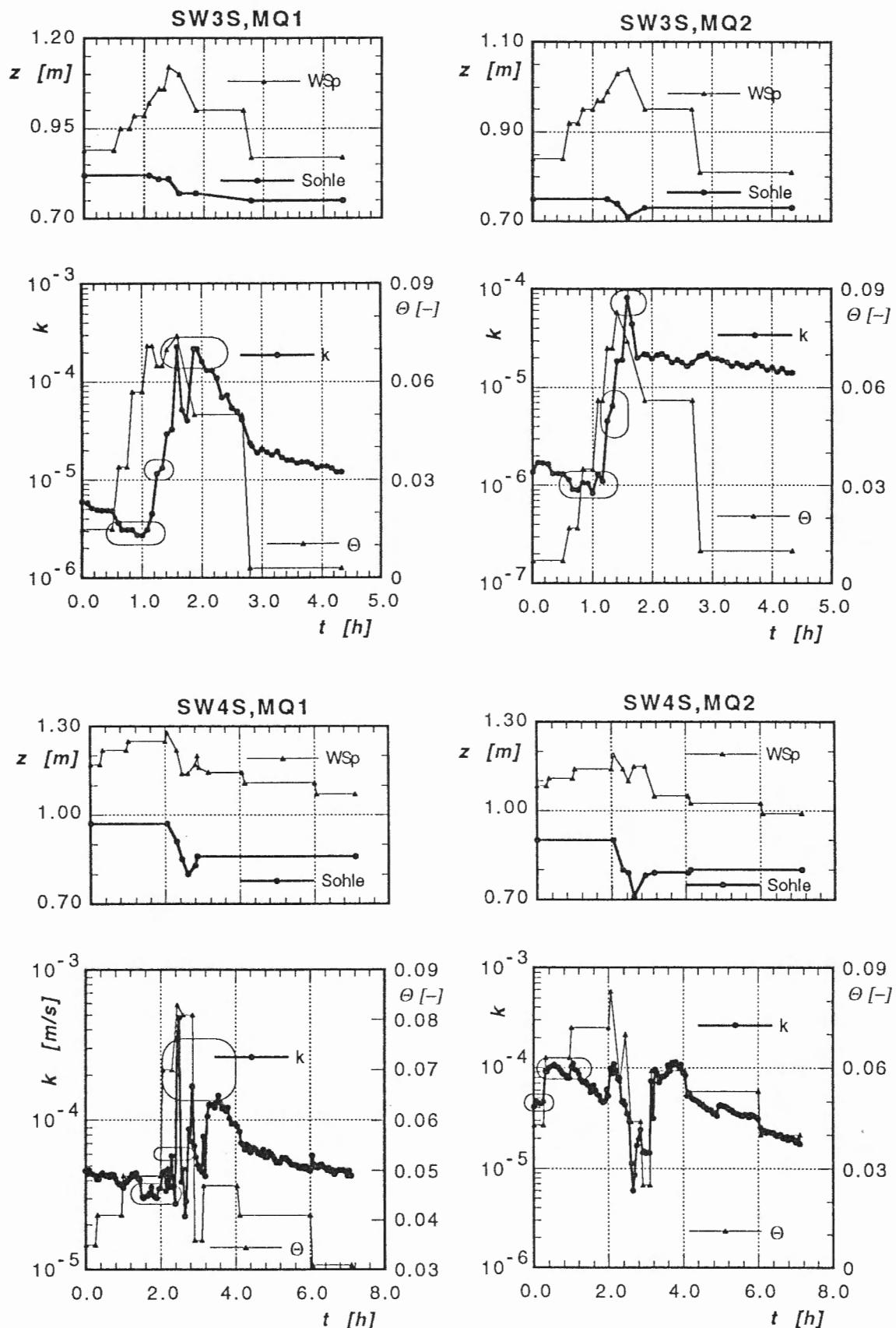
## 2.12 Versuchsresultate Hochwasserversuche

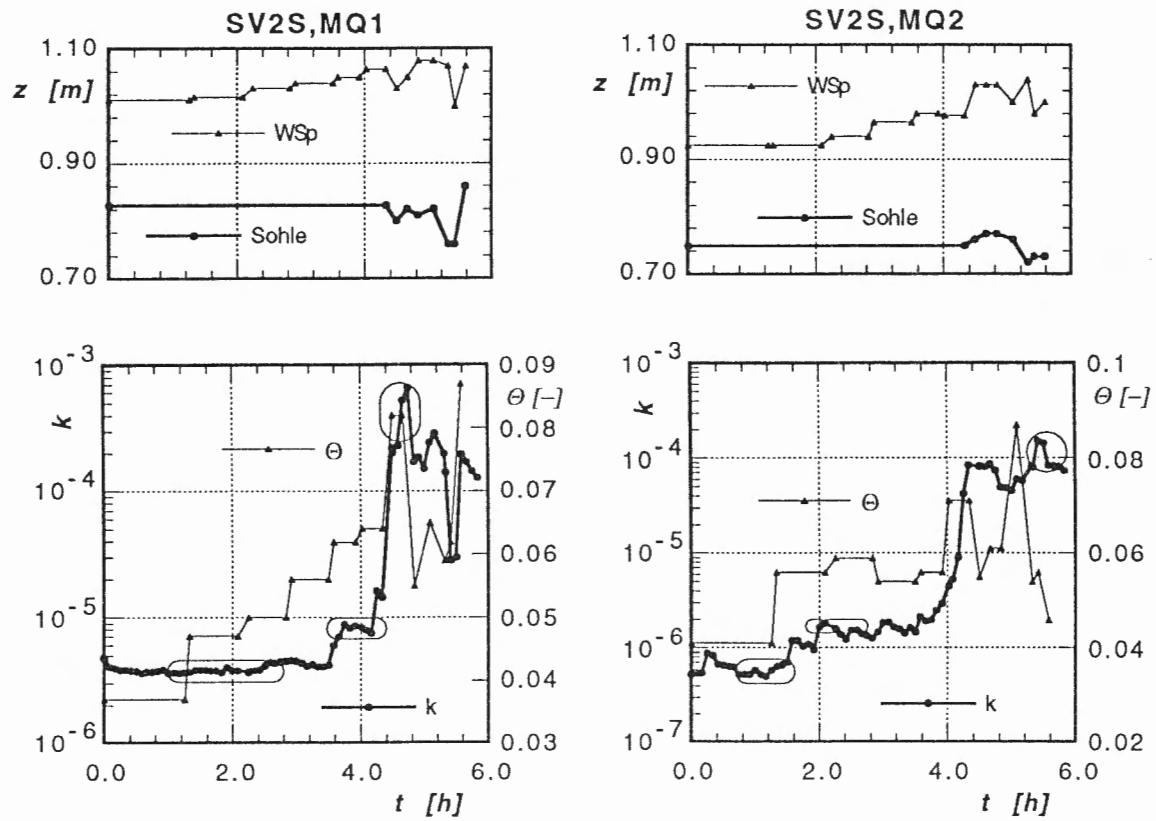
Für jeden Hochwasserversuch sind zwei Graphiken dargestellt. Die Diagramme zeigen in Abhängigkeit der Zeit den Verlauf des Wasserspiegels und der Sohlenlage (oben), sowie den Verlauf der Durchlässigkeit der obersten Schicht und der dimensionslosen Sohlenschubspannung (unten).

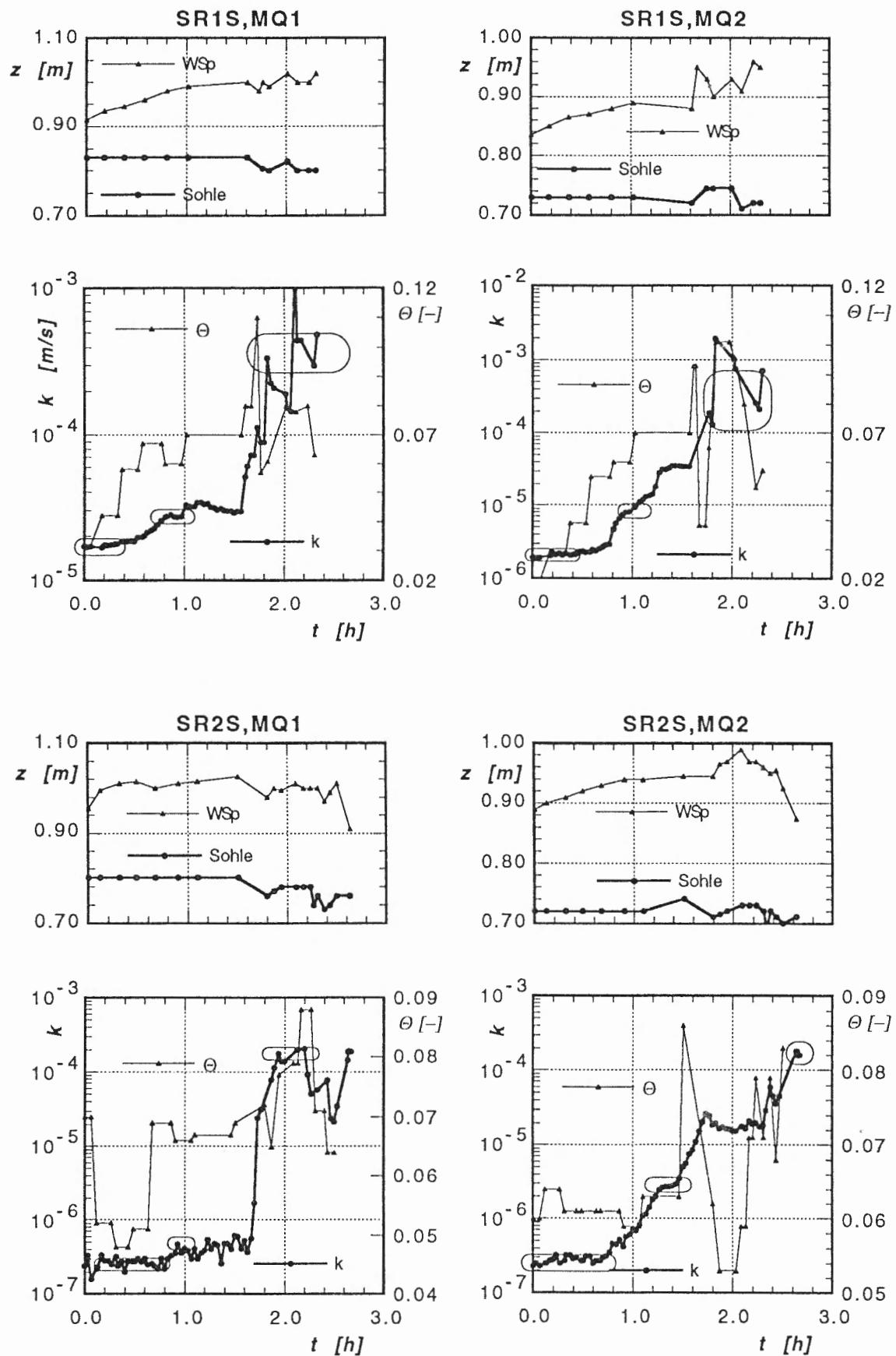
Aus dem oberen Diagramm lassen sich die Abflusstiefe sowie die Auflandungs- und Erosionsprozesse erkennen. Das untere Diagramm zeigt, unter welchen lokalen strömungshydraulischen Bedingungen die Durchlässigkeit zunimmt.

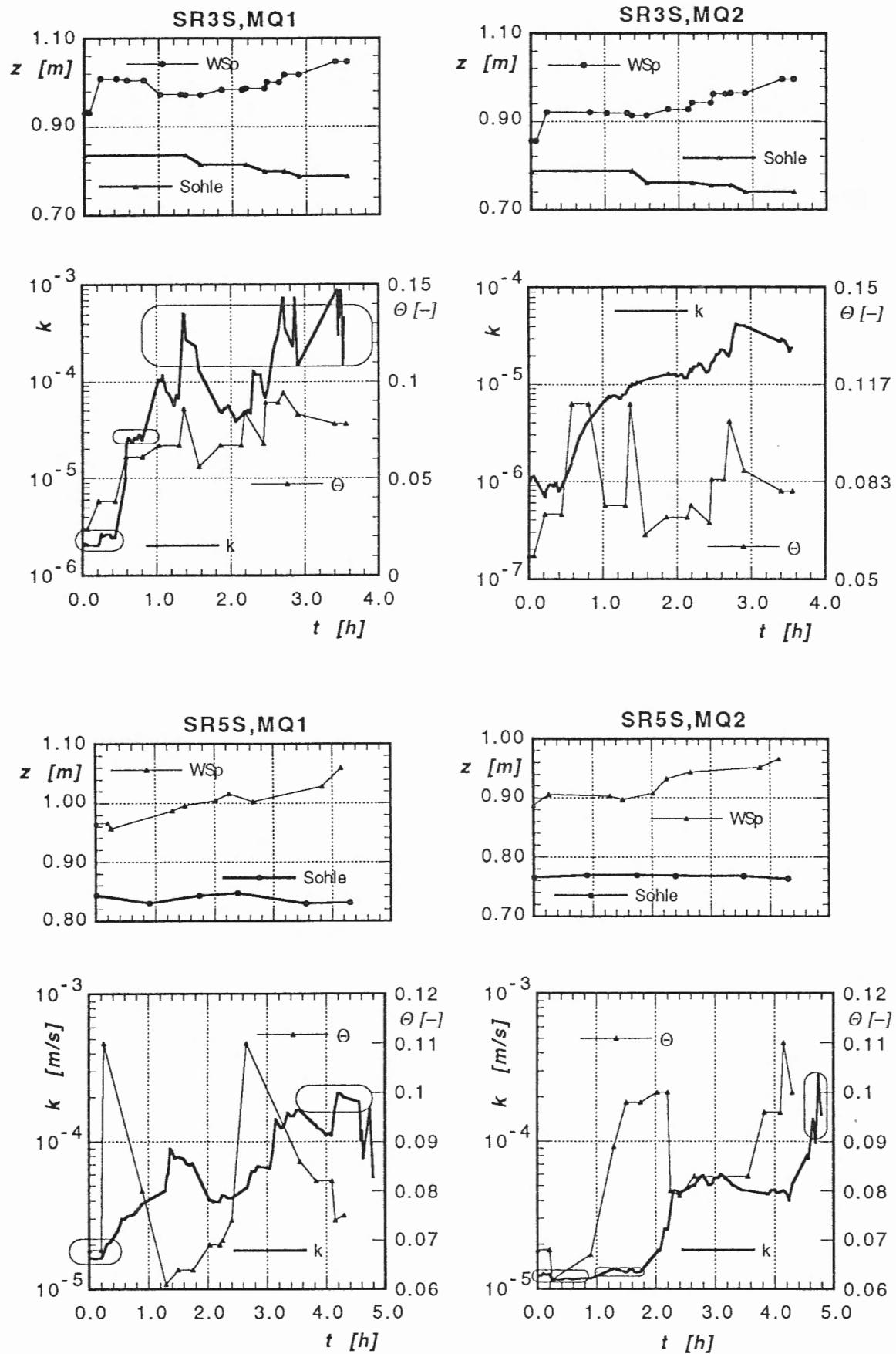
Die im unteren Diagramm zusätzlich eingetragenen Bereiche umreissen die minimal beobachtete Durchlässigkeit  $k_{\min}$ , die Durchlässigkeit  $k_{\Theta K}$  nach dem erstmaligen Überschreiten von  $\Theta_K$  und die maximal erreichte Durchlässigkeit  $k_{\max}$ .

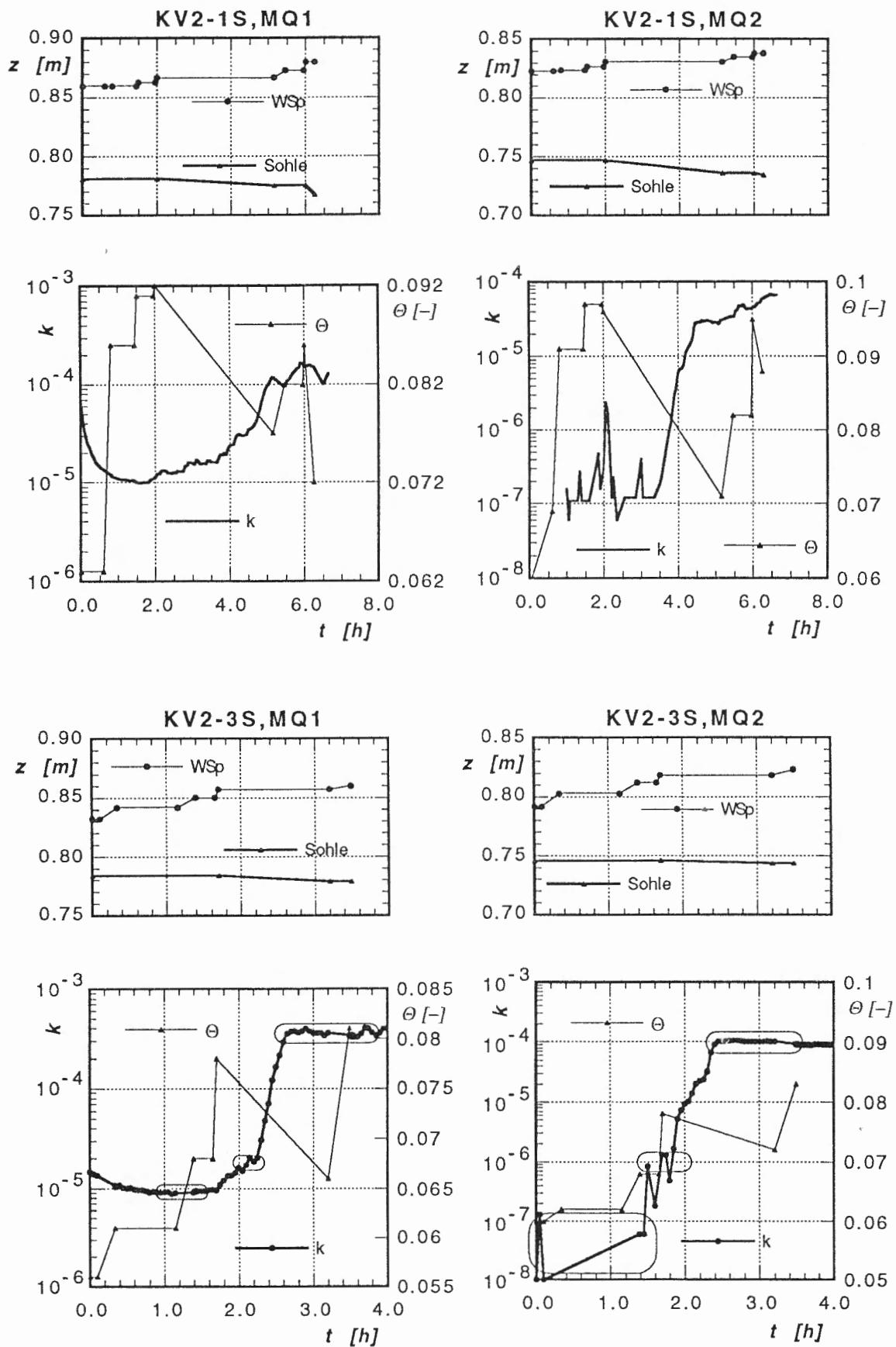


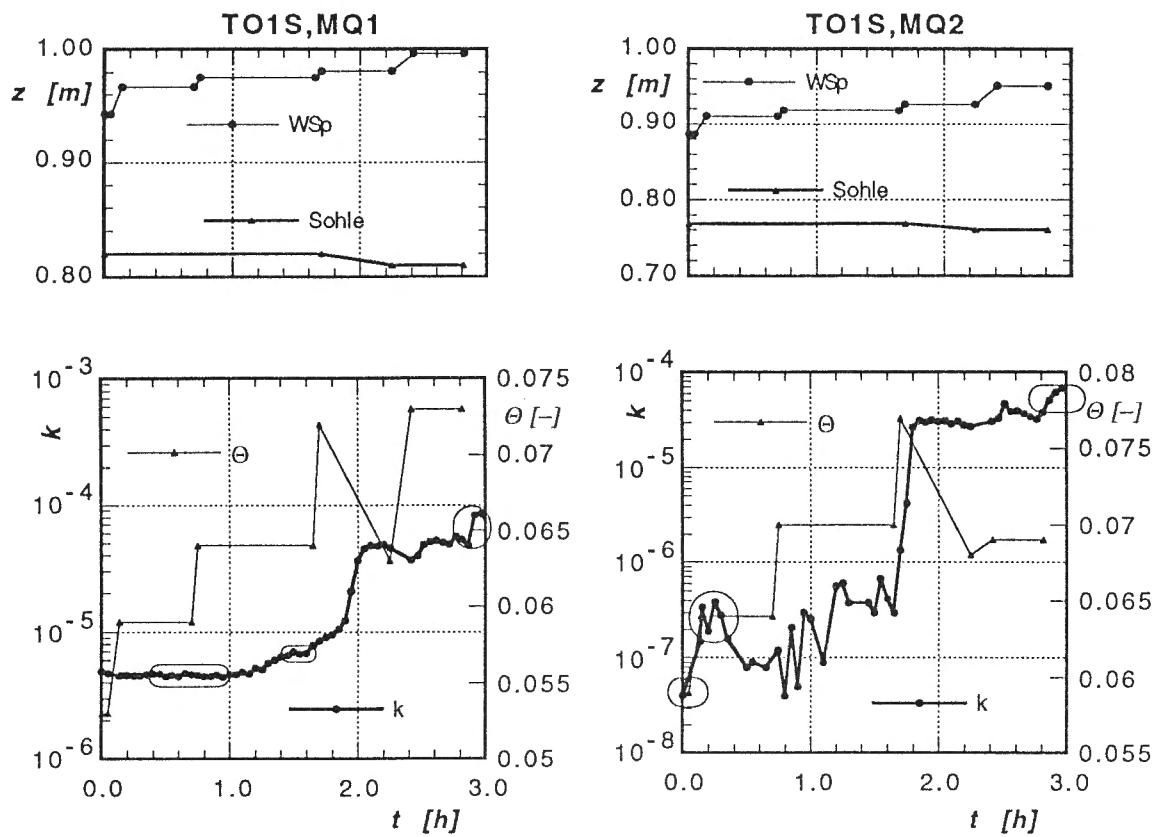












## LITERATUR

**Adams J. N.** (1980): Variations in Gravel Bed Composition of Small Streams in the Oregon Coast Range. MS Thesis, Oregon State University, Corvallis, Oregon.

**Andrews E. D.** (1983): Entrainment of Gravel from Naturally Sorted Riverbed Material. *Geol. Soc. Am. Bull.*, 94, 1225-1231.

**Arbeitsgruppe für operationelle Hydrologie** (1987): Die mengenmässige Erfassung von Schwebstoffen und Geschiebefrachten. Mitteilung Nr. 2. Vertrieb durch Landeshydrologie und -geologie, CH-3003 Bern, 91 S.

**Banscher, E.** (1975): Beitrag zur Beurteilung von Kolmationserscheinungen an fliessenden Gewässern. Diss. Techn. Universität Dresden.

**Banscher, E.** (1976): Gesetzmässigkeiten der Kolmationsentwicklung. *Wasserwirtschaft, Wassertechnik*, (9), 320 - 323.

**Behnke J. J., Bianchi W. C.** (1965): Pressure Distributions in Layered Sand Columns during Transient and Steady-State Flows. *Water Resour. Res.*, Vol. 1, No. 4, 557-562.

**Behnke, J.J.** (1969): Clogging in Surface Spreading Operations for Artificial Groundwater Recharge. *Water Resour. Res.*, Vol. 5 (4).

**Berend, J.E.** (1967): An Analytical Approach to the Clogging Effect of Suspended Matter. *Bull. Int. Ass. Scient. Hydrol.*, Vol. 12.

**Beschta, R. L., Jackson, W. L.** (1979): The Intrusion of Fine Sediments into a Stable Gravel Bed. *J. Fish. Res. Board Canada*, 36, 204-270.

**Beyer, W., Banscher, E.** (1975): Zur Kolmation der Gewässerbetten bei der Uferfiltratgewinnung. *Zeitschrift f. angewandte Geologie*, Berlin, Vol. 21, H. 12.

**Boller M. A.** (1980): Flockungfiltration zur Reinigung von Abwasser. Verfahrenstechnische Optimierung zur Elimination von Phosphor und suspendierten Stoffen. Diss. ETH Nr. 6748.

**Boller M. A.** (1992): Filtration. Vorlesungsunterlagen ETH Zürich.

**Carling P. A.** (1984): Deposition of Fine and Coarse Sand in an Open-Work Gravel Bed. *Can. J. Fish. and Aq. Sc.*, Vol. 41, No. 2, 263-270.

**Corey A. T.** (1977): Mechanics of Heterogenous Fluids in Porous Media. Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.

**Cunningham, A. B., Anderson, C. J., Bouwer, H.** (1987): Effects of Sediment - Laden Flow on Channel Bed Clogging. *J. of Irrigation and Drainage Eng.*, ASCE, Vol. 113, No. 1, 106-118.

**Diplas P. A.** (1986): Pollution of Gravel Spawning Grounds Due to Fine Sediment. A thesis submitted to the faculty of the graduate school of the Univ. of Minnesota.

**Diplas P. & Parker G.** (1990): Deposition and Removal of Fines in Gravel-Bed Streams. Proceedings of the Third International Workshop on Gravel-Bed Rivers, Firenze, 24-28. September 1990, in print.

**Dracos T.** (1987): Hydraulik. Vorlesungsunterlagen. Verlag der Fachvereine, Zürich.

**DWK Schriften 58/1** (1982): Ermittlung des nutzbaren Grundwasserdargebots. Verlag Paul Parey.

**Eaton E.** (1936): Flood and Erosion Control Problems and Their Solution. Trans. ASCE, Vol. 101, 1302-1331.

**Einstein H. A.** (1965): Final Report Spawning Grounds. Hydr. Eng. Lab., Uni. of California, Berkeley.

**Einstein, H. A.** (1968): Deposition of Suspended Particles in a Gravel Bed. J. of Hydr. Div., ASCE, Vol. 94, HY5, 1197-1205.

**Frostick, L. E., Lucas, P. M., Reid, I.** (1984): The Infiltration of Fine Matrices into Coarse - Grained Alluvial Sediments and its Implications for Stratigraphical Interpretation. J. Geological Society, Vol. 141, Part 6, 955-965.

**Frutiger A.** (1991): Fliessgewässer sind Lebensräume. VSA-Fortbildungskurs 1991.

**Geldner, P.** (1981): Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern. Institut für Wasserbau, Uni Stuttgart, Heft 49.

**Geldner, P.** (1982): Ein strömungsmechanischer Ansatz zur Bestimmung der Selbstdichtung in natürlichen Gewässern. Wasserwirtschaft, (9), 311-317.

**Gessler J.** (1965): Der Geschiebetriebbeginn bei Mischungen untersucht an natürlichen Abflästerungsscheinungen in Kanälen. Mitt. Nr. 69, Versuchsanst. Wasserbau u. Erdbau, ETH Zürich, 67 S.

**Gessler J.** (1973): Behavior of Sediment Mixtures in Rivers. IAHR Proc. Bangkok, Thailand, 395-405.

**Günter A.** (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen. Mitt. der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 3.

**Hansel, H.** (1967): Ueber natürliche Selbstdichtung von Gewässern mit porösem Untergrund und ihre hydrologisch - wasserwirtschaftlichen Auswirkungen. Wiss. Z. der Hochschule f. Bauwesen, Leipzig, H. 4.

**Harb V.** (1990): Selbstdichtung kleiner Flussstauräume in stark durchlässigen Alluvionen. Österr. Wasserwirtschaft, Jg. 42, H. 11/12, 302-305.

**Herzig J. P., Leclerc D. M., Le Goff P.** (1970): Flow of Suspensions through Porous Media - Application to Deep Filtration. Industr. and Eng. Chem., Vol. 62, No. 5, pp. 8-35.

**Ingerle K.** (1991): Über die Flussbettdurchlässigkeit und die Sauerstoffzehrung des Uferfiltrats im Staubereich von Donaukraftwerken. Wasserwirtschaft 81, H. 9, 415-422.

**Iwasaki T.** (1937): Some Notes on Sand Filtration. J. Am. Water Works Ass., 29 (10), 1591-1602.

**Jobson H. E. & Carey W. P.** (1989): Interaction of Fine Sediment With Alluvial Streambeds. *Wat. Res. Research*, Vol. 25, No. 1, 135-140.

**Jussel P.** (1992): Modellierung des Transports gelöster Stoffe in inhomogenen Grundwasserleitern. Inst. für Hydromech. und Wasserwirtschaft ETH Zürich, R 29-92.

**Kaleris, V.** (1986): Erfassung des Austausches von Oberflächen- und Grundwasser in horizontalebenen Grundwassermödellen. Institut für Wasserbau, Uni Stuttgart, Heft 62.

**Keulegan G. H.** (1938): Laws of Turbulent Flow in Open Channels. U.S. Department of Commerce, Nat. Bureau of Standards, Research Paper RP1151.

**Knapp F.H.** (1969): Ausfluss, Überfall und Durchfluss im Wasserbau. Verlag G. Braun, Karlsruhe.

**Kozeny J.** (1953): Hydraulik. Springer Verlag, Wien.

**Kraftwerke Hinterrhein AG** (1985): Bericht zur Teilspülung des Ausgleichsbeckens Ferrera vom 6. August 1985. Thusis.

**Kresser W.** (1964): Gedanken zur Geschiebe- und Schwebstoffführung der Gewässer. Öster. Wasserwirt., 16. Jg., H. 1/2, 6-11.

**Krier H. & Schröder W.** (1988): Zum Erosionsverhalten von kohäsiven Fliessgewässersohlen. *Wasser und Boden*, No. 3, 133-136.

**Kustermann, H.** (1962): Der Einfluss der Organismen in Kiessschotterböden der Flüsse auf die Wasserversickerung. *Monatsbull. Schweiz. Verein von Gas- und Wasserfachmännern*, No. 2,3,4.

**Lisle T.** (1980): Sedimentation of Spawning Areas during Storm Flows, Jacoby Creek, North Coastal California. Presented at the fall meeting of the American Geophysical Union, San Francisco, Dec. 8, 13 pp.

**Mahoney, D., Erman, D. C.** (1984): An Index of Stored Fine Sediment in Gravel Bed Streams. *Water Resources Bulletin*, Vol. 20, No. 3, pp. 343 - 348.

**Matlock, G. M.** (1965): The Effect of Silt-Laden Water on Infiltration in Alluvial Channels. Thesis presented to the University of Arizona, Tuscon, Arizona, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

**Milhous, R. T., Bradley, J. B.** (1986): Physical Habitat Simulation and the Movable Bed. *Water Forum '86*, pp. 1976 - 1983.

**Miller W. J.** (1985): Tucannon River Percent Fry Emergence Model. Colorado State University, Dept. of Fishery and Wildlife Biology, ARS CWU Project No. 5402-20810-004-01S, 45 pp.

**Müller E.** (1983): Grundzüge der Verfahrenstechnik; Mechanische Trennverfahren, Band 2. Salle und Sauerländer, Frankfurt am Main.

**O'Brien J. S.** (1987): A Case Study of Minimum Streamflow for Fishery Habitat in the Yampa River. *Sediment Transport in Gravel-bed Rivers*. Ed. by C.R. Thorne, J.C. Bathurst and R.D. Hey. John Wiley & Sons Ltd. Chichester, Ney York, Brisbane, Toronto, Singapore.

**Reiser, D. W., Ramey M. P., Lambert T.** (1985): Review of Flushing Flow Requirements. Regulated Streams, Pacific Gas and Electric Company, Dept. of Engineering Research, San Ramon, California, 97 pp.

**Ribi J.** (1983): Druckverlust und Strömungswiderstand bei der Filtration von Klärschlamm. Diss. ETH Nr. 7112.

**Rice, R. C.** (1974): Soil Clogging During Filtration of Secondary Effluent. J. Water Pollution Contr. Fed., 46, 708-716.

**Sakthivadivel, R., Einstein, H. A.** (1970): Clogging of Porous Column of Spheres by Sediment. J. Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, HY2, 461-472.

**Schälchli U.** (1992): Kolmations- und Spülprozesse in Flussstauhaltungen. Berichtsreihe der Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhles für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der TU München, Nr. 73, S. 251-259.

**Schlatte H.** (1983): Selbstdichtung von Stauräumen. Österr. Wasserwirtschaft, Jg. 35, H. 1/2, 27-31.

**Sherard J. L., Dunnigan L. P., Talbot J. R.** (1984): Basic Properties of Sand and Gravel Filters. J. Geotech. Eng., 110(6), 684-700.

**Sowers G. B. & Sowers G. F.** (1970): Introductory Soil Mechanics and Foundations. Macmillan, New York, 556 pp.

**Thibodeaux L. J. & Boyle J. D.** (1987): Bedform-generated Convective Transport in Bottom Sediment. Nature, Vol. 325 22 Jan., 341-343.

**Tsujimoto T.** (1989): Bed-Load Transport in Steep Channels. Proc. of the International Workshop on Fluvial Hydraulics of Mountain Regions, Trent, Italy, Oct. 3-6.

**VAW - Bericht 970/II** (1990): Die Langetensole. Im Auftrag des Hochwasserschutzverbandes unteres Langetal, unveröffentlicht.

**Yalin M.S.** (1971): Theory of Hydraulic Models. MacMillan Press Ltd., London and Basingstoke.

**Yalin M.S.** (1977): Mechanics of Sediment Transport. 2nd Edition. Pergamon Press Ltd. Oxford UK.

**Yao K., Habibian M. T., O'Melia C.R.** (1971): Water and Wastewater Filtration: Concepts and Applications. Environ. Sci. Technol., 5(11), 1105-1112.

**Zanke U.** (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.

## Symbole

$A_F$	[m <sup>2</sup> ]	Filteroberfläche, Sohlenoberfläche
$B$	[m <sup>2</sup> ]	Permeabilität, $B = k\eta / (\rho_w g)$ . $B$ ist einzig von der Geometrie der Poren abhängig.
$B_F$	[m <sup>2</sup> ]	Permeabilität des unkolmatierten Filtermediums
$B_S$	[m]	Sohlenbreite
$C$	[g/l]	Schwebstoffkonzentration des Abflusses
$C_U$	[ $\cdot$ ]	Ungleichförmigkeitszahl ( $C_U = d_{60} / d_{10}$ )
$C_K$	[ $\cdot$ ]	Krümmungszahl ( $C_K = d_{30}^2 / (d_{10} d_{60})$ )
$d_{10}$	[m]	Charakteristischer Korndurchmesser, 10 % Gewichtsanteile des Sohlenmaterials sind kleiner
$d_{15}, d_{50}, d_{60}, d_{85}, d_{90}$		Korndurchmesser, Definition entsprechend zu $d_{10}$ $d_{90}$ der Deckschichtmischung
$d_{90D}$	[m]	Anzahl Freiheitsgrade einer Regression
$d_f$		Mittlerer geometrischer Durchmesser $d_G = \prod (d_i^{p_i})$
$d_G$	[m]	Korn-Durchmesser
$d_K$		Mittlerer Korndurchmesser, $d_m = \sum (d_i \cdot p_i) / \sum p_i$
$d_m$	[m]	Mittlerer Korndurchmesser der Deckschicht
$d_{mD}$	[m]	Maximaler mittlerer Korndurchmesser der Deckschicht unmittelbar vor ihrem Aufreissen
$d_{mD_{max}}$	[m]	Mittlerer Korndurchmesser der Fraktion i
$d_{mi}$	[m]	Partikel-Durchmesser
$d_{Pa}$	[m]	Poren-Durchmesser
$d_{Po}$	[m]	Wirksamer Korndurchmesser nach Kozeny
$d_w$	[m]	Froude-Zahl
$Fr$	[ $\cdot$ ]	Gravitationskonstante, Erdbeschleunigung
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Abflusstiefe
$h$	[m]	Kapillardruckhöhe ( $h_c = -h_p$ )
$h_c$	[m]	Kolmationstiefe (Mächtigkeit der zur Berechnung der Durchlässigkeit massgebenden <i>inneren</i> Kolmations-Schicht)
$h_{Ki,h_k}$	[m]	Mächtigkeit der äusseren Kolmations-Schicht
$h_p$	[m]	Porenwasserdruck
$H$	[m]	Hydraulische Höhe. Mass für das totale Potential pro Gewichtseinheit Bodenwasser, $H = h + z$
$HW$	[m]	Wasserspiegel
$i$	[ $\cdot$ ]	Hydraulischer Gradient der Sickerströmung nach Darcy (grösste Zunahme der hydraulischen Höhe H pro Längeneinheit)
$J$	[ $\cdot$ ]	Energieliniengefälle
$k$	[m/s]	Durchlässigkeitskoeffizient nach Darcy
$k_0$	[m/s]	Durchlässigkeit im unkolmatierten Zustand
$k_{min}$	[m/s]	Durchlässigkeit im Grenzzustand der Kolmation

$k_r$	[m/s]	Relativer Durchlässigkeitskoeffizient nach Darcy im ungesättigten Boden
$k_{St}$	[m <sup>1/3</sup> /s]	Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler
$k_{\Theta_k}$	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert nach Überschreiten des Dekolmationsbeginns
K	[ $\cdot$ ]	Kozeny-Konstante
L	[m]	Mächtigkeit des Filtermediums, Sickerweglänge
$m_K$	[kg/m <sup>2</sup> ]	Kolmationsmasse pro Flächeneinheit (Filterbelegung)
$MQ$	[m <sup>3</sup> /s]	Jahres-Mittelabfluss
n	[ $\cdot$ ]	Porosität (Verhältnis zwischen Porenvolumen und Gesamtvolumen)
$n_K$	[ $\cdot$ ]	Porosität des Filterkuchens
p	[ $\cdot$ ]	Summenhäufigkeit
$p_c$	[N/m <sup>2</sup> ]	Kapillardruck oder Saugspannung $p_c = - \rho g h$
$q_i$	[m/d]	Infiltrationsrate
$Q_s$	[m <sup>3</sup> /s]	Sickerwasserabfluss
$Q_2$	[m <sup>3</sup> /s]	Hochwasserabfluss mit einer Wiederkehrperiode von 2 Jahren
r	[m/kg]	spezifischer Filterwiderstand
Re	[ $\cdot$ ]	Reynoldszahl eines im ruhenden Wasser sinkenden und turbulent umströmten Korns
$Re^*$	[ $\cdot$ ]	Kornreynoldszahl
$R_s$	[m]	Hydraulischer Radius des Sohlenbereichs
$R_w$	[m]	Hydraulischer Radius des Wandeinflussbereichs
s	[ $\cdot$ ]	Dichteverhältnis Sohlenmaterial / Wasser: $\rho_s / \rho_w = 2.65$
S	[m <sup>-1</sup> ]	Spezifische Oberfläche des Filtermediums
t	[s]	Zeit
T	[°C]	Temperatur
$t_H$	[s]	Halbwertszeit nach Einstein
$V_A$	[m <sup>3</sup> ]	Sickerwasservolumen, Filtratvolumen
$v_f$	[m/s]	Filtergeschwindigkeit
$V_K$	[m <sup>3</sup> ]	Abgelagertes Feststoffvolumen, Volumen der Kolmationsmasse (inkl. Porenraum)
$v_m$	[m/s]	Mittlere Fliessgeschwindigkeit
$V_P$	[m <sup>3</sup> ]	Partikelvolumen
$v_{P0}$	[m/s]	Porengeschwindigkeit
$v_s$	[m/s]	Sinkgeschwindigkeit eines bestimmten Korns
$v^*$	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit, $v^* = (\tau / \rho)^{1/2}$
W	[ $\cdot$ ]	Wassergehalt = (Gew. feuchte Probe - Gew. trockene Probe) / Gew. trockene Probe
$\eta$	[ $\cdot$ ]	$\eta = \frac{\text{Gew. feuchte Probe} - \text{Gew. trockene Probe}}{\text{Gew. trockene Probe}}$

Horizontale Koordinate in Fliessrichtung  
 Dimensionslose hydraulische Kennzähle  
 Horizontale Koordinate quer zur Fliessrichtung  
 Koordinateneinteilung



$Z$	[-]	Relative Rauigkeit $Z = h / d_{90}$
$\alpha$	[ $m^{-1}$ ]	Filterwiderstand, der durch die abgelagerten Feinpartikel verursacht wird
$\alpha_{\max}$	[ $m^{-1}$ ]	Filterwiderstand im Grenzzustand der Kolmation
$\beta$	[ $m^{-1}$ ]	Widerstand des unkolmatierten Filtermediums
$\gamma$	[ $m^{-1}$ ]	Gesamtwiderstand des kolmatierten Filtermediums
$\gamma_s'$	[ $kg/(m^2s^2)$ ]	Spezifisches Gewicht des Sohlenmaterials unter Wasser, $\gamma_s' = g(\rho_s - \rho_w)$
$\gamma_w$	[ $kg/(m^2s^2)$ ]	Spezifisches Gewicht des Wassers
$\Delta h_w$	[m]	Druckhöhendifferenz zwischen Gerinne und Grundwasserspiegel
$\Delta p$	[ $N/m^2$ ]	Druckdifferenz
$\Delta p_G$	[ $N/m^2$ ]	Gesamt - Druckdifferenz
$\Delta p_i$	[-]	Relative Häufigkeit der Fraktion $i$ an der gesamten Mischung (Auswertung nach Gewicht)
$\Delta p_K$	[ $N/m^2$ ]	Druckdifferenz über dem Filterkuchen
$\varepsilon$	[-]	Porenziffer, $\varepsilon = n / (1-n)$
$\Theta$	[-]	dimensionslose Sohleinschubspannung, Shields-Faktor
$\Theta_0$	[-]	dimensionslose Sohleinschubspannung, welche die Grenzbedingung zur Bildung einer äusseren Kolmation beschreibt
$\Theta_{cr}$	[-]	Dimensionslose Sohleinschubspannung bei Geschiebetriebbeginn. Üblich ist ein Wert von 0.047 oder 0.05
$\Theta_D$	[-]	Dimensionslose Sohleinschubspannung beim Aufreissen der Deckschicht (Grenzabfluss der Deckschicht)
$\Theta_K$	[-]	Dimensionslose Sohleinschubspannung beim Dekolmationsbeginn (Grenzabfluss der Kolmation)
$\eta$	[ $kg/(ms)$ ]	Dynamische Viskosität
$\lambda_F$	[ $m^{-1}$ ]	Filterkoeffizient (Tiefenfiltration)
$\nu$	[ $m^2/s$ ]	Kinematische Viskosität (Zähigkeit), $\nu = \eta/\rho$
$\rho_P$	[ $kg/m^3$ ]	Dichte des Schwebstoffpartikels; in der Regel identisch mit $\rho_s$
$\rho_s$	[ $kg/m^3$ ]	Dichte des Sohlenmaterials
$\rho_w$	[ $kg/m^3$ ]	Dichte des Wassers
$\tau$	[ $kg/(ms^2)$ ]	Schubspannung, $\tau = \rho g h J$

## Lebenslauf

1.3.1958	Geboren in Zürich als Sohn des Schälchli Hansjörg und der Olga, geb. Meierhofer
1962 - 65	Wohnhaft in Jos, Nigeria
1965 - 74	Primar- und Sekundarschule in Fällanden und Geroldswil
1974 - 78	Unterseminar Küsnacht
1978 - 79	Oberseminar Zürich Oerlikon mit Abschluss als Primarlehrer
1979	Aufnahmeprüfung für die Zulassung an der ETH Zürich
1979 - 1983	Studium an der Abteilung für Kulturtechnik und Vermessung der ETH Zürich
1984	Diplom als Kulturingenieur
1984 - 1992	Assistent und wissenschaftlicher Mitarbeiter der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Bearbeitung diverser flussbaulicher Projekte der öffentlichen Hand und privater Organisationen
1988 - 1993	Eingeschrieben als Doktorand an der ETH Zürich
1990	Heirat mit Patrizia Ingold
1991	Geburt der Tochter Sara
ab 1993	Selbstständige Tätigkeit als Flussbau - Ingenieur und Gründung des Ingenieurbüros für Wasser und Umwelt in Zürich.