Diss. ETH Nr. 13340.

Beitrag zur Untersuchung der Entstehungsmechanismen von Murgängen

Abhandlung
zur Erlangung des Titels

Doktor der technischen Wissenschaften
der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

vorgelegt von

Christian Tognacca
Dipl. Kulturing. ETH
geboren am 10. Oktober 1970
von Bellinzona (TI)

Angenommen auf Antrag von:

Prof. Dr. Hans Erwin Minor, Referent
Dr. Timothy R. H. Davies, Korreferent
Gian Reto Bezzola, Korreferent

1999

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis 5

Zusammenfassung / Summary / Riassunto 9

1 Einleitung 13

1.1 Der Begriff Murgang 13
1.2 Definitionen und Klassifikationen 13
1.2.1 Massenumlagerungsprozesse *14*
1.2.2 Murgänge und verwandte Phänomene *14*
1.3 Forschungsprojekt des ETH-Rates 15
1.4 Ziele dieser Arbeit 16

2 Murgangentstehung 17

2.1 Einführung 17
2.2 Entstehungsmechanismen und -bedingungen 18
2.2.1 Klassifizierungsansätze *18*
2.2.2 Klassifizierung nach dem Entstehungsort *18*
2.2.3 Klassifizierung nach dem massgebenden Mechanismus *19*
2.3 Zentrale Rolle des Wassers 20
2.4 Ansätze einer umfassenden Klassifizierung 20
2.5 Entstehung infolge bodenmechanischer Instabilität 21
2.5.1 Übergang einer rutschenden Masse in einen Murgang *21*
2.5.2 Innere Ursachen der Instabilität *22*
2.5.3 Äusseren Ursachen der Instabilität *23*
2.6 Entstehung infolge progressiver Erosion 24
2.6.1 Hydraulik grosser Gefälle *25*
2.6.2 Wirkende Kräfte *28*
2.6.3 Sohlenstabilität *32*
2.7 Empirische und semi-empirische Modelle 34
2.7.1 Dauer-Intensitätsmodelle *34*
2.7.2 Tank-Modelle *36*

3 Rheologie von 2-Phasenströmungen 39

3.1 Einführung 39
3.2 Rheologie und Klassifikation 39
3.3 Rheologische Modelle für Murgänge 40
3.3.1 Das Modell von Bagnold 41
3.3.2 Das generalisierte viskoplastische Modell von Chen 43
3.3.3 Das quadratische Modell von O'Brien und Julien 44

4 Versuchseinrichtungen 47

4.1 Versuchsanlage 47
4.2 Wasserkreislauf 49
4.3 Messeinrichtungen und Datenauswertung 50
4.3.1 Echolote 51
4.3.2 Druckmessdosen 53
4.3.3 Videoaufnahmen 56
4.3.4 Messwagen 57

5 Versuche 59

5.1 Untersuchte Mechanismen 59
5.2 Durchführung eines Versuches 59
5.3 Versuchsprogramm 61
5.4 Material 61
5.4.1 Materialart und Kornverteilung 61
5.4.2 Durchlässigkeit 64
5.4.3 Porosität und Scherfestigkeit 65
5.4.4 Vergleiche mit natürlichen Materialien 66

6 Dimensionsanalyse und Modellähnlichkeit 69

6.1 Wesen und Ziele der Dimensionsanalyse 69
6.2 Charakteristische Parameter eines Phänomens 69
6.3 Anwendung auf die untersuchten Phänomene 71
6.3.1 Murgangentstehung infolge progressiver Erosion 71
6.3.2 Murgangentstehung infolge Blockade 78
6.4 Kräftevergleiche 80
6.4.1 Scheinbare Kohäsion und Gravitation 80
6.4.2 Druckkräfte, hydrodynamische Kräfte und Gravitation 85

6.4.3 Kapillarität und Infiltration 91
6.5 Modellähnlichkeit 97
6.5.1 Fluviale Erosion und Geschiebetrieb 97
6.5.2 Wasserinfiltration in den Untergrund 98
6.5.3 Gesättigtes granulares Fliessen 98
6.5.4 Feuchtes granulares Fliessen 99
6.5.5 Wechselwirkungen 99
6.5.6 Entstehung einer Murgangwelle 100

7 Murgangentstehung infolge progressiver Erosion 103

7.1 Qualitative Beschreibung der Versuche 103
7.1.1 Entstehung der Murgangwelle 103
7.1.2 Dynamik der Murgangwelle 105
7.1.3 Entwicklung der Murgangwelle 110
7.1.4 Rolle der Mächtigkeit der Lockermaterialschicht 116
7.1.5 Entmischungsprozesse 119
7.1.6 Konvexität der Oberfläche und Levée-Bildung 120
7.1.7 Einfluss der Ganglinie des Oberflächenabflusses 121
7.1.8 Murgänge mit mehreren Schüben 123
7.1.9 Druckmessungen 125
7.1.9.1 Einführende Bemerkungen 125
7.1.9.2 Beobachtungen 126
7.1.9.3 Druckverhältnisse in einer granularen Murgangwelle 128
7.1.10 Andere beobachtete Transportmechanismen 131
7.1.10.1 Geschiebetransport 131
7.1.10.2 Hyperkonzentrierter Abfluss 132
7.1.11 Übergang von einem hyperkonzentrierten Abfluss in einen Murgang 133
7.1.12 Bedeutung der qualitativen Beobachtungen 135
7.2 Resultate aus den Versuchen 136
7.2.1 Einführung 136
7.2.2 Reproduzierbarkeit der Resultate 138
7.2.3 Einfluss der variierten Parameter auf die Murgangcharakteristika 141
7.2.3.1 Frontgeschwindigkeit und Erosionsgeschwindigkeit 141
7.2.3.2 Abflusstiefe 145
7.2.3.3 Gefälle der Erosionszone 148
7.2.3.4 Mächtigkeit der Ablagerungen 150
7.2.4 Quantitative Beziehungen für die Frontgeschwindigkeit und die Abflusstiefe 152
7.2.4.1 Einführung 152

7.2.4.2 Frontgeschwindigkeit 153
7.2.4.3 Frontabflusstiefe 156
7.2.5 Verhältnisse in der Erosionszone und Erosionsvermögen *158*
7.2.5.1 Erosionsrate und Transportvermögen 158
7.2.5.2 Feststoffkonzentration in der Erosionszone 160
7.2.6 Entwicklung einer neuen Geschiebetransportformel *162*
7.2.7 Sohlenstabilität *166*
7.3 Entwicklung eines Murgangentstehungskriteriums 167

8 Murgangentstehung infolge Blockade 171

8.1 Qualitative Beschreibung der Versuche 171
8.1.1 Einleitung *171*
8.1.2 Bildung einer Abpflästerungsschicht und einer Wildbachstruktur *171*
8.1.3 Blockade und Murgangentstehung *173*
8.1.4 Stabilität der Bachsohle *175*
8.1.5 Wichtige Parameter *175*
8.2 Resultate aus den Versuchen 176

9 Praktische Anwendungen 177

9.1 Murgang im Riale Buffaga, Ronco s. Ascona (TI) 177
9.2 Murgang im Minstigertal (VS) 180
9.3 Murgang in der Val Varuna, Puschlav (GR) 182

10 Schlussfolgerungen und Ausblick 187

Dank 191

Symbole 193

Referenzen 197

Anhang 203

A Überblick der Versuche 205
B Tabelle mit Versuchsresultaten 213
C Graphische Darstellungen der Resultate 217

Kurzer Lebenslauf 261

Zusammenfassung

Murgänge sind weltweit wichtige landschaftsbildende Naturphänomene. Durch ihr Vorkommen gefährden sie oft die Infrastruktur und das Leben des Menschen und werden deshalb als gefährlicher Ausdruck der Naturgewalt oder als Naturkatastrophen empfunden. Jährlich kommen weltweit viele Menschen als Opfer von Murgangereignissen ums Leben. International wurden deshalb in den letzten Dekaden grosse Anstrengungen zur Untersuchung dieser Naturphänome und zum Schutz davor unternommen.

Murgänge sind instationäre Zweiphasenströmungen, deren Erscheinungsbild und Fliesscharakteristika von der Materialzusammensetzung und von der Feststoffkonzentration massgebend beeinflusst sind. Entsprechend ihrer Zusammensetzung werden viskose und granulare Murgangtypen unterschieden. In der vorliegenden Arbeit wird der granulare Murgangtyp untersucht, bei dem die feinen kohäsiven Kornfraktionen von untergeordneter Bedeutung sind.

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Murgangentstehung im Gerinne. Untersucht werden zwei Entstehungsmechanismen. Die Murgangentstehung infolge progressiver Erosion der Lockermaterialschicht bildet den Schwerpunkt dieser experimentellen Untersuchung. Dieser Mechanismus wurde unter Variation der wichtigsten Parameter systematisch untersucht. Der zweite untersuchte Mechanismus ist die Murgangentstehung infolge temporärer Blockade des Gerinnes. Die zahlreichen Versuche wurden in einem neuen Laborkanal unter optimal kontrollierten und reproduzierbaren Bedingungen durchgeführt.

Die gestellten Ziele konnten mehrheitlich erreicht werden. Neben einem verbesserten Prozessverständnis erlauben die Versuche die Herleitung eines Entstehungskriteriums für granulare Murgänge und die Herleitung quantitativer Beziehungen zwischen Entstehungsbedingungen und Murgangcharakteristika.

Die Murgangentstehung infolge progressiver Erosion einer Lockermaterialschicht ist charakterisiert durch den raschen Übergang von fluvialem Geschiebetrieb, über hyperkonzentrierten Abfluss bis hin zu einer vollausgebildeten Murgangbewegung. Charakteristisch ist die Bildung einer hoch konzentrierten granularen Front. Die Untersuchungen haben die zentrale Rolle des Wassers bei der Entstehung und Bewegung einer Murgangwelle gezeigt. Quantitative Beziehungen zwischen Entstehungsbedingungen (Gefälle, Oberflächen- und Grundwasserzufluss, Materialparameter) und Murgangcharakteristika (Abflusstiefe, Frontgeschwindigkeit,

Erosionsverhalten) werden hergeleitet. Basierend auf den so gewonnenen Resultaten wird eine neue empirische Geschiebetransportformel entwikkelt. Mit diesem neuen Ansatz kann die maximale Transportleistung bis zu sehr steilen Gefällen abgeschätzt werden.

Die Versuchsresultaten erlauben die Ableitung eines Murgangentstehungskriteriums, welches den kritischen Oberflächenabfluss in Funktion des Gefälles und eines charakteristischen Korndurchmessers definiert. Anhand von Daten aus gut dokumentierten Naturereignissen wird das entwickelte Entstehungskriterium teilweise validiert.

Die Modellähnlichkeit und die Übertragung der Labordaten auf natürliche Verhältnisse bilden eine der grössten Herausforderungen und Schwierigkeiten der heutigen Murgangforschung. In der vorliegenden Arbeit wird gezeigt, welche Kräfteverhältnisse bei den verschiedenen am Phänomen Murgang beteiligten Prozessen eine Rolle spielen und welche Modelleffekte berücksichtigt werden müssen.

Summary

Debris flows are important natural phenomena, which significantly shape mountain landscapes all over the world. Due to their activity they frequently represent a hazard for human life and infrastructure, and consequently they are often considered to be natural chatastrophes. All over the world many lives are lost due to debris-flow activity. In the last decades a considerable international effort was undertaken to study these natural phenomena and to prevent major disasters.

Debris flows are instationary two-phase flows, whose appearence and flow characteristics are dependent on their material composition and water content. Depending on their material composition it is possible to differentiate between granular and viscous debris flows. The present study deals with granular debris flow, for which the cohesive materials do not play an important role.

This experimental study focusses on the initiation mechanisms of granular debris flows in a gully. Two mechanisms were analysed: debris-flow initiation due progressive erosion of a channel bed and debris-flow initiation due to natural dam collapse in a channel. The first mechanism could be systematically studied under variation of the most important parameters.

Numerous experiments were run in a new laboratory flume under optimally controlled and reproducible conditions.

The predifined goals of the study could mainly be achieved. The experiments increased our knowledge of the processes taking place during debris-flow initiation, allow the development of a threshold criterion for granular debris flows, and furnish quantitative relationships between initiation conditions and debris-flow characteristics.

Debris-flow initiation due to progressive erosion of the channel bed is characterised by a rapid transition from bed-load transport, to hyperconcentrated flow to a mature debris-flow motion. An important peculiarity of the phenomenon is the formation of a debris-flow front with a large solid concentration. The experiments have highlighted the central importance of the water for the initiation and motion of a granular debris flow. Quantitative relationships between initiation parameters (channel slope, surface- and ground-water supply, material characteristics) and debris-flow characteristics (flow depth, front velocity, erosion capacity) could be developed. Based on the experimental results it was possible to develop a new empirical bed-load formula, which allows the evaluation of the maximum transport capacity for very steep channels.

The experimental results further allow the formulation of a threshold criterion for the initiation of granular debris flow. The critical surface runoff for debris-flow initiation is defined as a function of the channel slope and of the characteristic grain size of the bed material. Basing on pretty well documented natural debris flow it was possible to partially validate the threshold criterion developed.

Scaling laboratory results up to prototype conditions represents one of the major problems and big challenges of the current debris-flow research. In the present study the forces characterising the processes involved in debris-flow initiation and motion are presented and the possible scaling effects are evaluated.

Riassunto

Le regioni montagnose di tutto il mondo ed i loro paesaggi sono in vasta misura caratterizzate dalla presenza di colate detritiche. Spesso le colate detritiche rappresentano un pericolo importante per la vita dell'uomo e per le infrastrutture, tanto che vengono sovente definite come pericoli

naturali. A causa di questi fenomeni naturali perdono la vita annualmente in tutto il mondo molte persone. Per meglio capire questi fenomeni e per poter sviluppare delle misure di protezione adeguate, importanti sforzi di ricerca sono stati compiuti a livello mondiale negli ultimi decenni.

Le colate di detriti sono dei deflussi bifasici, le cui caratteristiche di scorrimento dipendono essenzialmente dalla loro composizione e dalla loro concentrazione volumetrica della fase solida. A seconda della composizione si possono distinguere flussi detritici di tipo viscoso e flussi detritici di tipo granulare. Nell'ambito della presente ricerca sono stati studiati i deflussi detritici granulari, per i quali le frazioni solide più fini (argille) hanno un'importanza trascurabile.

Il presente studio è centrato sui meccanismi d'innesco delle colate detritiche. In particolare sono stati analizzati due meccanismi d'innesco tipici per i torrenti. L'innesco delle colate a seguito dell'erosione progressiva di una coltre di materiale detritico rappresenta il punto centrale del presente studio sperimentale. Questo meccanismo è stato studiato variando in modo sistematico i parametri principali responsabili dell'innesco. Il secondo meccanismo studiato è l'innesco di una colata di detriti a seguito della formazione di una serra naturale temporanea in un torrente. I numerosi esperimenti sono stati effettuati in un canale sperimentale con delle condizioni controllate e riproducibili.

Gli scopi prefissi sono stati raggiunti in massima misura. Oltre ad un miglioramento delle conoscenze dei processi è stato possibile sviluppare un criterio quantitativo per l'innesco delle colate di tipo granulare nonchè delle relazioni quantitative tra le condizioni d'innesco e le caratteristiche principali delle colate detritiche.

L'innesco di una colata a seguito dell'erosione progressiva di una coltre di materiale detritico è caratterizzata da una rapida trasformazione da un deflusso con trasporto solido di fondo, a un deflusso iperconcentrato fino ad una colata detritica vera e propria. Questa trasformazione è caratterizzata da un progressivo e rapido aumento della concentrazione di materiale solido in corrispondenza del fronte del deflusso. Caratteristica fondamentale di una colata di detriti di tipo granulare è la formazione e la presenza di un fronte ad alta concentrazione in materiale solido. Lo studio ha sottolineato l'importanza centrale dell'acqua sia per la fase d'innesco sia pure per la dinamica della colata. Sono pure state sviluppate delle relazioni quantitative tra le condizioni d'innesco (pendenza del torrente, afflusso d'acqua superficiale e afflusso d'acqua di falda, caratteristiche del materiale) e le caratteristiche della colata (profondità di deflusso, velocità

del fronte, capacità erosiva). Sulla base dei dati raccolti è pure stato possibile sviluppare una nuova formula empirica per il calcolo del trasporto solido massimo in un torrente.

I risultati sperimentali permettono lo sviluppo di un criterio d'innesco delle colate detritiche di tipo granulare. L'afflusso d'acqua necessario per l'innesco di una colata è una funzione della pendenza del torrente e di un diametro caratteristico del materiale detritico. Grazie ai dati di alcuni eventi naturali è stato possibile compiere una convalidazione parziale del criterio d'innesco sviluppato in laboratorio.

La similitudine di modello e l'applicabilità dei dati ottenuti in laboratorio a delle condizioni di prototipo rappresentano oggigiorno una delle difficoltà maggiori nel campo della ricerca sulle colate di detriti. Nel presente lavoro è stata compiuta un'analisi delle forze che caratterizzano i differenti fenomeni che partecipano all'innesco e allo sviluppo delle colate detritiche di tipo granulare. È pure stata compiuta una valutazione degli effetti di modello da tenere in considerazione.

1 Einleitung

1.1 Der Begriff Murgang

Murgänge sind mehrphasige, instationäre, ein breites Spektrum an Erscheinungsbildern aufweisende, terrestrische Massenumlagerungsprozesse, die wegen ihres Wasseranteils ein fluidähnliches Verhalten zeigen und die gleichzeitig verschiedene rheologische Verhaltensmuster aufweisen können.
Jedes einzelne Ereignis unterscheidet sich mehr oder weniger stark von allen anderen. Eine Folge von mehreren Murgängen am 24.9.1994 im Ritigraben bei Grächen (Kanton Wallis) ist beispielhaft für diese eigenartige Charakteristik. Die innerhalb einiger Stunden im selben Gerinne auftretenden Murgänge zeigten völlig unterschiedliche Fliesseigenschaften. Diese variierten von einem hoch turbulenten, schnellen bis zu einem laminaren, viskosen und langsamen Fliessen.

Murgänge lassen sich dank ihrer Materialzusammensetzung und ihrem Verhältnis zwischen solider und fluider Phase von anderen terrestrischen Massenumlagerungsprozessen qualitativ unterscheiden. Die Übergänge zu anderen Prozessen (Geschiebetransport, hyperkonzentrierter Abfluss, Rutschung, Gerölllawine, Schlammstrom) sind dennoch fliessend und heutzutage sind noch keine allgemeingültige quantitative Kriterien bekannt, die eine zweifellose und saubere Abtrennung der verschiedenen Phänomene ermöglichen.

In diesem Zusammenhang ist die Murgangdefinition von Johnson (1970) sehr zutreffend: *„a debris flow is a gravity induced mass movement intermediate between landslide and waterflooding, with mechanical characteristics different from either of these processes".*

1.2 Definitionen und Klassifikationen

Es gibt grundsätzliche Schwierigkeiten beim Aufstellen eines physikalisch fundierten, aussagekräftigen, umfassenden Klassifikationssystems für Massenumlagerungsprozesse. Entsprechend sind die im üblichen Gebrauch und in der Fachliteratur gängigen Definitionen der einzelnen Prozesse ziemlich schwammig und nicht immer deckungsgleich.
Die grösste Schwierigkeit liegt darin, dass man die einzelnen Prozesse zu klassifizieren versucht, ohne genaue Kenntnisse ihrer physikalischen Ge-

setzmässigkeiten zu haben. Das liegt in der Natur der Forschung, und man muss so lange mit mehreren unvollständigen und unscharfen Klassifikationen leben, bis die physikalischen Grundgesetze aller zu klassifizierenden Phänomene bekannt sind. Aus diesem Grund werden immer wieder neue Klassifikationsansätze vorgeschlagen, die für eine bestimmte Zeit der Forschung dienen, bis sie dank neuer Erkenntnisse überholt oder verbessert werden.
Einen guten Einblick in die Klassifikationsproblematik von Massenumlagerungsprozessen gibt Hansen (1984).

1.2.1 Massenumlagerungsprozesse

Massenumlagerungsprozesse sind ein Oberbegriff für Massenbewegungen einerseits und Massentransporte andererseits.
Bei Massentransporten wird die Masse (Felsblöcke, Lockermaterial, Erdgut, organische Materialien) durch ein Transportmittel oder Träger befördert. Als Träger findet man meistens Wasser, aber auch Luft oder Eis können als Fördermittel dienen. Ein klassischer Massentransport ist z.B. der fluviale Geschiebetrieb.
Bei Massenbewegungen dagegen bewegt sich die Masse von selbst unter der Einwirkung der Gravitationskraft, und kein Träger ist vorhanden. Typische Beispiele sind Felsstürze oder Erdrutsche.
Es gibt aber Phänomene, für welche eine eindeutige Zuordnung zum einen oder zum anderen Prozess schwierig oder gar nicht möglich ist. Dies ist der Fall für einige Fliessphänomene (siehe Hansen, 1984), unter anderen für Murgänge. Es ist ein Streitpunkt, ob Murgänge eher zu den Massenbewegungen oder zu den Massentransporten gezählt werden sollen.

1.2.2 Murgänge und verwandte Phänomene

Murgänge und andere verwandte Erscheinungen (wie z.B. Schnee- und Gerölllawinen, hyperkonzentrierte Abflüsse, Schlammströme) können unter dem Begriff „mehrphasige Strömungen" zusammengefasst werden.
Die verschiedenen Erscheinungen werden normalerweise mit folgenden Parametern unterschieden und klassifiziert:

- *Materialzusammensetzung der festen Phase* (Lockermaterialien verschiedener Fraktionen, organische Substanz unterschiedlicher Natur, Eis, Schnee);
- *Feststoffkonzentration*;
- *Charakteristika der fluiden Phase* (reines Wasser, Wasser mit Tonsuspension, Luft).

Diese drei Faktoren bestimmen massgeblich die Bewegungsart, das Fliessverhalten und die Fliessparameter. Indirekt bestimmen also die drei genannten Faktoren auch das Erosionsvermögen und das Ablagerungsverhalten der verschiedenen Phänomene, die ihrerseits –via veränderte Materialzusammensetzung und Feststoffkonzentration– die Fliesscharakteristika mitsteuern. Die ständigen Wechselwirkungen zwischen Fliesscharakteristika und bestimmenden Faktoren verleihen all den genannten Erscheinungen den typischen, sehr dynamischen und wechselhaften Charakter.
Typisch für Murgänge ist es, dass das Verhältnis zwischen fester und fluider Phase, sowie die Materialzusammensetzung innerhalb eines Murschubes variieren.
Dank der oben zitierten Faktoren ist es auch möglich, verschiedene Murgangtypen untereinander qualitativ grob zu unterscheiden.

Eine auf semiquantitative rheologische Eigenschaften der Fluide basierende Klassifikation von Fliessphänomenen ist von Pierson und Costa (1987) vorgeschlagen worden. Auch eine solche Klassifikation ermöglicht eigentlich nicht, ein Murgangereignis gesamthaft zu klassifizieren, weil die Fliesszustände innerhalb einer Murgangwelle zeitlich und räumlich variabel sind. Während zum Beispiel die Murgangfront durch ein feuchtes (nicht gesättigtes) granulares Fliessen gekennzeichnet sein kann, nimmt die Feststoffkonzentration mit zunehmendem Abstand von der Front mehr oder weniger stark ab, so dass sich das Fliessverhalten ständig ändert. Eigentlich findet man in einem Murgang Fliessverhaltensmuster, die für feuchtes oder gesättigtes granulares Fliessen, hyperkonzentrierten Abfluss resp. für Geschiebetransport charakteristisch sind. Zusammenfassend kann man sagen, dass sich ein Murgang oft nicht durch ein einzelnes rheologisches Verhalten beschreiben lässt.
Dies ist wahrscheinlich einer der Gründe, worum eine einheitliche und eindeutige Klassifizierung von Murgängen noch nicht gelungen ist.

1.3 Forschungsprojekt des ETH-Rates

In Rahmen eines Forschungsprojektes des ETH-Rates wird an vier Instituten des ETH-Bereiches seit 1995 Forschung im Bereich Murgänge betrieben. Untersucht werden Entstehung, Fliessdynamik und Ablagerungsverhalten von Murgängen. Zur Anwendung kommen sowohl physikalische als auch numerische Simulationsmodelle und theoretische Überlegungen.
Auslöser für diese Forschungstätigkeit war das Unwettergeschehen vom Sommer 1987, das in verschiedenen Regionen der Schweizer Alpen katastrophale Murgänge verursachte. Die darauffolgende Analyse der Unwet-

terschäden (vgl. z.B. VAW, 1992) brachte die Problematik der Murgangtätigkeit ans Tageslicht, und man stellte fest, dass grosse Wissenslükken vorhanden waren, die nur mit einer gezielten Forschungstätigkeit gefüllt werden können.
Viele der im Sommer 1987 ausgelösten Murgänge entstanden in hochalpinen Zonen, oft in periglazialen Gebieten. Die allgemeinen Befürchtungen betreffend die globalen Klimaänderungen und um den möglichen Rückzug des Permafrostes in höhere Lagen haben deshalb die Notwendigkeit der Erforschung der Murgangtätigkeit im Alpenraum weiter vergrössert. Vermutet hat man einen engen Zusammenhang zwischen globaler Temperaturzunahme und Zunahme der Murgangtätigkeit und des entsprechenden Schadenausmasses.

1.4 Ziele dieser Arbeit

An der VAW wurde im Rahmen des genannten Forschungsprojektes des ETH-Rates die Murgangentstehung im Gerinne experimentell untersucht. Die Ziele dieser Arbeit sind:

- Qualitative Untersuchung der Murgangentstehung im Gerinne und Verbesserung des Prozessverständnisses. Insbesondere sollen die an der Murgangentstehung beteiligten Prozesse und die bestehenden Wechselwirkungen erkannt und beschrieben werden.
- Erkennung der massgebenden Parameter, welche die Murgangentstehung im Gerinne steuern.
- Entwicklung eines quantitativen Murgangentstehungskriteriums.
- Entwicklung von quantitativen Beziehungen zwischen Enstehungsbedingungen und Murgangcharakteristika.
- Untersuchung der Übertragbarkeit der im Labor gewonnenen Resultate auf natürliche Verhältnisse.

Angesichts des breiten Spektrums von Murgangtypen wurde für die Durchführung der experimentellen Untersuchung beschlossen, sich auf einen bestimmten Murgangtyp zu konzentrieren. Gewählt wurde der granulare Murgangtyp, welcher im Alpenraum relativ häufig auftritt. Bei diesem Murgangtyp spielen die Feinanteile eine untergeordnete Rolle.

2 Murgangentstehung

2.1 Einführung

Die Entstehung von Murgängen ist eines der Gebiete, die von der Murgangforschung bis heute am wenigstens untersucht wurden. Diese Tatsache hat wahrscheinlich mehrere Ursachen. Zum einen entstehen Murgänge meistens in schwer zugänglichen Regionen, so dass direkte Beobachtungen sehr schwierig oder sogar nicht möglich sind. Es fehlen deshalb sowohl qualitative Beschreibungen der Phänomene als auch quantitative Daten über die auslösenden Prozesse. Weiter sind die Verhältnisse in den Anrissgebieten meistens so komplex und die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Faktoren so vernetzt, dass eine (qualitative aber vor allem quantitative) Analyse der stummen Zeugen nach einem Ereignis sehr schwierig ist. Zum letzten muss noch erwähnt werden, dass dem Praktiker exakte Kenntnisse der Physik der Entstehungsbedingungen eher von untergeordnetem Interesse erscheinen.
In der Natur sind die Entstehungsbedingungen von Murgängen sehr komplex (Rösli und Schindler, 1990). Dies hat einen engen Zusammenhang mit dem Bodenaufbau, der eine räumlich sehr wechselhafte Struktur aufweist. Der Boden bildet sich ja aus den Wechselwirkungen verschiedener Faktoren (Geologie, Geländemorphologie, Klima, Vegetation, Zeit) und jeder Boden ist von diesen Faktoren verschiedenartig geprägt. Jeder Boden ist praktisch ein Individuum mit einzigartigen Eigenschaften. Aus diesen Gründen folgt naturgemäss, dass auch jeder entstandene Murgang ein einmaliges Individuum ist. Wie für jedes sich entwickelnde Phänomen spielen für einen Murgang nicht nur die Entstehungsbedingungen eine wesentliche Rolle, sondern auch die Randbedingungen während Entwicklung und Fortpflanzung prägen seine Charakteristiken. Das ist ein weiterer wichtiger Grund für die Einmaligkeit jedes einzelnen Murganges.

Die erwähnte Komplexität stellt eine der grössten Schwierigkeiten für eine aussagekräftige Nachbildung der Entstehungsbedingungen im Labor dar. Auch eine theoretische Analyse dieser Prozesse ist aus demselben Grund erschwert, so dass heutzutage theoretisch gut fundierte Erklärungen für die Entstehung weitgehend fehlen.

2.2 Entstehungsmechanismen und -bedingungen

2.2.1 Klassifizierungsansätze

Wie einführend gesagt, können Murgänge als Grenzphänomene zwischen sehr intensivem Geschiebetransport und Rutschungen betrachtet werden. Diese unscharfe Klassifizierung der Fliessdynamik findet ihr Pendant in der Klassifizierung der Entstehungsprozesse. In der Literatur findet man nämlich zwei Ansätze für die Einteilung der verschiedenen Entstehungsarten:

- *Klassifizierung nach dem Entstehungsort,* mit der grundsätzlichen Unterscheidung zwischen Entstehung im Gerinne oder am Hang;
- *Klassifizierung nach dem massgebenden Mechanismus,* mit den Hauptmechanismen der progressiven Erosion infolge Oberflächenabflusses oder der bodenmechanischen Instabilität.

Beide Klassifizierungsansätze spiegeln den oben erwähnten, unscharfen Charakter von Murgängen wieder: die Entstehung im Gerinne und diejenige infolge progressiver Erosion kommen aus der Betrachtung eines Murganges aus der Sicht des intensiven Geschiebetransportes. Die Entstehung an einem Hang oder infolge bodenmechanischer Instabilität basiert auf der Vorstellung, ein Murgang sei eine „verflüssigte" Rutschung.
Dementsprechend haben zum heutigen Wissensstand im Bereich Murgangentstehung vor allem zwei Bereiche der Wissenschaft Wesentliches beigetragen:

- *Fluiddynamik und Hydraulik;*
- *Bodenmechanik.*

2.2.2 Klassifizierung nach dem Entstehungsort

Takahashi (1981) und Sassa (1984b) unterscheiden zwischen zwei Murgangtypen in Abhängigkeit des Entstehungsortes:

- Murgänge, die in einem Gerinne entstehen;
- Murgänge, die an einem Hang entstehen.

Sassa (1984b) erkennt in beiden Fällen denselben physikalischen Mechanismus, der zur Entstehung eines Murganges führt, und zwar eine plötzliche Bildung von Porenwasserüberdruck im Boden mit nachfolgendem, totalem Abbau der effektiven Spannungen. Diesen Zustand kennt man in der Bodenmechanik unter dem Begriff Bodenverflüssigung.
Die für eine Bodenverflüssigung nötigen Bedingungen sind aus der Bodenmechanik bekannt (siehe z.B. Lang und Huder, 1994). In Prinzip soll die Belastung so schnell und die Durchlässigkeit so klein sein, dass sich in einem vollkommen oder nur teilweise gesättigten Boden Porenwas-

serüberdrücke bilden können, bevor das Wasser wegen des Überdruckes die Poren verlassen kann.
Im Gegensatz zu Sassa ordnet Takahashi (1981) den zwei genannten Entstehungstypen verschiedene physikalische Prozesse zu. Bei Murgängen des Gerinne-Typs erkennt er zwei auslösende Prozesse: Bodenverflüssigung und progressive Erosion. Im Falle von Murgängen des Hang-Types erkennt er eine bodenmechanische Instabilität als massgebende Ursache.

Die Klassifizierung nach dem Entstehungsort bietet den Vorteil, dass sie eine schnelle Zuordnung verschiedener Ereignisse ermöglicht. Auf der anderen Seite ist eine solche Klassifizierung wenig aussagekräftig betreffend der an der Entstehung beteiligten physikalischen Mechanismen.

2.2.3 Klassifizierung nach dem massgebenden Mechanismus

Im Gegensatz zur Klassifizierung nach dem Entstehungsort ermöglicht eine Klassifizierung nach dem massgebenden auslösenden Mechanismus einen sofortigen Einblick in die physikalischen Ursachen der Murgangentstehung, ganz unabhängig davon, ob ein Murgang in einem Gerinne oder an einem Hang entsteht.

Johnson und Rodine (1984) unterscheiden zwei Mechanismen, die zur Murgangentstehung führen:
- *Entstehung infolge einer Rutschung.* Dabei können entweder ein einzelner oder verschiedene Schübe entstehen.
- *Entstehung durch progressive Erosion.*

Diese Trennung geht aus der durch Feldbeobachtungen bestätigten Hypothese hervor, dass die für Murgänge charakteristische hohe Konzentration an Feststoffen bei voller Sättigung der fliessenden Masse grundsätzlich auf zwei Wegen erreicht werden kann. Entweder wird eine sich bewegende, anfänglich nicht gesättigte Masse mit der Zeit wassergesättigt (durch Wasserzufuhr oder durch Reduktion des Porenvolumens) oder die Feststoffkonzentration eines Wasserabflusses nimmt durch Erosion ständig zu.
Diese grundlegende Unterscheidung wird von anderen Autoren übernommen und ergänzt oder verfeinert (siehe z.B. Griffiths et al., 1997 und Iverson et al., 1997).

Takahashi (1991) unterscheidet primär zwischen zwei Mechanismen:
- *mechanische Instabilität eines dichten Bodens;*
- *mechanische Instabilität eines leicht gepackten Bodens*, der in sich zusammenfällt und dessen Porosität so stark abnimmt, dass alle Poren gesättigt werden. Dieser Mechanismus wird auch von Sassa (1984b) be-

schrieben und kann mit dem Begriff Bodenverflüssigung gekennzeichnet werden.

Der erste Mechanismus wird vom selben Autor noch verfeinert, wobei folgende Mechanismen differenziert werden:

- *Erscheinen oder Anstieg eines Oberflächenabflusses in einem Gerinne;*
- *Verflüssigung einer rutschenden Erdmasse;*
- *Versagen eines natürlich geschütteten Erddammes.*

Diese prozessbasierte Klassifikation neigt eher zu einer quantitativen Beschreibung der beteiligten Prozesse.

2.3 Zentrale Rolle des Wassers

Die zentrale Rolle des Wassers bei der Entstehung von Murgängen ist offensichtlich. Verschiedene Autoren haben mittels Feldbeobachtungen und theoretischer Überlegungen den Zusammenhang zwischen Niederschlägen und dem Auftreten von Murgängen aufgezeigt.

Eine gute Zusammenstellung der verschiedenen Einflüsse des Wassers auf die Stabilität eines Hanges hat z.B. Cojean (1994) gemacht. Er unterscheidet folgende wichtige Aspekte:

- *Erosionsprozesse* durch den auf den Boden aufprallenden Regen und Oberflächenabfluss;
- *Abnahme der inneren Scherfestigkeit* eines Bodens infolge Abnahme der kapillaren Spannung;
- *Abnahme der inneren Scherfestigkeit* eines Bodens infolge Anstieg des Grundwasserspiegels;
- *Aufbau von Porenwasserüberdrücken* infolge Bodendeformationen.

Iverson et al. (1997) betrachten die Murgangentstehung infolge Rutschung und unterstreichen, dass alle zur Beschreibung der Murgangentstehung entwickelte Modelle eine volle Sättigung des Materials voraussetzen.

2.4 Ansätze einer umfassenden Klassifizierung

Ausgehend von der grundlegenden Unterscheidung zwischen Entstehung infolge bodenmechanischer Instabilität und Entstehung infolge progressiver Erosion, soll hier eine umfassende Klassifizierung aller bekannten und schon beschriebenen Entstehungsmechanismen und Entstehungsursachen vorgeschlagen werden. In den folgenden Kapitel wird auf die einzelnen Mechanismen näher eingegangen.

- Entstehung infolge bodenmechanischer Instabilität.
  - *Innere Ursache*
  - *Äussere Ursache*
- Entstehung infolge progressiver Erosion.
  - *Plötzliche Niederschläge*
  - *Schnee- oder Eisschmelzen*
  - *Veränderung eines subglazialen Abflusssystems*
  - *Ausbruch einer Wassertasche im Gletscher oder eines Gletschersees*
  - *Blockade eines Gerinnes durch eine Rutschung und Überlaufen des aufgestauten Wassers*

Diese Unterscheidung zwischen mechanischer Instabilität und progressiver Erosion ist von zentraler Bedeutung, denn die zwei Mechanismen führen zu unterschiedlichen Gefährdungsbildern. Beide sind von eigenen Gesetzmässigkeiten gesteuert, und die physikalischen Parameter zu ihrer Beschreibung sind unterschieden. Bei der bodenmechanischen Instabilität spielen Parameter eine wesentliche Rolle, die nicht primär von der Grösse und den Beschaffenheiten des Einzugsgebiets abhängig sind (Bodenart, Bodenaufbau, Sättigungsgrad). Bei der hydraulischen Belastung, dagegen, spielen auch gebietsspezifische Parameter eine wichtige Rolle (Oberflächenabfluss).

2.5 Entstehung infolge bodenmechanischer Instabilität

2.5.1 Übergang einer rutschenden Masse in einen Murgang

Nach Terzaghi (1950) kann eine bodenmechanische Instabilität entweder durch eine innere oder durch eine äussere Ursache hervorgerufen werden:

- äussere Ursachen resultieren in einer Zunahme der auf dem Boden wirkenden Spannungen (die Belastung wird grösser);
- innere Ursachen resultieren in einer Verminderung der inneren Scherfestigkeit des Bodens (der Widerstand wird kleiner).

Gelegentlich treten die beiden Ursachen kombiniert auf.

Nicht alle bodenmechanischen Instabilitäten führen zu einem Murgang resp. gehen in einen Murgang über. Ob eine destabilisierte, rutschende Masse sich in einen Murgang entwickeln kann, hängt theoretisch von verschiedenen Parametern ab. Sicherlich spielt die Morphologie der Rutschung und des umliegenden Geländes eine wesentliche Rolle. Weitere wichtige Parameter sind die Materialzusammensetzung, der Verdich-

tungsgrad des Bodens (bedingt durch seine Geschichte), die Struktur des Bodens und die Menge des vorhandenen Wassers.
Nach Iverson et al. (1997) ist der Deformationsgrad der sich bewegenden Masse der entscheidende Faktor zur Unterscheidung zwischen Rutschung und Murgang. Die Bewegung einer Rutschung ist eher steif, mit grossen Deformationsraten an den Gleitflächen. Demgegenüber ist die Bewegung eines Murgang eher fluidähnlich, und grosse Deformationen kennzeichnen die ganze sich bewegende Masse. Damit kann man im allgemeinen sagen, dass der Übergang einer Rutschung in einen Murgang durch eine progressive Zunahme der Deformationsraten innerhalb der destabilisierten Masse charakterisiert ist. In diesem Sinne existiert eine ganze Reihe von Phänomenen zwischen Rutschungen und Murgängen, welche die zwei Extrema darstellen.
Iverson et al. geben die allgemeinen Kriterien an, die für die Entstehung eines Murganges infolge Rutschung erfüllt werden müssen. Diese sind:

- mechanische *Instabilität*;
- teilweise oder vollständige *Verflüssigung* infolge des Anstiegs der Porenwasserdrücke, der die mechanische Instabilität verursacht oder begleitet;
- *Umwandlung* der kinetischen Energie der Rutschung in Vibrationsenergie (granulare Temperatur) des Murganges.

Dabei spielen Porenwasser(über)drücke und granulare Temperatur eine wesentliche Rolle. Die theoretischen Überlegungen, die dieser Analyse zugrundeliegen und die einige quantitative Aussagen erlauben, basieren grundsätzlich auf einer Betrachtung der Stabilität einer unendlich langen Böschung und stammen deshalb aus der Bodenmechanik.
Keine quantitative Aussagen werden dagegen über die Transformation kinetischer Energie in granulare Temperatur gemacht. Es wird einfach gesagt, dass die rutschende Masse eine gewisse Distanz zurücklegen muss, bis sie ein fluidähnliches Verhalten aufweisen kann. Folgt der Anrisszone unmittelbar eine zu flache Strecke, dann kann sich die Rutschung nicht in einen Murgang umwandeln.

2.5.2 Innere Ursachen der Instabilität

In der Natur kann man verschiedene Faktoren erkennen, die zu einer progressiven Schwächung der inneren Scherfestigkeit eines Bodens führen können:

- *Innere Erosion*. Es handelt sich dabei um eine Ausschwemmung von Körnern durch fliessendes Wasser aus einem durchlässigen Boden mit progressiver Schwächung des Gefüges. Diese Erscheinung manifestiert sich, wenn das sogenannte Filterkriterium nicht erfüllt ist (vgl. z.B. Lang und Huder, 1994). Nach Sassa (1984a, 1984b) kann die innere

Erosion eine entscheidende Rolle bei der Schwächung des Bodengefüges spielen, die zur Murgangbildung führen kann .
- *Verwitterung.* Infolge chemischer oder physikalischer Einwirkung kann die Festigkeit eines Bodens reduziert werden (Sticher, 1991).
- *Auftauen des Permafrostes.* Infolge Schmelzprozesse verlieren gefrorene Böden an Festigkeit, was zu grossen Instabilitäten führen kann (vgl. z.B. Arenson und Springman, 1997).
- *Veränderung der chemischen Struktur eines bindigen Bodens.* Diese Veränderungen führen zu einer progressiven Abminderung der Kohäsion in sogenannten sensitiven Böden. Costa und Schuster (1988) behaupten, dass sensitive Böden eher selten sind und dass sie normalerweise auf flachem Gelände anzutreffen sind. Aus diesem Grund sollten sich bodenmechanische Instabilitäten, welche infolge Veränderung der chemischen Struktur entstehen, selten in einen Murgang umwandeln können.

In allen vier Fällen ist die progressive Abminderung der Bodenfestigkeit ein relativ langandauernder Prozess.

2.5.3 Äusseren Ursachen der Instabilität

Verschiedene äussere Einflüsse führen zu einer Zunahme der Belastung und einer eventuellen Destabilisierung eines Bodens. Die häufigsten sind:
- Anstieg des Grundwasserspiegels;
- Aufbau von Porenwasserüberdrücken;
- Abbau der kapillaren Spannungen infolge eindringender Wasserfront;
- Plötzliche Belastung infolge Rutschung, Steinschlag, Wasserabfluss, Erdbeben, Windstoss, Vibrationen von Baumwurzeln.

Die experimentellen Untersuchungen von Reid et al. (1997) zeigen diverse hydrologische Randbedingungen auf, die zu einer mechanischen Destabilisierung eines Hanges führen, aus der sich ein Murgang entwickeln kann. Die beschriebenen Randbedingungen sind:
- Örtlicher Grundwasserzufluss;
- Langandauernde Regen niedriger Intensität;
- Kurze, heftige Regenschauer.

In Abhängigkeit vom massgebenden Prozess weisen die auftretenden Instabilitäten unterschiedlichen Charakter auf, d.h. sie sind mehr oder weniger ausgedehnt und haben unterschiedliche Gleitflächen. Ob die rutschende Masse sich tatsächlich in einen Murgang umwandelt, hängt von den im Kap. 2.5.1 beschriebenen Bedingungen ab.

Das Modell von Takahashi (1980b, 1991) zur Beschreibung der Murgangentstehung basiert auf einer bodenmechanischen Betrachtung. Ausgehend

von einer Stabilitätsanalyse einer idealen, unendlich langen Böschung stellt der Autor verschiedene Grenzzustände für die Murgangentstehung auf. Dabei sind die wichtigsten Randbedingungen:

- Der Boden ist homogen aufgebaut und kohäsiv oder kohäsionslos;
- Der Boden ist vollkommen gesättigt;
- Eine hangparallele Oberflächenströmung herrscht;
- Allfällige Einflüsse von Geschiebetransport und Porenwasserüberdrükke werden vernachlässigt.

Takahashi kann mit seinem Modell folgende Transport- oder Bewegungsarten unterscheiden:

- Geschiebetransport;
- Nicht vollausgebildete Murgänge (immature debris flow);
- Vollausgebildete Murgänge;
- Rutschungen.

Der Fall einer plötzlichen Entlastung, die zu einer Verflüssigung des Bodens führt, wird von Foda et al. (1997) beschrieben. Sie simulieren in einem horizontalen Laborkanal die plötzliche Entleerung eines Sees infolge Dammbruchs. Im Experiment wird der abrupte Dammbruch mit dem Entfernen einer vertikalen Absperrplatte nachgebildet. Auf der Damminnenseite besteht die horizontale Kanalsohle aus einem tonhaltigen, 30 cm mächtigen Boden ($d_m = 50$ µm), der zum Zeitpunkt des Dammbruchs vollkommen gesättigt ist. Mittels einer Serie von im siltigen Boden plazierten Drucksensoren können Foda et al. den räumlichen und zeitlichen Druckverlauf während dem plötzlichen Dammbruch messen. Sie stellen fest, dass während etwa einer Sekunde nach der plötzlichen Entlastung der Boden komplett verflüssigt ist (keine effektiven Spannungen vorhanden). Danach finden ein progressiver Abbau der Porenwasserüberdrücke und eine Konsolidierung des Bodens statt.

2.6 Entstehung infolge progressiver Erosion

Es gibt verschiedene Ursachen, die zu einer mehr oder weniger plötzlichen Belastung einer Hangpartie oder eines Bachbettes durch Oberflächenwasser und zu einer progressiven Erosion führen können. Sie wurden schon von mehreren Autoren beschrieben:

- Plötzliche Niederschläge. Diese verursachen die Bildung eines Oberflächenabflusses, welcher –durch die Geländemorphologie in enger Kanäle gesammelt– zu einer hydraulischen Belastung einer Lockermaterialsohle führt. Verschiedene Autoren haben die Entstehung von Murgän-

gen in der Natur auf diesen Mechanismus zurückgeführt (z.B. Haeberli und Naef, 1988 und Griffiths et al., 1997).

- Schnee- oder Eisschmelze. Wird infolge Wärmeeinbruches oder vulkanischer Tätigkeit eine plötzliche Eis- oder Schneeschmelze verursacht, kann es zur Bildung eines bedeutenden Oberflächenabflusses und zur Auslösung von Murgängen kommen. Beispiele von solchen Naturereignissen findet man in Waitt (1995) oder in Wenshou und Cunhai (1992).
- Veränderung eines subglazialen Abflusssystems. Wird ein Gletscherbach plötzlich verlegt, dann kann es zur hydraulischen Belastung eines Hanges oder eines Gerinnes kommen, die vorher noch nie in dieser Art belastet wurden (Haeberli und Naef, 1988).
- Ausbruch einer Wassertasche eines Gletschers oder Ausbruch eines Gletschersees. Solche natürlichen Phänomene treten nach Haeberli (1983) in den Schweizer Alpen mit einer zweijährlichen Frequenz auf, und weisen oft ein grosses Schadenpotential auf.
- Blockade eines Gerinnes durch seitliche Rutschung und Überlaufen des aufgestauten Wassers. In der Literatur findet man verschiedene Beispiele dieses Entstehungsmechanismus, das sehr oft katastrophale Folgen hat (vgl. z.B. Blown und Church, 1985, Clague et al., 1985, Costa und Schuster, 1988, Vuichard und Zimmermann, 1987 und Yesenov und Degovets, 1979)

Bei allen diesen Prozessen ist der massgebende, zur Murgangentstehung führende Mechanismus derselbe, und zwar die durch einen Oberflächenabfluss hervorgerufene, progressive fluviale Erosion der oberen Lockermaterialschichten. Charakteristische Merkmale der einzelnen Situationen sind die verschiedenartige Bildung des Oberflächenabflusses und der entsprechend unterschiedliche Verlauf der Ganglinie. Der Verlauf der Ganglinie des Oberflächenabflusses ist ein massgebender Parameter für die Entstehung und Fortpflanzung einer Murgangwelle und für ihre Fliesseigenschaften (vgl. Kap. 7).

Zentraler Teil der vorliegenden Arbeit bildet die Murgangentstehung auf einem unvorbelasteten Hang oder in einem unvorbelasteten Gerinne, d.h. das Lockermaterial ist homogen und bildet eine annähernd ebene Sohle (keine gröbere Deckschicht und keine Sohlenstruktur). Zum besseren Verständnis der unter diesen Bedingungen ablaufenden Prozesse werden deshalb in den nächsten Abschnitten die wesentlichen theoretischen Grundlagen zusammengefasst, welche die Abflussverhältnisse und die Stabilität solcher steilen Gefällsbereichen charakterisieren.

2.6.1 Hydraulik grosser Gefälle

Zwei Grundsituationen können bei grossem Gefälle unterschieden werden:

- *Hang oder Gerinne mit annähernd ebener Sohle*, die hydraulisch noch nicht belastet wurden und dessen Sohle aus (mehr oder weniger) homogenem Material besteht. Diese morphologischen Formen entstehen z.B. durch Lockermaterialakkumulation an den Füssen von steilen Felswänden.
- *Wildbach mit strukturierter Morphologie*, der hydraulisch belastet und durch Oberflächenabfluss massgebend strukturiert wurde. Diese steilen Wildbäche sind charakterisiert durch grosse Rauigkeiten, relativ kleine Abflusstiefen, starke Abpflasterung und stark strukturierte Sohle. Diese Strukturen sind in der Natur sehr mannigfaltig. In Funktion vom Gefälle unterscheidet z.B. Schälchli (1991) sechs verschiedene Sohlenstrukturen von Wildbächen im Gefällsbereich zwischen 0,9 und 26,1°.

Beide Situationen sind durch komplexe Fliessverhältnisse charakterisiert, und die für flache Gefälle entwickelten Fliessgesetze können nicht mehr ohne weiteres angewendet werden. Verschiedene Autoren haben deshalb versucht, mit empirischen oder halb-empirischen Ansätzen die für flache Gefälle entwickelten Fliessgesetze an die veränderten Randbedingungen anzupassen.

Im allgemeinen kann man sagen, dass in steilen Bereichen eine Abweichung vom (theoretisch hergeleiteten) logarithmischen Fliessgesetz stattfindet. Die für diese Abweichung verantwortlichen Hauptfaktoren sind:

- Gefälle;
- Rauigkeit;
- Durchlässigkeit des Untergrundes und Interaktionen zwischen Oberflächen- und Grundwasser;
- Luftaufnahme (Zwei-Phasen-Strömung).

Der Einfluss der einzelnen Faktoren ist beim aktuellen Stand der Kenntnisse noch nicht vollständig verstanden und heutzutage gibt es noch keine allgemeingültige Ansätze, welche den kombinierten Einfluss all dieser Faktoren auf die Geschwindigkeitsverteilung berücksichtigen.

- *Das logarithmische Fliessgesetz*

Basierend auf der Theorie über den Prandtl'schen Mischungsweg und auf den Versuchsresultaten von Nikuradse (1933) hat Keulegan (1938) das universelle Geschwindigkeitsgesetz für die Geschwindigkeitsverteilung in einem idealen Gerinne (unendlich breit, ebene Sohle, gleichförmiger Abfluss und grosse relative Rauigkeit k_s/h) unter vollturbulenten und hydraulisch rauen Verhältnissen entwickelt.

- *Rolle des Gefälles und der Rauigkeit*

Bei steilen Gefällen treten wegen der grösseren hangparallelen Komponenten der Gravitationskraft naturgemäss höhere Fliessgeschwindigkeiten auf. Demzufolge ergeben sich im Vergleich zu flacheren Gefällen kleinere Abflusstiefen. Bei gleichem Sohlenmaterial resultieren deshalb bei steilen Gefällen grössere relative Rauigkeiten. Diese Tendenz wird durch die in steilen Gerinnen meistens gröberen Kornzusammensetzung verstärkt. Aus diesem Grund kann unter natürlichen Verhältnissen bei einer Erhöhung des Gefälles mit einer gleichzeitigen Vergrösserung der relativen Rauigkeit gerechnet werden. Anders ist es bei künstlichen Gerinnen (z.B. Hochwasserentlastungen von Talsperren), wo man auch kleinere relative Rauigkeiten findet. Die Einflüsse des Gefälles und der Rauigkeit auf die Fliessverhältnisse werden oft kombiniert untersucht.

Bathurst (1988) zeigt anhand von Naturmessungen, dass bei grossen relativen Rauigkeiten ($h/d_{84} < 4$) und breiter Kornverteilung des Sohlenmaterials ein S-förmiges Geschwindigkeitsprofil herrscht. Seine Vermutung, dass grosse relative Rauigkeiten und breite Kornverteilung Voraussetzungen für eine derartige Geschwindigkeitsverteilung seien, wird von Ferro und Baiamonte (1994) anhand von Laboruntersuchungen bestätigt.

- *Rolle der Durchlässigkeit des Untergrundes*

Ist ein durchlässiger Untergrund vorhanden (so wie es in einem natürlichen Fluss oder Bach meistens der Fall ist), dann entstehen Wechselwirkungen zwischen dem Oberflächen- und dem Grundwasser. In Abhängigkeit des im Untergrund herrschenden hydraulischen Gradientes fliesst Wasser in den Untergrund hinein (abwärts gerichtete Sickerströmung), vom Untergrund heraus (aufwärts gerichtete Sickerströmung) oder es fliesst gar kein Wasser durch die Grenzfläche Boden-Wasser hindurch.
Verschiedene experimentelle Untersuchungen (Nakagawa et al., 1988, Oldenziel und Brink, 1974 und Wedemann 1977) haben gezeigt, dass der Impulsaustausch zwischen Oberflächen- und Grundwasser einen merklichen Einfluss auf die Strömungsverhältnisse im Oberflächenabfluss ausübt. Besonders sind die Geschwindigkeitsverteilung (welche nicht mehr logarithmisch ist) und der Turbulenzgrad in Sohlennähe betroffen. Dementsprechend werden auch die Stabilität des Einzelkornes, der Erosionsbeginn und der Geschiebetransport beeinflusst.

Wedemann (1977) hat in seinen experimentellen Untersuchungen zeigen können, dass durch abwärts gerichtete Sickerströmung das Geschwindigkeitsprofil im Gerinne vergleichmässigt wird (grössere Geschwindigkeiten in Sohlennähe) und sich dadurch die mittlere Geschwindigkeit erhöht.

Eine abwärts gerichtete Sickerströmung bewirkt auch eine Verkleinerung des Turbulenzgrades in Sohlennähe. Die Versuche wurden auf horizontaler Sohle ($J = 0\%$) durchgeführt.
Ähnliche Auswirkungen auf die Geschwindigkeitsverteilung haben auch Oldenziel und Brink (1974) in ihren experimentellen Untersuchungen zeigen können.

Basierend auf einen theoretischen Ansatz für die Sohlschubspannung leiten Nakagawa et al. (1988) ein Geschwindigkeitsgesetz ab, welches den Einfluss einer (aufwärts oder abwärts gerichteten) Sickerströmung berücksichtigt. Das Resultat ihrer theoretischen Überlegungen ist ein sogenanntes bi-logarithmisches Fliessgesetz, welches, bei verschwindender Sickerströmung, in das von Keulegan vorgeschlagene Geschwindigkeitsgesetz übergeht. Das vorgeschlagene Modell beschreibt gut die von denselben Autoren durchgeführten Versuche, welche unter turbulenten Bedingungen und flachem Gefälle ($J = 0.20..0.33\%$) mit einkörnigen Sandfraktionen durchgeführt wurden.

- *Luftaufnahme*

Der Prozess der Luftaufnahme und der Bildung eines belüfteten Abflusses wird von Press und Schröder (1966) oder auch von Scheuerlein (1968) sehr gut beschrieben. Bei sehr turbulenten Abflusszuständen ist der gesamte Fliessquerschnitt turbulent verwirbelt und die Turbulenz tritt auch an der freien Oberfläche zutage. Die turbulenten Querimpulse können derart stark werden, dass einzelne Wassertropfen aus der fliessenden Flüssigkeit herausgeschleudert werden. Diese fallen wieder auf die Flüssigkeit zurück und ermöglichen dabei das Eindringen von Luft in die Fluidoberfläche. Die hohe Turbulenz sorgt für die Verteilung der eingedrungenen Luft über die Abflusstiefe. Es entsteht somit eine Zwei-Phasen-Strömung, in welcher die Luftkonzentration mit der Höhe über der Sohle ständig abnimmt.
Die Luftdurchmischung bewirkt eine Erhöhung der Abflusstiefe.

2.6.2 Wirkende Kräfte

In diesem Kapitel werden die Kräfte kurz beschrieben, welche im allgemeinen Fall einer instationären Oberflächenströmung an einem Einzelkorn wirken. Betrachtet sei dabei eine mit Winkel Θ geneigte ebene Sohle.

- *Gravitation*

Die durch die Erdanziehung hervorgerufene Gravitationskraft kann für einen Körper, dessen Dichte ρ_S ist, folgendermassen angegeben werden:

$$G = \rho_S \cdot V \cdot g. \tag{2.1}$$

Dabei stellen g die Gravitationsbeschleunigung und V das Körpervolumen dar.

- *Einwirkungen umliegender Körner*

Auf die ein Korn umgebenden Körner wirken statische und dynamische Kräfte (genau diejenigen, die in diesem Kapitel beschrieben werden). Falls diese Körner in Berührung mit dem betrachteten Einzelkorn sind, dann werden diese Kräfte mindestens teilweise übertragen und wirken für das Einzelkorn als externe Kräfte, die wesentlich zu seinem Kräftegleichgewicht beitragen können. Diese Kräfte wirken senkrecht zur Berührungsebene zweier Körner.
Die resultierende Kraft kann als die Summe aller auf das Einzelkorn einwirkenden Kräfte definiert werden:

$$\overline{N} = \sum \overline{N}_i. \tag{2.2}$$

Bei grossen Gefällen wirkt vor allem die hangparallele Komponente der Gravitation auf das flussabwärts liegende Korn.
Diese Kräfte sind in den meisten Fällen sehr schwierig zu quantifizieren, denn die statischen Systeme sind meistens überbestimmt (die Körner liegen praktisch nicht ideell auf drei Punkten auf, sondern auf mehreren).

- *Korn zu Korn Reibung*

Im allgemeinen kann man zwischen statischer und dynamischer Reibung unterscheiden. Beide wirken tangential zur Berührungsebene zweier Körper und wirken einer allfälligen oder tatsächlichen Bewegung entgegen. Beide Kräfte lassen sich als Funktion der normal zur Berührungsebene wirkenden Kraft $\overline{N}_i$ ausdrücken:

$$\overline{T}_i = \mu \cdot \overline{N}_i, \tag{2.3}$$

wobei μ ein statischer (μ_S) bzw. ein dynamischer (μ_D) Reibungskoeffizient ist. Der Reibungskoeffizient ist von den Oberflächenbeschaffenheiten der beiden sich berührenden Körper abhängig.
Die Resultierende aus allen einwirkenden Reibungskräften kann folgendermassen definiert werden:

$$\overline{T} = \sum \overline{T}_i. \tag{2.4}$$

- *Druckkraft*

Diese Kraft ist die Resultierende aus allen auf das Korn wirkenden Druckkräften, welche durch die fluide Phase ausgeübt werden. In einer allgemeinen Form kann diese Kraft folgendermassen definiert werden:

$$D = \int_A p(x,y,z)dA \ . \tag{2.5}$$

Falls die Druckkräfte sowohl in der Oberflächenströmung als auch im (wassergesättigten) Untergrund hydrostatisch verteilt sind, entspricht diese Druckkraft dem hydrostatischen Auftrieb und kann wie folgt ausgedrückt werden:

$$D = \rho_F \cdot g \cdot V \cdot \cos\Theta, \tag{2.6}$$

wobei ρ_F die Dichte des Fluides und V das Körpervolumen bezeichnen. Der hydrostatische Auftrieb wirkt immer in Richtung des grössten Druckgradienten. Im Falle einer hangparallelen Oberflächenströmung wirkt er demzufolge senkrecht zur Sohle.

- *Hydrodynamische Kräfte*

Hydrodynamische Kräfte resultieren aus den Einwirkungen der Strömung auf das Korn. Diese werden normalerweise in zwei Komponenten zerlegt: die eine in Fliessrichtung (sogenannte Schleppkraft, F_D) und die andere senkrecht dazu (hydrodynamische Auftriebskraft, F_L). Beide können folgendermassen ausgedrückt werden:

$$F_D = \frac{\rho_W}{2} \cdot A_D \cdot C_D \cdot v_D^2, \tag{2.7}$$

$$F_L = \frac{\rho_W}{2} \cdot A_L \cdot C_L \cdot v_L^2. \tag{2.8}$$

Dabei sind A_D und A_L die senkrecht zur Strömungsrichtung exponierten Flächen, v_D und v_L die massgebenden Fliessgeschwindigkeiten, C_D und C_L die Formkoeffizienten.
Die Bestimmung dieser an einem Einzelkorn wirkenden Kräfte ist sehr schwierig. Einerseits sind die Fliessverhältnisse bei sehr steilen Gefällen und durchlässigem Untergrund so komplex, dass mit den heutigen Kenntnissen eine zuverlässige Ermittlung der massgebenden Geschwindigkeiten noch nicht möglich ist. Zweitens sind die empirisch ermittelten Werte der Formkoeffizienten mit grossen Unsicherheiten behaftet.

- *Impulsübertragung durch Wasser oder Geröll*

Wenn die Oberflächenwasserwelle über einer Lockermaterialschicht fliesst, gibt es eine Impulsübertragung vom fliessenden Wasser auf die einzelnen Körner. Diese kann in folgender Form dargestellt werden:

$$F_{FS} = \frac{dI_F}{dt} = m_F \cdot \frac{dv_F}{dt} \quad , \tag{2.9}$$

wobei F_{FS} die Impulskraft der Flüssigkeit auf die Körner, I_F der Impuls der Flüssigkeit, m_F ihre Masse und v_F ihre Geschwindigkeit sind.
Wird dagegen der Impuls von einem sich bewegenden zu einem ruhenden Korn übertragen, dann lautet die entsprechende mathematische Beschreibung wie folgt:

$$F_{SS} = \frac{dI_S}{dt} = m_S \cdot \frac{dv_S}{dt} \quad . \tag{2.10}$$

Dabei stellt F_{SS} die Impulskraft des sich bewegenden auf das ruhende Korn, I_S den Impuls des Kornes, m_S seine Masse und v_S seine Geschwindigkeit dar.

- *Kohäsion*

Diese Kräfte haben eine grosse Bedeutung für bindige Böden. Sie beeinflussen entscheidend die Stabilität und den Erosionswiderstand. Sie haben dagegen praktisch keine Bedeutung für granulare Materialien, welche keine Tonfraktion enthalten. Auf diese Kräfte soll also hier nicht näher eingegangen werden.

- *Oberflächenspannungen und Adhäsion*

Die auf mikroskopischer Ebene zwischen Molekülen verschiedener Fluide und Feststoffe wirkenden elektrostatischen Kräfte können sich auch im makroskopischen Bereich bemerkbar machen. Zwei der makroskopischen Erscheinungen dieser mikroskopischen Kräfte sind die an einer Wasserfläche wirkenden Oberflächenspannungen und die zwischen Wasser und Festkörpern wirkenden Adhäsionskräfte. Aus diesen Kräften resultiert eine sogenannte scheinbare Kohäsion zwischen den Lockermaterialpartikeln.
Eine scheinbare Kohäsion zwischen Körnern tritt nur bei nichtgesättigten Verhältnissen auf. Nach Flühler (1991) kann die infolge Oberflächenspannung und Adhäsion hervorgerufene Anziehungskraft zwischen zwei kugelförmigen Körnern folgendermassen bestimmt werden:

$$K_A = \sigma \cdot \pi \cdot R_2 \cdot (1 - \frac{R_2}{R_1}). \qquad (2.11)$$

Dabei ist σ die Oberflächenspannung von Wasser. R_1 und R_2 sind die zwei massgebenden Krümmungsradien und werden in Fig. 2.1 definiert. Dabei muss beachtet werden, dass R bei konvexer Wasseroberfläche positiv, bei konkaver dagegen negativ definiert wird. In der in Fig. 2.1 dargestellte Situation ist $R_1 < 0$ und $R_2 > 0$.

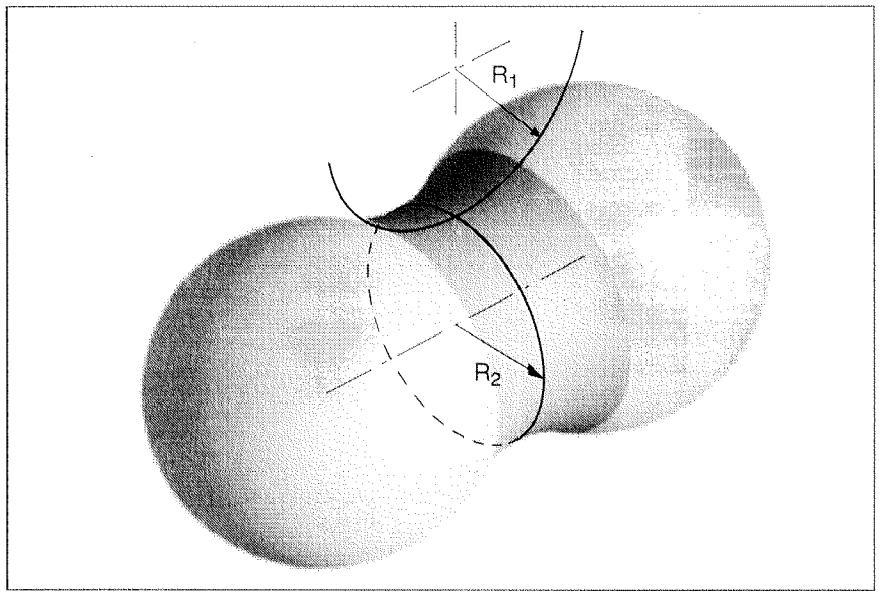


Fig. 2.1: Anziehungskraft zwischen zwei kugelförmigen Körnern (nach Flühler, 1991)

2.6.3 Sohlenstabilität

Wie in den vorhergehenden Kapiteln dargelegt wurde, sind die Fliessbedingungen und Kräfteverhältnisse an einem Einzelkorn bei steilen Gefällen sehr komplex und nur z.T. erforscht und bekannt. Es ist deshalb noch nicht möglich, für steile Gefälle die Sohlenstabilität mit den Fliess- und Kräfteverhältnissen in Beziehung zu setzen. Ansätze wie derjenige von Shields für den Bewegungsbeginn bei flachen Gefällen sind deshalb bei steileren Gefällen fraglich.
Aufgrund dieser noch nicht überwindbaren Schwierigkeiten haben einige Forscher Ansätze entwickelt, welche auf einem empirisch ermittelten direkten Zusammenhang zwischen Bewegungsbeginn und einem kritischen Oberflächenabfluss (q_c) oder einer kritischen mittleren Fliessgeschwindigkeit basieren.
Ein erster Ansatz dieser Art wurde von Schoklitsch (1962) entwickelt:

$$q_c = 0.26 \cdot (s-1)^{1.67} \cdot d_{40}^{1.5} \cdot J^{-1.17}. \qquad (2.12)$$

Dieser kann in eine dimensionslose Form umgewandelt werden:

$$q_c^* = \frac{q_c}{d_{40}^{1.5} \cdot g^{0.5} \cdot (s-1)^{0.5}} = 0.26 \cdot (s-1)^{1.17} \cdot g^{-0.5} \cdot J^{-1.17}. \qquad (2.13)$$

Dabei ist s das Dichteverhältnis zwischen Feststoff und Fluid, g die Erdanziehung und J das Gefälle. Wird für s einen Wert von 2.65 angenommen, dann kann der dimensionslose kritische Abfluss als Funktion des Gefälles alleine ausgedrückt werden:

$$q_c^* = 0.149 \cdot J^{-1.17}. \qquad (2.14)$$

Der Schoklitsch-Ansatz basiert dennoch auf theoretische Überlegungen: zur Ermittlung des kritischen Abflusses für den Bewegungsbeginn hat er die dimensionslose Schubspannung Θ_c nach Shields mit dem Strickler-Gesetz für die mittlere Fliessgeschwindigkeit kombiniert.
Anhand experimenteller Versuche haben einige Autoren diesen Ansatz modifiziert. Für den Transportbeginn im Gefällsbereich zwischen 0,25 und 20% schlagen Bathurst et al. (1987) für Einkornmaterial folgende Gleichung vor:

$$q_c^* = \frac{q_c}{d_{50}^{1.5} \cdot g^{0.5} \cdot (s-1)^{0.5}} = 0.117 \cdot J^{-1.12}. \qquad (2.15)$$

Als massgebender Korndurchmesser schlagen die Autoren d_{50} vor. Der mit Gl. 2.15 bestimmte Oberflächenabfluss charakterisiert denjenigen Fliesszustand, bei welchem einzelne Körner aus einer Lockermaterialsohle erodiert werden aber noch keine allgemeine Bewegung der Körner stattfindet.
Nach Whittaker und Jäggi (1986) kann der kritische Abfluss für die Stabilität von Blockrampen lockerer Bauweise mit folgender Beziehung angegeben werden:

$$q_c^* = \frac{q_c}{d_{65}^{1.5} \cdot g^{0.5} \cdot (s-1)^{0.5}} = 0.257 \cdot J^{-1.167}. \qquad (2.16)$$

Als massgebender Korndurchmesser wird in diesem Fall d_{65} vorgeschlagen. Dieser Abfluss charakterisiert die Zerstörung der Rampe und beschreibt deshalb eine allgemeine Bewegung der Körner. Der Gültigkeitsbereich dieser Formel liegt zwischen 5 und 25%.
Nimmt man eine relativ einheitliche Kornverteilung an, dann sind d_{50} und d_{65} annähernd gleich gross. Ein Vergleich der Gleichungen 2.15 und 2.16 zeigt, dass für eine vollständige Zerstörung einer Deckschicht und die damit verbundene komplette Erosion der Sohle ein etwa doppelt so grosser Abfluss nötig ist wie zum Erodieren einzelner Körner aus der Sohle.

2.7 Empirische und semi-empirische Modelle

Mit empirischen oder semi-empirischen Modellen haben viele Forscher versucht, Korrelationen zwischen Regenintensität und/oder -dauer sowie dem Auftreten von Murgängen aufzustellen. Ziel dieser Modelle ist vor allem die Vorhersage von Murgängen für die Einrichtung von Warn- und Evakuierungssystemen. In einigen Ernstfällen kamen solche Systeme schon zum Einsatz (siehe z.B. Keefer et al., 1987).
Diese Modelle haben nur lokale Gültigkeit, d.h. die kritischen Niederschläge (sei es ihre maximale Intensität, ihre Dauer, der Vorregen oder Kombinationen davon) für das Auftreten von Murgängen sind gebietsspezifische Grössen, die nicht ohne weiteres auf andere Regionen übertragen werden können. Diese regionalen Richtwerte müssen sogar mit der Zeit neu definiert und an die veränderten Bedingungen in den Auslösegebieten angepasst werden Takahashi (1991). Die Langzeitdisposition eines Auslösegebietes kann sich so stark ändern, dass sich die Schwellenwerte für das Auftreten von Murgängen mit der Zeit markant verändern.
Es gibt aber auch Versuche, ausgehend von weltweit gesammelten Daten, globale empirische Modelle aufzustellen (Caine, 1980). Diese globalen Modelle haben nur einen Vergleichscharakter und dürfen nicht auf spezifische lokale Verhältnisse angewendet werden.
Eine weitere Schwierigkeit oder Schwachstelle vieler dieser Modelle ist die Definition des Auftretens von Murgängen. Einige Autoren definieren als kritische Niederschläge diejenige Kombination der wichtigsten Niederschlagsgrössen, die mindestens einen Murgang auslöst (Wieczorek, 1987). Andere verlangen für die kritische Niederschläge, dass mehrere Murgänge ausgelöst werden (Cannon und Ellen, 1985).

2.7.1 Dauer-Intensitätsmodelle

Seit den siebziger Jahren haben mehrere Forscher empirische Zusammenhänge zwischen Regendauer und/oder -intensität und Murgangentstehung entwickelt.

Pang (1997) hat anhand von langjährigen Beobachtungen in der Gegend von Peking empirische Zusammenhänge zwischen dem Auftreten von Murgängen einerseits und 3-Tage-Vorregen bzw. 1-Stunde-Regenintensität andererseits aufgestellt. Als Hauptursache für die Entstehung von Murgängen erkennt er die Niederschläge und ihre räumliche und zeitliche Verteilung. Andere wichtige Elemente seien die Vegetation, der Boden, die physikalischen Eigenschaften des Lockermaterials, und die Grundwasserspiegelschwankungen. Wesentlich für die Entstehung sei die Sättigung des Bodens. Die untersuchten Murgänge sind vom viskosen Typ.

Mit seinem Modell kann Pang ein operatives, abgestuftes Warn- und Evakuierungssystem erstellen, das sich auf zwei Parameter stützt: 3-Tage-Vorregen und 1-Stunde-Regenintensität.

Takahashi (1991) beschreibt die Verhältnisse am Kamikamihori Tal und stellt fest, dass das Auftreten von Murgängen eher mit der Regenintensität als mit dem Vorregen gut korreliert. Die Wahrscheinlichkeit der Murgangentstehung wächst bedeutend, wenn die 10-Minuten Regenintensität 4 mm übersteigt, und Murgänge treten sicherlich auf, wenn die Regenintensität in 10 Minuten 7 mm erreicht. Dies war die Situation in den siebziger Jahren. In den achtziger Jahren scheinen die Grenzniederschläge eher grösser zu sein. Die Zusammenhänge sind aber nicht mehr so deutlich. Die Ursache dieses Trendwechsels ist wahrscheinlich eine tiefgreifende Umgestaltung des Gerinnes infolge eines heftigen Murganges am 22. August 1979. Zusätzlich ist es auch möglich, dass die schleichende Veränderung des hydrologischen Systems infolge einer kleinen Eruption des Mount Yakedake im Jahre 1962 sich erst nach 20 Jahren deutlich spürbar gemacht hat. Takahashi bemerkt noch, dass das Auftreten von Murgängen im Kamikamihori Tal sehr gut mit dem Erscheinen von Oberflächenwasser im Gerinne korreliert.
Dies ist ein klares Beispiel, dass Wildbachsysteme dynamisch sind und dass die Bedingungen für die Murgangentstehung im Verlaufe der Zeit variieren können.

Eine direkte Abhängigkeit zwischen Murgangaufkommen und Regenintensität konnte auch von Vischer (1997) am Lauigraben bei Simplon-Dorf qualitativ festgestellt werden. Am 24. September 1994 haben nämlich eine Serie von Murschüben grosse Schäden am Lauigraben und an der Brücke der Kantonsstrasse angerichtet. Der Beobachter konnte feststellen, wie kurz nach einer Zunahme der Regenintensität ein neuer Murschub im Gerinne auftrat.

Es ist interessant zu bemerken, dass der von Takahashi beschriebene, granulare Murgangtyp andere Gesetzmässigkeiten bezüglich Auftreten zeigt, als die eher viskosen Murgänge. Bei den ersten scheint die Regenintensität kurz vor dem Ereignis die entscheidende Rolle zu spielen. Bei den anderen, dagegen, hat das Vorregen und demzufolge der Sättigungsgrad des Bodens einen wesentlichen Einfluss.

Zimmermann et al. (1997) untersuchen in ihrer Arbeit die Murgangaktivität in der Schweiz. Ihre Analyse der Niederschlagsschwellenwerte für die Murgangauslösung basiert auf 113 Regenereignissen (wovon 66 Murgänge ausgelöst haben) in den verschiedenen Regionen der Schweizer Al-

pen. Aus ihrem Datensatz erkennen sie regionale Unterschiede der Niederschlagsschwellenwerte. Für inneralpine und randalpine Regionen schlagen sie deshalb zwei unterschiedliche Dauer-Intensitätsfunktionen vor. Die Unterschiede zwischen den zwei Regionen können nach Zimmermann et al. vermutlich auf das unterschiedliche Niederschlagsregime zurückgeführt werden. Als massgebende Niederschlagsintensität für die Dauer-Intensitätsfunktion schlagen sie die mittlere Intensität während des Niederschlagsereignisses vor.
In ihrem Datensatz erkennen Zimmermann et al. eine bimodale Verteilung der Niederschlagsdauer, die zur Auslösung von Murgängen führt. Danach treten Murgänge entweder bei kurzen Niederschlägen hoher Intensität oder bei langandauernden Niederschlägen niedriger Intensität auf. Der erste Bereich weist eine Niederschlagsdauer zwischen 1 und 4 Stunden auf und repräsentiert die Gewitterniederschläge mit mittleren Niederschlagsintensitäten zwischen 20 und 100 mm/h. Der zweite weist eine Dauer zwischen 12 und 48 Stunden und entspricht langen Regenperioden niedriger Intensität (2 bis 20 mm/h). Bei einer Niederschlagsdauer zwischen 4 und 12 Stunden treten dagegen nur wenige Murgänge auf.

2.7.2 Tank-Modelle

Tank-Modelle wurden für die Modellierung des Regen-Abfluss-Geschehens eines Einzugsgebietes entwickelt. Sie wurden aber auch von verschiedenen Autoren als Modelle für die Entstehung von Murgängen oder Rutschungen angewendet.
Grundsätzlich stellen diese Modelle das hydrologische System eines Einzugsgebietes idealisiert dar. Modelliert werden vor allem folgende zwei Parameter: Wasserspeichervermögen des Bodens und Bodenabflusskoeffizienten. Als unabhängige Variable tritt die Regenintensität auf, und die abhängigen Variablen sind der Abfluss und der Wassergehalt im Boden. Die zwei letzten Grössen können mit dem Murganggeschehen in Beziehung gebracht werden.
Tank-Modelle sind sehr geeignete Werkzeuge zur Nachbildung der nichtlinearen Zusammenhängen zwischen Niederschlägen und Entstehung von Murgängen oder Auslösung von Rutschungen.

Michiue (1985) untersucht die Auslösung von Rutschungen und die Murgangentstehung in einem Einzugsgebiet in Japan. Er betont, dass Rutschungen oder Murgänge nicht direkt mit Niederschlägen korrelieren, sondern mit dem Wassergehalt im Boden. Dieser wird mit Hilfe eines dreistufigen Tank-Modells simuliert. Für die Entstehung von Murgängen müssen zwei Bedingungen erfüllt sein. Sowohl die Wassermengen im ersten und im zweiten Tank wie auch der momentane Abfluss aus dem ge-

samten Tanksystem müssen eine bestimmte, für das untersuchte Gebiet empirisch ermittelte Grenze überschreiten.
Interessanterweise hat Michiue beobachtet, dass die nötige Wassermenge zur Erzeugung eines Murganges im allgemeinen grösser ist als diejenige für die Auslösung einer Rutschung. Dies ist eine interessante empirische Bestätigung dafür, dass einer rutschenden Masse genügend Wasser beigefügt werden muss, damit der Übergang zu einem Murgang stattfinden kann (2.5.1).

Kobashi und Suzuki (1987) erkennen drei mit den Niederschlägen verbundene Faktoren, die bei der Murgangentstehung infolge Rutschung eine wesentliche Rolle spielen:
- Vorregen,
- Regenintensität kurz vor dem Ereignis,
- Regencharakteristika.

Wie auch Michiue (1985) unterstreichen Kobashi und Suzuki, dass das Auftreten von Murgängen direkt mit dem Wassergehalt im Boden korreliert. Für die Abschätzung des Wassergehaltes im Boden benutzen sie auch ein dreistufiges Tank-Modell. Das an Naturereignissen während 80 Jahren geeichte Modell erlaubt die Aufstellung eines Warnsystems.

Wilson und Wieczorek (1995) untersuchen die kritischen Bedingungen für die Auslösung von Murgängen infolge Rutschung in einem Einzugsgebiet in Kalifornien. Sie wenden ein einfaches Ein-Tank-Modell an. Dieser Tank wird mit der Regenintensität gefüllt und mit einer Rate drainiert, die dem Produkt Höhe des Wasserstandes im Tank mal Drainagekoeffizient entspricht. Erreicht der Wasserstand im Tank einen kritischen Wert, dann können ein oder mehrere Murgänge entstehen. In ihrem Modell berücksichtigen die Autoren auch den Vorregen. Ein Vergleich dieses Tank-Modells mit einem für dieselbe Gegend entwickelten Dauer-Intensitätsmodell zeigt, dass beide Modelle ähnliche kritische Niederschläge für die Murgangauslösung liefern.
Basierend auf langjährigen Feldbeobachtungen und -messungen im selben Einzugsgebiet können Wilson und Wieczorek (1995) auch eine Korrelation zwischen der Anzahl Murgänge und den Parametern des Tank-Modells aufstellen.
Die Autoren betonen, dass für die Aufstellung eines empirischen oder eines semi-empirischen Modells sowohl murgangauslösende wie auch nicht murgangauslösende Niederschlagereignisse nötig sind.

3 Rheologie von 2-Phasenströmungen

3.1 Einführung

Die Komplexität von 2-Phasenströmungen ist von vielen Autoren beschrieben worden und ihre Erforschung stellt heutzutage eine grosse Herausforderung dar (Hutter und Rajagopal, 1994, Hutter et al., 1996, Jaeger et al., 1996 und Julien und Lan, 1991). Diese Strömungen treten nämlich in verschiedenen Bereichen des täglichen Lebens auf (Lebensmittelindustrie, Förderungstechnik, Bauindustrie). Sie charakterisieren auch viele Naturphänomene, welche unsere Umgebung massgebend gestalten und entsprechend unsere Lebensbedingungen prägen. Lawinen, Rutschungen, Dichteströmungen und Murgänge gehören dazu.

In diesem Kapitel werden die wichtigsten theoretischen Grundlagen zur Beschreibung von 2-Phasenströmungen vorgestellt. Insbesondere wird das rheologische Verhalten von Murgängen kurz behandelt. Einen vertieften Einblick in die Rheologie von Murgängen und verwandten Phänomenen ermöglichen z.B. die einschlägigen Arbeiten von Chen (1987), Hutter (1995) und Iverson (1997).

3.2 Rheologie und Klassifikation

Das rheologische Verhalten eines Murganges hängt im Wesentlichen von der Materialzusammensetzung und von der Feststoffkonzentration im Abfluss ab. Verschiedene Autoren haben diesen Zusammenhang erkannt und aufgrund dieser zwei Parameter Klassifikationskriterien für Murgänge vorgeschlagen (z.B. Beverage und Culbertson, 1964 und O'Brien und Julien, 1985).
In der Literatur sind auch Klassifikationskriterien für Murgänge beschrieben, die direkt auf makroskopische rheologische Eigenschaften der Strömung basieren (Pierson und Costa, 1987). Ein anderer, auf der Rheologie basierender Klassifizierungsansatz wird von Julien und Lan (1991) vorgeschlagen. Dabei wird anhand von dimensionslosen Grössen zwischen viskosen und granularen Murgängen unterschieden.
Die grundsätzliche Unterscheidung zwischen viskosem und granularem Fliessverhalten einer 2-Phasenströmung wurde ursprünglich von Bagnold (1954) eingeführt. Diese basiert auf der Hypothese, dass in einer 2-Phasenströmung zwei Arten von Kräften auftreten: Trägheit der Feststoffe und Zähigkeit der fluiden Phase. In Abhängigkeit der Fluideigenschaften (Dichte, Viskosität), der Feststoffeigenschaften (Dichte, Korngrösse

und Kornverteilung), der Feststoffkonzentration und der herrschenden Schubspannung dominiert die eine oder die andere Kraft das Fliessverhalten.

3.3 Rheologische Modelle für Murgänge

Wie im Kap. 2 beschrieben wurde, können Murgänge auf zwei Arten entstehen:

- infolge progressiver Erosion einer Lockermaterialschicht durch einen Oberflächenabfluss oder
- infolge einer mechanischen Instabilität eines Bodens.

Im ersten Fall findet durch progressive Materialaufnahme ein allmählicher Übergang von einem Reinwasserabfluss zu einem Murgang statt. Das Fliessverhalten der entstehenden 2-Phasenströmung weicht mit zunehmender Feststoffkonzentration vom Verhalten eines Reinwasserabflusses ab und hängt mit der Beschaffenheit des erodierten Materials zusammen.
Im zweiten Fall geht ein ruhender Boden in einen Murgang über. Dabei verändert die Bodenmasse ihr rheologisches Verhalten. Das rheologische Verhalten der entstandenen Murgangwelle weist jedoch Analogien zu jenem des ursprünglich ruhenden Bodens auf.

Bevor einige wichtige rheologische Modelle zur Beschreibung des Fliessverhaltens von Murgängen vorgestellt werden, wird aus den oben erwähnten Gründen ein kurzer Einblick in die Rheologie von Wasser und Böden gegeben.

Das rheologische Verhalten von Wasser kann nach Newton folgendermassen ausgedrückt werden (vgl. z.B. Dracos, 1990):

$$\tau = \mu_W \cdot \dot{\gamma}. \tag{3.1}$$

Dieses Gesetz sagt, dass für Wasser ein linearer Zusammenhang zwischen (zäher) Schubspannung (τ) und Schergeschwindigkeit ($\dot{\gamma} = du/dy$) vorhanden ist. Der Proportionalitätsfaktor ist die dynamische Zähigkeit μ_W des Wassers. Fluide, für welche dieser lineare Zusammenhang gilt, werden newtonsche Flüssigkeiten genannt. Weicht dagegen das rheologische Verhalten von diesem linearen Zusammenhang ab, dann wird eine Flüssigkeit als nicht-newtonsch bezeichnet.
In einer turbulenten Reinwasserströmung tritt zusätzlich zu der erwähnten zähen Schubspannung eine sogenannte turbulente Schubspannung τ' auf, die als Funktion der mittleren Geschwindigkeitsschwankungen v_x' und v_y' angegeben werden kann (dargestellt in Press und Schröder, 1966):

$$\tau' = -\rho_W \cdot \overline{v_x' \cdot v_y'}. \tag{3.2}$$

Nach der Theorie über den Prandtl'schen Mischungsweg kann die turbulente Schubspannung auch in Funktion der Scherrate ausgedrückt werden:

$$\tau' = \rho_W \cdot l^2 \cdot \dot{\gamma}^2, \tag{3.3}$$

wobei l den sogenannten Mischungsweg darstellt. Nach Press ist bei ausgeprägten turbulenten Verhältnissen fast immer $\tau << \tau'$.

Geht ein fester Körper nach Überschreiten einer kritischen Schubspannung zum Fliessen über, dann wird sein Fliessverhalten ebenso als nicht-newtonsch bezeichnet. Dies ist auch der Fall für Böden, die nach einer Rutschung in einen Murgang übergehen können. Die kritische, zu überwindende Schubspannung (Bruchspannung τ_f) kann bekanntlich mit dem Bruchgesetz von Mohr-Coulomb beschrieben werden, welches in seiner einfachsten Form wie folgt ausgedrückt werden kann (vgl. z.B. Lang und Huder, 1994):

$$\tau_f = \tan\varphi \cdot (\sigma - p) + s. \tag{3.4}$$

Dabei sind φ der innere Reibungswinkel, σ die totale Druckspannung, p der herrschende Porenwasserdruck und s die Kohäsion des Bodens.

Zur Beschreibung des Fliessverhaltens von Murgängen (nicht-newtonsche Flüssigkeit) werden in der Literatur verschiedene Modelle vorgeschlagen. Rickenmann (1990) macht darauf aufmerksam, dass das rheologische Verhalten einer nicht-newtonschen Flüssigkeit in Abhängigkeit von der Scherrate durch unterschiedliche Modelle beschrieben werden kann. Der Autor fügt noch hinzu, dass jedes rheologische Modell nur eine Annäherung an das tatsächliche Verhalten des Fluides darstellt. Coussot et al. (1998) unterstreichen das unterschiedliche Fliessverhalten von verschiedenen Bereichen (Murgangfront, -körper und Endteil) innerhalb derselben Murgangwelle. Dies ist direkt von der unterschiedlichen Feststoffkonzentration innerhalb einer Murgangwelle abhängig.

3.3.1 Das Modell von Bagnold

In seiner grundlegenden theoretischen und experimentellen Untersuchung hat Bagnold (1954) das Fliessverhalten von granularen Medien in einem newtonschen Fluid untersucht. Zur Unterscheidung zwischen viskosem und granularem Fliessregime führt der Autor eine zur Reynolds-Zahl analoge dimensionslose Grösse ein:

$$N = \frac{\rho_S \cdot \lambda^{0.5} \cdot d^2}{\mu_F} \cdot \dot{\gamma}. \tag{3.5}$$

Sie stellt das Verhältnis zwischen Trägheit und Zähigkeit dar. Für $N > 450$ sind die Trägheitskräfte dominant, und die Bewegung der Flüssigkeit wird als vollinertial bezeichnet. Für $N < 40$ dominiert dagegen die Zähigkeit, und die Bewegung wird makroviskos genannt. Die vorkommenden Grössen sind die Feststoffdichte ρ_S, ein repräsentativer Korndurchmesser d, die Scherrate $\dot{\gamma}$, die dynamische Zähigkeit des Fluides μ_F und die lineare Feststoffkonzentration λ. Diese wird als Funktion der maximalen Feststoffkonzentration c^* und der tatsächlichen Konzentration c definiert:

$$\lambda = \left\{ \left(\frac{c^*}{c} \right)^{1/3} - 1 \right\}^{-1}. \tag{3.6}$$

Basierend auf theoretischen Überlegungen und auf den Resultaten seiner Experimenten schlägt Bagnold folgende Beziehungen für die Beschreibung des rheologischen Verhaltens von Wasser-Korn-Gemischen vor:
für das makroviskose Regime ($N < 40$):

$$\tau = 2{,}25 \cdot \lambda^{3/2} \cdot \mu_F \cdot \dot{\gamma} \tag{3.7}$$

und für das vollinertiale Regime ($N > 450$):

$$\tau = T + \tau', \tag{3.8}$$

mit

$$T = A \cdot \rho_S \cdot \lambda^2 \cdot d^2 \cdot \dot{\gamma}^2. \tag{3.9}$$

Dabei bezeichnet T die infolge intergranularer Stösse und τ' die infolge Turbulenzen in der Flüssigkeit resultierenden Schubspannungen. Letztere werden von Bagnold nicht näher erläutert. A ist ein empirisch zu ermittelnder Parameter.

Auffallend sind die Analogien der Gleichungen 3.7 und 3.9 zu den Gleichungen 3.1 und 3.3. Für den makroviskosen Bereich kann nämlich eine scheinbare Viskosität μ_V folgendermassen definiert werden:

$$\mu_V = 2{,}25 \cdot \lambda^{3/2} \cdot \mu_F \tag{3.10}$$

und Gl. 3.7 kann wie folgt umgeschrieben werden:

$$\tau = \mu_V \cdot \dot{\gamma}. \tag{3.11}$$

Dabei ist μ_V im Gegenteil zu μ_F (von Gl. 3.1) nicht konstant, sondern abhängig von der Feststoffkonzentration.

Für den vollinertialen Bereich kann die totale Schubspannung (τ) unter Berücksichtigung von Gl. 3.3 und 3.9 wie folgt formuliert werden:

$$\tau = (A \cdot \rho_S \cdot \lambda^2 \cdot d^2 + \rho_W \cdot l^2) \cdot \dot{\gamma}^2 \tag{3.12}$$

Die Analogie zu einer turbulenten Reinwasserströmung ist dabei eindeutig.

Basierend auf den Erkenntnissen von Bagnold hat Takahashi (1978, 1980a, 1987 und 1991) seine Theorie über das Fliessverhalten von Murgängen entwickelt.

3.3.2 Das generalisierte viskoplastische Modell von Chen

Chen (1987) erkennt in der Abwesenheit eines von der Scherrate unabhängigen Terms eine wichtige Schwachstelle des Modells von Bagnold. Er erweitert deshalb dieses Modell und schlägt folgende Beziehungen für die totalen Scherspannungen parallel bzw. senkrecht zur Fliessrichtung vor:

$$\tau_{xy} = s \cdot \cos\varphi + p \cdot \sin\varphi + \mu_1 \cdot \dot{\gamma}^n, \tag{3.13}$$

$$\tau_{yy} = -p + \mu_2 \cdot \dot{\gamma}^n. \tag{3.14}$$

Dabei sind φ der innere Reibungswinkel, s die Kohäsion und p der totale Druck. μ_1 und μ_2 sind experimentell zu bestimmende Parameter, die von der Feststoffkonzentration und anderen Feststoffeigenschaften (Kornform und -verteilung, Verformbarkeit) abhängig sind. In Anlehnung an Bagnold variiert der sogenannte Fliessverhaltensindex n zwischen 1 und 2 in Abhängigkeit davon, ob die Strömung makroviskos oder inertial ist. Bei sehr hoher Feststoffkonzentration kann n sogar Werte grösser als 2 annehmen.
Die in Gl. 3.13 enthaltenen von der Scherrate unabhängigen Terme entsprechen dem Bruchgesetz von Mohr-Coulomb:

$$q_f = s \cdot \cos\varphi + p \cdot \sin\varphi, \tag{3.15}$$

wo q_f den Deviator der Hauptspannungen beim Bruch darstellt. Diese ist eine zu Gl. 3.4 äquivalente Formulierung des Bruchkriteriums (vgl. z.B. Lang und Huder, 1994).
Bei dieser Formulierung des Fliessverhaltens kommt klar zum Ausdruck, dass Murgänge einen zwischen Wasserfluss und fliessendem Boden liegenden Charakter haben.

Das generalisierte viskoplastische Modell kann als Erweiterung und Verallgemeinerung einfacherer Modelle angesehen werden, so wie das Bingham-Modell oder das Coulomb-viskose Modell von Johnson (1965) (zitiert in Rickenmann, 1990). Beide Modelle haben ein Fliessverhaltenindex $n = 1$, und haben sich zur Beschreibung viskoser Murgänge als geeignet erwiesen. Dies ist konsistent mit den Ausführungen von Bagnold.

3.3.3 Das quadratische Modell von O'Brien und Julien

Basierend auf theoretischen Überlegungen und auf experimentellen Daten haben O'Brien und Julien (1985) das sogenannte quadratische rheologische Modell entwickelt:

$$\tau = \tau_y + \eta \cdot \dot{\gamma} + \zeta \cdot \dot{\gamma}^2. \tag{3.16}$$

Dies ist praktisch eine Kombination zweier Ansätze: demjenigen von Bingham und demjenigen vom Bagnold. Dabei bezeichnen τ_y die Binghamsche Schubspannung oder Fliessgrenze, η die dynamische Viskosität und ζ einen sogenannten turbulent-dispersiven Parameter. Die Terme in Gl. 3.16 haben folgende physikalische Bedeutung: (1) τ_y drückt die Kohäsion zwischen Körnern aus und stellt die minimale Schubspannung dar, welche zur Erzeugung einer Bewegung nötig ist, (2) $\eta \cdot \dot{\gamma}$ stellt die viskose Spannung zwischen Körnern und fluider Phase dar, und (3) $\zeta \cdot \dot{\gamma}^2$ berücksichtigt die Einflüsse der Turbulenz und der intergranularen Stösse (sogenannte dispersiver Druck nach Bagnold). Der turbulent-dispersive Parameter ζ ist folgendermassen definiert:

$$\zeta = \rho_M \cdot l_M^2 + A \cdot \rho_S \cdot \lambda^2 \cdot d^2, \tag{3.17}$$

wobei ρ_M und l_M die Dichte bzw. der turbulente Mischungsweg der Strömung sind. Abgesehen von der Definition der massgebenden Dichte und des massgebenden Mischungsweges ist der Parameter ζ identisch zum Proportionalitätsfaktor in Gl. 3.12.
Julien und Lan (1991) schlagen eine dimensionslose Form des quadratischen Modells vor:

$$\tau^* = 1 + (1 + T_d^*) \cdot A \cdot D_v^*. \tag{3.18}$$

Die drei vorkommenden dimensionslosen Grössen sind folgendermassen definiert:
τ^* ist eine dimensionslose Schubspannung:

$$\tau^* = \frac{\tau - \tau_y}{\eta \cdot \dot{\gamma}}. \tag{3.19}$$

D_v^* stellt das Verhältnis zwischen dispersiven und viskosen Kräften dar:

$$D_v^* = \frac{\rho_S \cdot \lambda^2 \cdot d^2}{\eta} \cdot \dot{\gamma}. \tag{3.20}$$

T_d^* ist das Verhältnis zwischen der turbulenten und der dispersiven Schubspannung:

$$T_d^* = \frac{\rho_M \cdot l_M^2}{A \cdot \rho_S \cdot \lambda^2 \cdot d^2}. \tag{3.21}$$

Basierend auf experimentellen Daten von verschiedenen Autoren können Julien und Lan (1991) aufgrund von D_v^* zwischen viskosen und inertialen Fliessverhältnissen unterscheiden. Für $D_v^* < 30$ ist die Strömung von der Viskosität dominiert und das quadratische Modell reduziert sich auf das Bingham'sche plastische Modell. Für $D_v^* > 400$ dominiert dagegen die Trägheit und das Fliessverhalten kann präzis genug mit dem Modell von Bagnold beschrieben werden. Im Übergangsbereich soll die reine Form des quadratischen Modells angewendet werden.
Die Rolle von T_d^* konnte aufgrund mangelnder experimenteller Resultate über den Mischungsweg l_M nicht untersucht werden.

4 Versuchseinrichtungen

4.1 Versuchsanlage

Die Versuchsanlage (Fig. 4.1 und Fig. 4.2) besteht im Wesentlichen aus drei Elementen: Versuchskanal, Wasserkreislauf und Messeinrichtungen. Der Versuchskanal ist eine Stahlkonstruktion, die auf einer fixen oberen und einer beweglichen unteren Stütze (Wagen) drehbar gelagert ist. Mit Elektromotoren kann der Kanal sowohl am oberen wie auch am unteren Ende in der Höhe verstellt werden, so dass verschiedene Neigungen (10° bis 40°) eingestellt werden können. Die Stahlkonstruktion ist so bemessen, dass die maximale Durchbiegung des Kanals bei voller Last 1 mm beträgt.

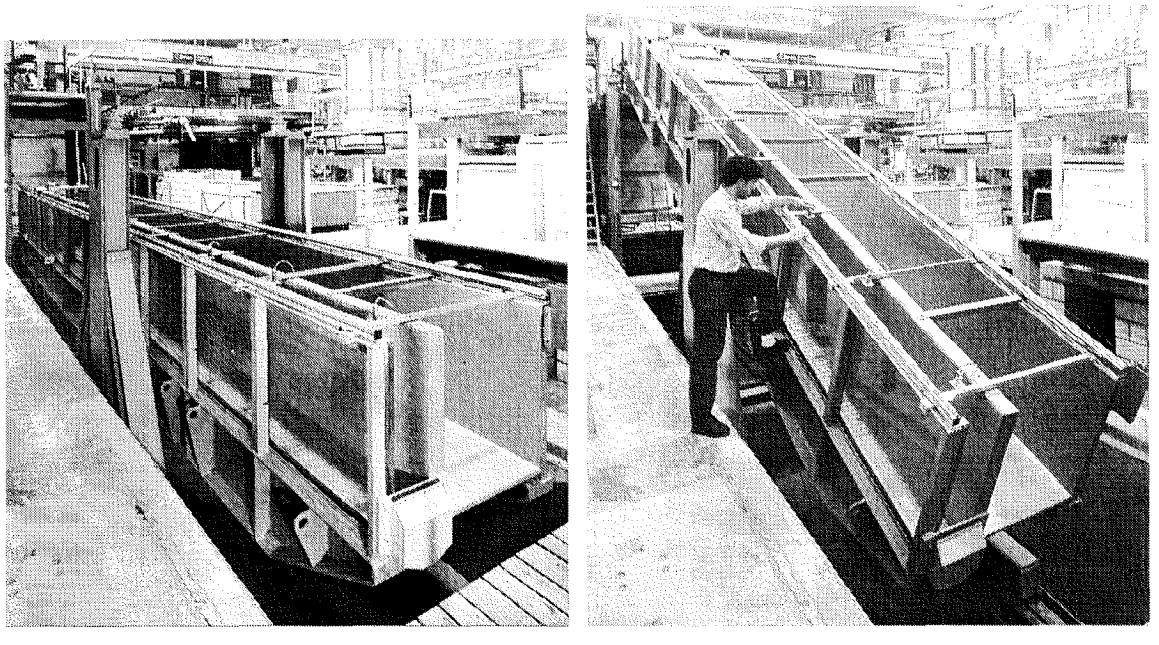


Fig. 4.1: Versuchskanal in horizontaler und geneigter Position.

Zum Einbau der Lockermaterialschicht wird der Kanal in die Horizontale auf Hallenbodenhöhe geführt. Eine Seitenwand ist auf der ganzen Kanallänge mit Glasscheiben versehen, was eine visuelle Betrachtung der sich abspielenden Prozesse ermöglicht. Der Kanal hat ein Rechteckprofil mit 0.8 m hohen Seitenwänden. Dank einer mobilen Seitenwand kann die Breite zwischen 0.2, 0.6 und 1.0 m variiert werden. Die Gesamtlänge beträgt 6.7, 8.7 oder 10.7 m.

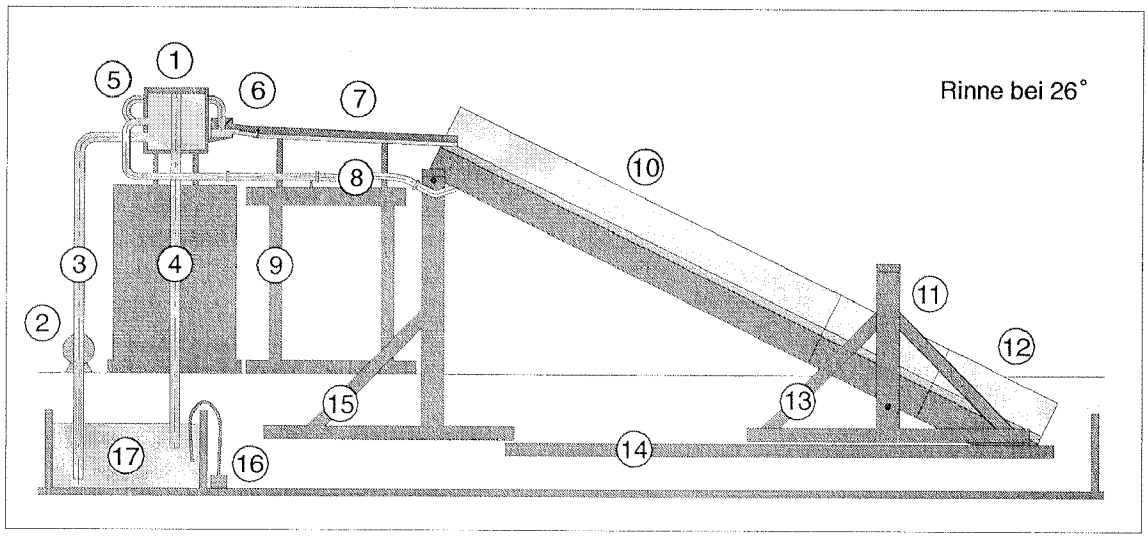


Fig. 4.2: Schema der Versuchsanlage. (1) Hochbehälter, (2) Pumpe, (3) Zuleitung, (4) Überlauf, (5) Leitung für Oberflächenabfluss, (6) Messüberfall, (7) Zulaufrinne, (8) Induktiver Durchflussmesser (IDM) und Grundwassereinspeisung, (9) Arbeitsplattform, (10) Versuchskanal (Hauptelement), (11) Verlängerungselement 1, (12) Verlängerungselement 2, (13) Wagen (untere Stütze), (14) Schiene, (15) obere Stütze, (16) Tauchpumpe, (17) Tiefbehälter.

Die Sohle und die linke Seitenwand sind mit PVC-Platten bedeckt, und die Glasscheiben sind mit einer dünnen, durchsichtigen Plastikfolie gegen Kratzer geschützt.

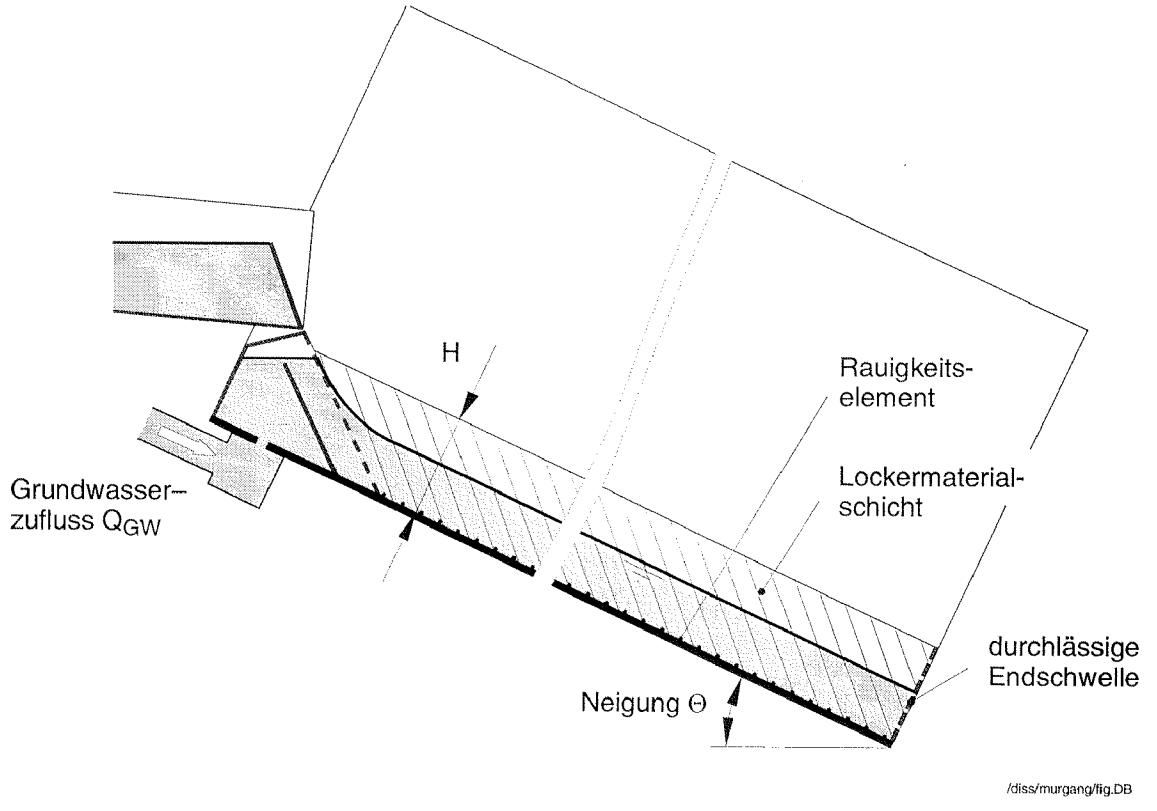


Fig. 4.3: Detail des oberen und des unteren Endes des Versuchskanals unmittelbar vor dem Versuch (es fliesst noch kein Oberflächenwasser).

Ein auf der Sohle fixiertes Metallgitter wirkt als Rauigkeitselement und verhindert somit die Bildung einer Gleitschicht zwischen fester Sohle und Lockermaterial. Am unteren Ende des Kanals ist eine durchlässige, 20 cm hohe Schwelle angebracht, die einerseits die mechanische Stabilität der Materialschicht gewährt und andererseits einen ungestörten Verlauf des Grundwasserspiegels ermöglicht (
Fig. 4.3).

4.2 Wasserkreislauf

Die Anlage (siehe Fig. 4.2) hat einen autonomen, geschlossenen Wasserkreislauf mit einer maximalen Fördermenge von 50 l/s.
Die Besonderheit der Anlage besteht in der Möglichkeit, das Grund- und das Oberflächenwasser getrennt einzuspeisen (Fig. 4.3).
Der Oberflächenzufluss wird mit einem computergesteuerten Motorschieber geregelt und mittels Überfallkasten gemessen. Das System erlaubt die Erzeugung einer beliebigen Ganglinie des Oberflächenzuflusses. In Fig. 4.4 sind die zwei verwendeten Ganglinie dargestellt. In den meisten Versuchen wurde nach einem raschen Anstieg ein konstanter Abfluss eingestellt (ausgezogene Linie), und in einigen Fällen (bei den sogenannten Ganglinienversuchen) wurde eine „natürliche" Ganglinie simuliert (gestrichelte Linie).

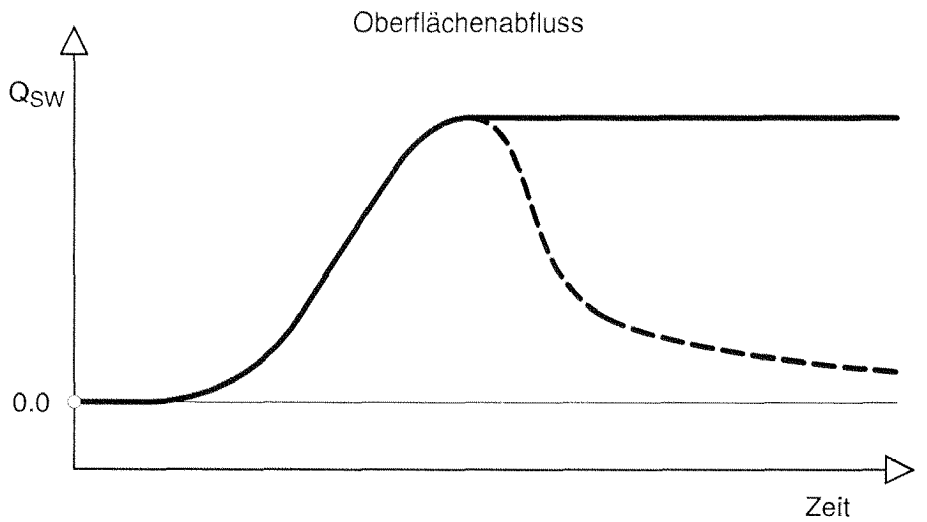


Fig. 4.4: Idealisierte Darstellung der Ganglinie des Oberflächenabflusses.

Das Oberflächenwasser wird durch eine mit 5° geneigten, 20 cm breiten und 20 cm hohen Zulaufrinne unter Freispiegelverhältnissen dem Versuchskanal zugeführt. Damit die Energiehöhe des in den Versuchskanal

einströmenden Wassers annähernd konstant gehalten werden kann, ist am unteren Ende der Zulaufrinne ein horizontales, 14 cm hohes Überfallwehr eingebaut. Das Wasser strömt deshalb über eine schiefe Ebene mit einer Neigung von etwa 60° in den Versuchskanal.
Der Grundwasserzufluss wird in einer Druckleitung zum Versuchskanal geleitet und mit einem induktiven Durchflussmesser (IDM) gemessen. Gesteuert wird er mit einem Handschieber. Die Einspeisung in den Kanal erfolgt durch eine Serie von Löchern in der Sohle am oberen Ende des Kanals. Ein Verteil- und Beruhigungskammer mit einer durchlässigen Wand speist das Grundwasser direkt in die Lockermaterialschicht.

4.3 Messeinrichtungen und Datenauswertung

Die Messeinrichtungen umfassen grundsätzlich 3 Elemente (Fig. 4.5): eine automatische Messkette, eine bis drei Videokameras und einen Messwagen (orthogonales Koordinatensystem). Die automatische Messkette besteht aus den im oder am Kanal fixierten Sensoren (Echolote und Druckmessdosen) und dem Datenerfassungs- und Datenauswertungscomputer.

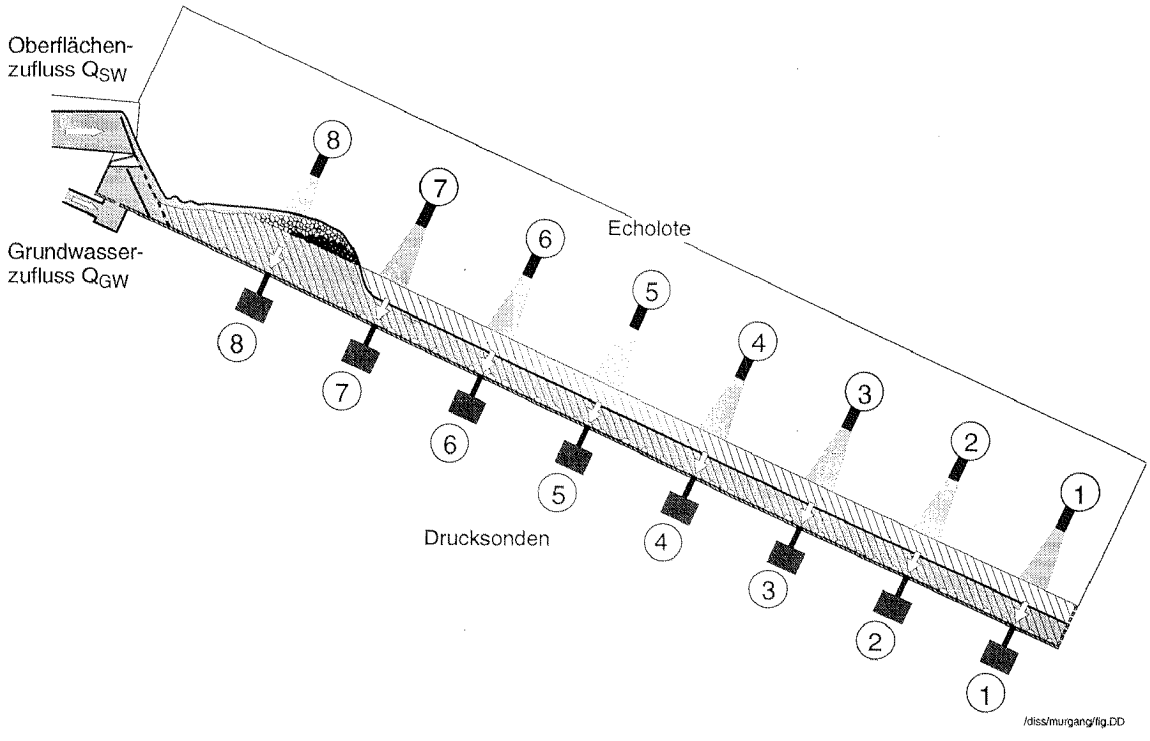


Fig. 4.5: Übersicht über die Messeinrichtungen.

4.3.1 Echolote

Die Echolote (Ultraschallmessgeräte) sind in regelmässigen Abständen in der Kanalachse fixiert. Sie erfassen, ausgehend von einem anfänglichen Horizont (Oberkante des eingebauten Lockermaterials), die Veränderungen der freien Oberfläche (Lockermaterial oder Wasser).

Für die Beurteilung der Anwendbarkeit dieser Messmethode für die Erfassung von Labormurgängen und zur Abschätzung der Güte der Echolotaufnahmen wurden verschiedene Gerätetypen getestet. Es wurden sowohl statische als auch dynamische Tests durchgeführt (gemessen wurde der Abstand zu ruhenden bzw. zu sich relativ zum Sensor bewegenden Objekten). Die Sensoren wurden auch im Hinblick auf das Messverhalten über verschiedene Oberflächen (PVC-Platten, Wasser, feiner und grober Kies) beurteilt.

Alle untersuchten Sensortypen haben sich im statischen Fall und bei glatter Oberfläche (Wasser oder PVC) gut bewährt. Ihre Messgenauigkeit beträgt ca. +/– 0.5 mm.

Das Signal von einigen Sensortypen ist dagegen durch eine mehr oder weniger grosse Anzahl von Ausreissern gekennzeichnet, wenn der Verlauf der ruhenden Oberfläche nicht vollkommen glatt ist (z.B. bei Kies).

Im dynamischen Fall kann schliesslich nur eines der untersuchten Geräte den Verlauf einer künstlichen Morphologie genügend gut wiedergeben. Dieses Gerät kann nämlich auf eine plötzliche Veränderung der Morphologie schnell reagieren. Es weist auch im Falle von einer kiesigen Oberfläche sehr wenige Ausreisser auf.

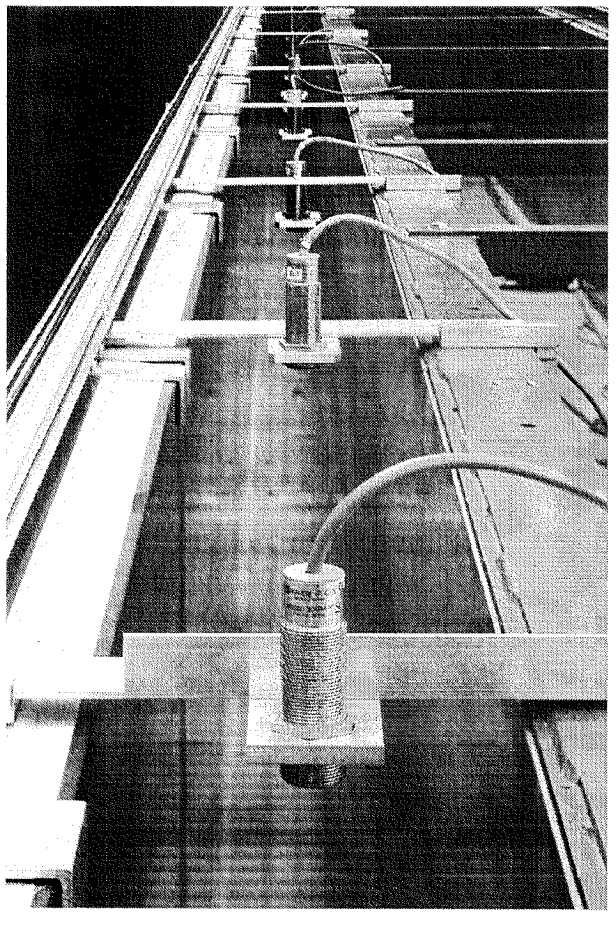


Fig. 4.6: Ansicht der Echolote

Vergleiche der Echolotsignale des gewählten Gerätes mit den Videoaufnahmen einer Murgangwelle zeigen, dass die Messgenauigkeit im dynami-

schen Fall +/– 2.5 mm beträgt. Die Aufnahmefrequenz der Echolote während der Versuche beträgt 100 Hz.

Folgende Abbildung (Fig. 4.7) zeigt das Messprinzip des Echolotes. Nachdem das Lockermaterial eingebaut und auf die gewünschte Höhe (20 cm) planiert wurde, wird die Distanz vom Sensor bis zur Oberkante Terrain (h_0) gemessen.

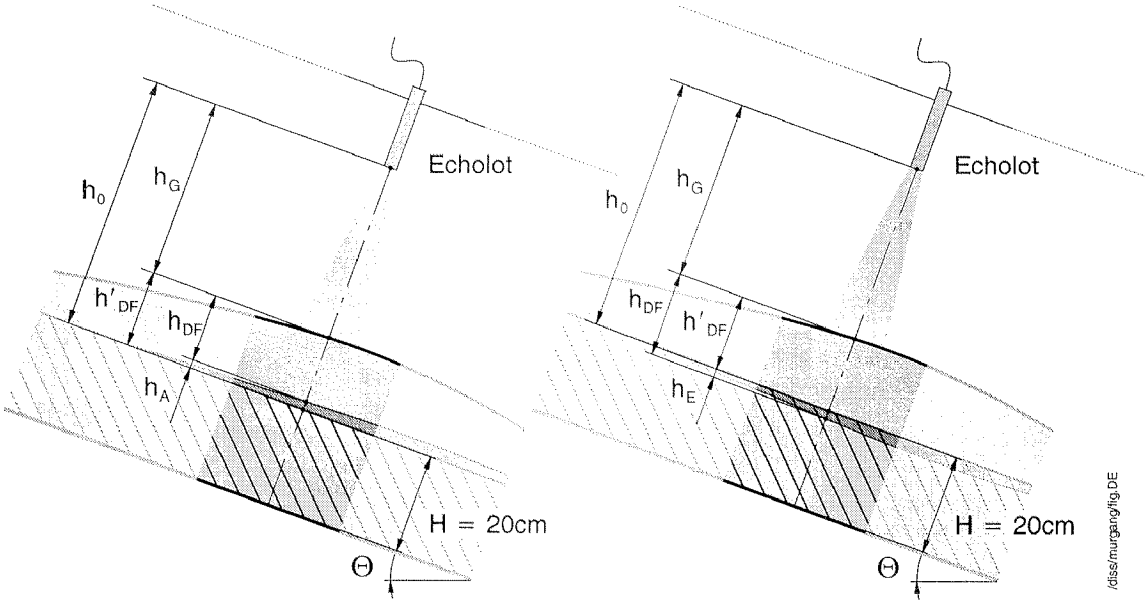


Fig. 4.7: Messprinzip des Echolotes (links Fall Ablagerung, rechts Fall Erosion).

Während des Versuches wird die Distanz zur sich bewegenden freien Oberfläche $h\,(t)$ ständig gemessen. Sofern sich keine Ablagerungen[1] (oder Erosionen) von Material unter der Murgangwelle bilden, entspricht die Differenz von h_0 und h_G der effektiven Abflusstiefe h_{DF}. Die Abflusstiefe kann demzufolge folgendermassen bestimmt werden:

$$h_{DF}(t) = h_0 - h_G\,(t). \tag{4.1}$$

Bilden sich dagegen Ablagerungen unter der Murgangwelle, so muss die effektive Abflusstiefe h_{DF} unter Berücksichtigung der Ablagerungsmächtigkeit h_A wie folgt bestimmt werden:

$$h_{DF}(t) = h_0 - h_G\,(t) - h_A(t) = h'_{DF}(t) - h_A(t). \tag{4.2}$$

Dabei stellt h'_{DF} eine sogenannte scheinbare Abflusstiefe dar. Treten anstatt Ablagerungen Erosionen unter der Murgangwelle auf, so wird die effektive Abflusstiefe folgendermassen bestimmt:

$$h_{DF}(t) = h_0 - h_G\,(t) + h_E(t) = h'_{DF}(t) + h_E(t). \tag{4.3}$$

[1] Die Bildung von Ablagerungen oder Erosionen unter dem Murgangkörper sind im Kap. 7 beschrieben.

Dabei bedeutet h_E die Erosionstiefe.
Die Mächtigkeit der Ablagerungen unter dem Murgangkörper (h_A) oder die Erosionstiefe (h_E) werden mit Hilfe von Videoaufnahmen auf +/– 5 mm abgeschätzt.
Die Abflusstiefen des Murganges werden also relativ zum Ausgangshorizont (Oberkante Terrain) unter Berücksichtigung von allfälligen Ablagerungen oder Erosionen bestimmt bzw. abgeschätzt.

4.3.2 Druckmessdosen

Die hydraulischen Drücke in der Murgangwelle werden mit Druckmessdosen erfasst. Diese können entweder in regelmässigen Abständen an der festen Kanalsohle oder bei einem bestimmten Profil an der Wand fixiert werden. Dafür stehen vorgebohrte Löcher in den Stahlplatten der Sohle und der Wand zur Verfügung.

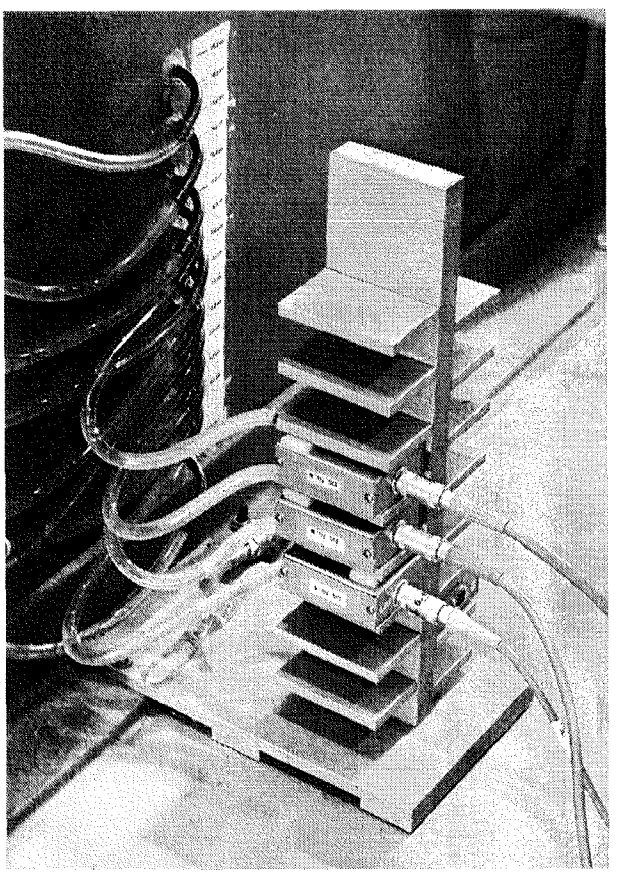


Fig. 4.8: Ansicht der Druckmessdosen, an der Seitenwand montiert.

Die angewendeten Drucksensoren haben einen Messbereich von +/– 0.1 oder 0.2 bar. Aufgenommen wurde mit einer Frequenz von 100 Hz (gleich wie bei den Echoloten).
Zwei unangenehme Eigenschaften der angewendeten Drucksensoren sind ihr instabiles Langzeitverhalten und ihre relativ grosse Temperaturempfindlichkeit. Die zeitliche Drift und die Temperatureinflüsse sind im Allgemeinen nicht vernachlässigbar. Dank der relativen kurzen Dauer der Murgangversuche (weniger als 5 Minuten) konnten aber beide Einflüsse vernachlässigt werden. Das unmittelbar vor jedem Versuch registrierte Signal jeder Drucksonde wurde als Referenz für die folgende Messung verwendet.
Somit lässt sich die (kurzzeitige) relative Genauigkeit der Drucksensoren mit +/– 1 mm angeben. Diese ist in jedem Fall für die angewendeten Materialien vollkommen genügend, deren mittleren Korndurchmesser grösser als 3 mm sind.

Für die meisten Versuchen wurden 4 bis 6 Druckmessdosen in einem einzigen Profil fixiert, bei dem auch ein Echolot installiert ist. Diese Messanordnung (Fig. 4.9) erlaubt die Erfassung der Druckverhältnisse über die Höhe (an der Sohle und an der Wand) und die Korrelation zwischen den Druckverhältnissen innerhalb der Murgangwelle und ihrer Abflusstiefe (von den Echolotaufnahmen).

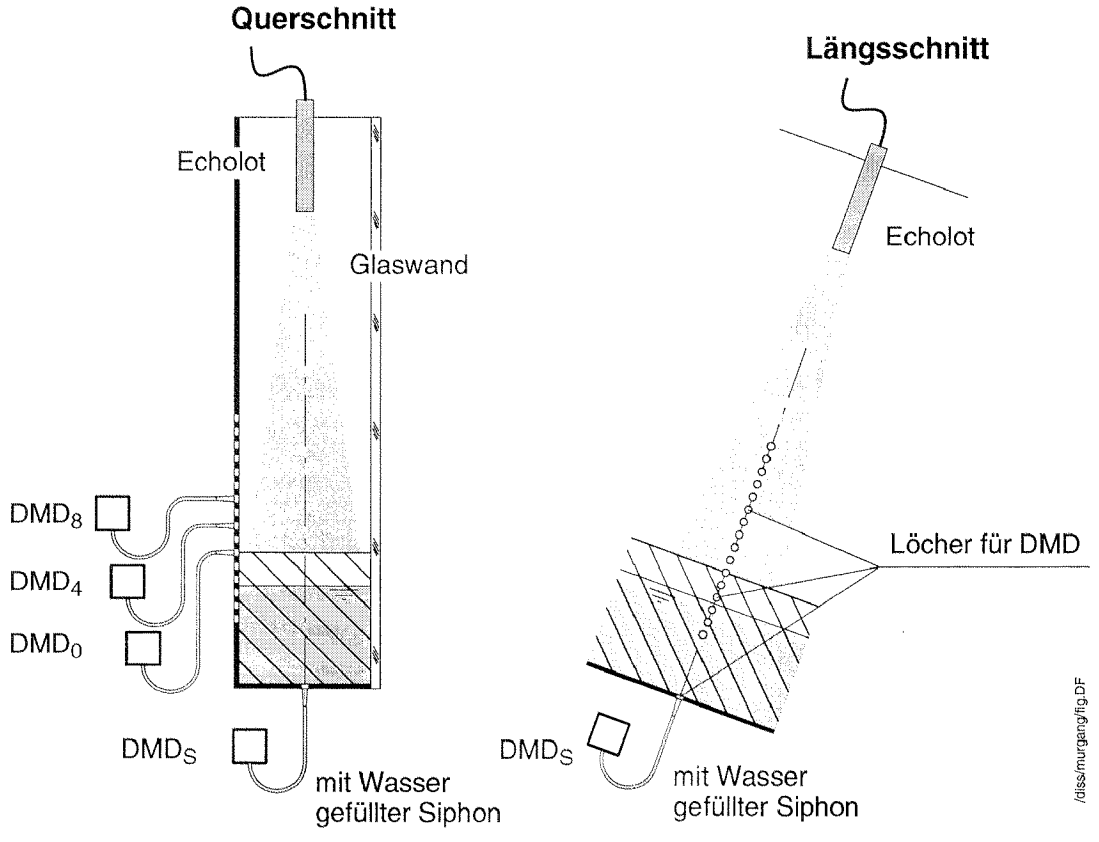


Fig. 4.9: Anordnung der Druckmessdosen (DMD) beim Messprofil X = 544 cm (X ist die Längskoordinate). Die Indizes 0, 4 und 8 bezeichnen den Abstand der Druckmessdose in [cm] oberhalb der Lockermaterialsohle. Der Index S bezeichnet die Druckmessdose an der festen Kanalsohle.

Wie aus Fig. 4.9 zu entnehmen ist, wird der Druck von der Messstelle an der Wand oder an der Sohle mittels eines mit Wasser gefüllten Siphons zum Sensor übertragen. Damit wird gewährleistet, dass am Sensor kein Phasenwechsel Wasser-Luft stattfindet.
Die Siphons werden unmittelbar vor jedem Versuch mit Wasser gefüllt, so dass die Festlegung des Ausgangswertes eindeutig ist. Die Messung der Wasserdrücke erfolgt relativ zum unmittelbar vor dem Versuch gemessenen Ausgangswert.

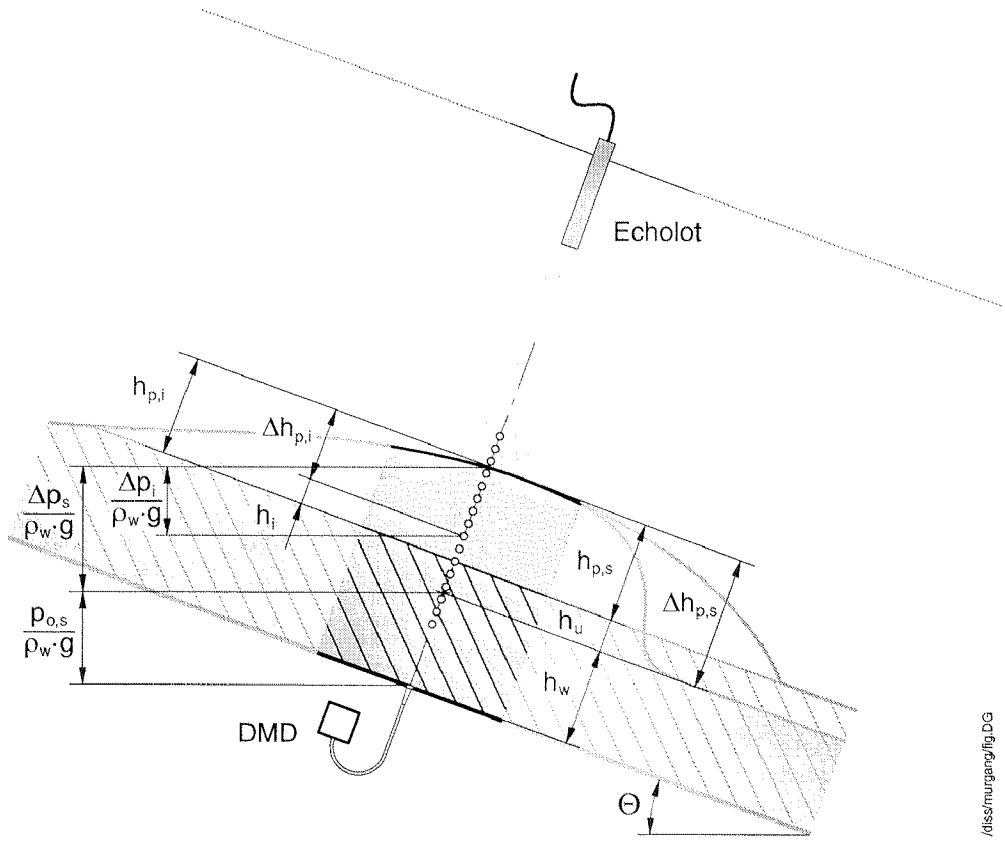


Fig. 4.10: Messprinzip der Druckmessdosen.

Fig. 4.10 stellt die Verhältnisse der gemessenen Drücke im Vergleich zur Abflusstiefe der Murgangwelle am instrumentierten Messprofil dar.
Für jede installierte Druckmessdose i (die sich im Abstand h_i von der Oberfläche der eingebauten Lockermaterialsohle befindet) wird beim Vorbeifliessen des Murschubes die Druckdifferenz Δp_i gemessen. Diese kann in eine Druckhöhe $\Delta h_{p,i}$ senkrecht zur Kanalsohle umgerechnet werden, und zwar nach folgender Beziehung:

$$\Delta h_{p,i} = \frac{\Delta p_i}{\rho_W \cdot g} \cdot \frac{1}{\cos\Theta}. \tag{4.4}$$

Dabei ist Θ die Neigung des Versuchskanals. Die für jede Druckmessdose i senkrecht zur Kanalsohle gemessene Druckhöhe ab Oberkante Terrain ($h_{p,i}$) kann mit folgender Beziehung angegeben werden:

$$h_{p,i} = h_i + \Delta h_{p,i}. \tag{4.5}$$

Für die an der Sohle installierte Druckmessdose s wird beim Vorbeifliessen der Murgangwelle die Druckdifferenz Δp_s gemessen, welche auch in eine Druckhöhe senkrecht zur Sohle umgerechnet werden kann:

$$\Delta h_{p,s} = \frac{\Delta p_s}{\rho_W \cdot g} \cdot \frac{1}{\cos\Theta}. \tag{4.6}$$

Entsprechend kann auch die senkrecht zur Kanalsohle gemessene Druckhöhe ab Oberkante Terrain ($h_{p,s}$) folgendermassen ausgedrückt werden:

$$h_{p,s} = \Delta h_{p,s} - h_u. \tag{4.7}$$

Dabei stellt h_u die Mächtigkeit der vor dem Versuch noch trockenen obersten Bodenschicht dar. Der Ausgangswert (Eichwert) für die untere Druckmessdose ($p_{0,s}$) wird mit folgender Beziehung bestimmt:

$$p_{0,s} = h_w \cdot \rho_W \cdot g \cdot \cos\Theta, \tag{4.8}$$

wobei h_w die Mächtigkeit des Grundwasserspiegels unmittelbar vor dem Versuch ist.

Drei Situationen können unterschieden werden:

- Falls für jede Druckmessdose i bzw. s $h_{p,i/s} = h'_{DF}$ gilt (vgl. Fig. 4.7 und Fig. 4.10), dann ist die Druckverteilung innerhalb der Murgangwelle und in der Lockermaterialschicht hydrostatisch und die Wasseroberfläche fällt mit der Murgangoberfläche zusammen. Dies ist die Situation, welche in den meisten Versuchen beobachtet wurde (siehe Kap. 7.1.9).
- Falls für alle Druckmessdosen i und j $h_{p,i} = h_{p,j}$ und $h_{p,i/j} < h'_{DF}$ gilt, dann ist die Druckverteilung innerhalb der Murgangwelle und in der Lockermaterialschicht hydrostatisch und die Wasseroberfläche liegt tiefer als die Murgangoberfläche.
- Falls für mindestens zwei Druckmessdosen i und j $h_{p,i} \neq h_{p,j}$ gilt, dann herrscht keine hydrostatische Druckverteilung, sondern ein Druckgradient und die entsprechende nicht sohlenparallele Strömung ist vorhanden. Dies ist oft im Bereich der nicht gesättigten Murgangfront der Fall (siehe auch Kap. 7.1.9).

4.3.3 Videoaufnahmen

Normalerweise wird jeder Versuch mit zwei Videokameras aufgenommen. Die erste wird beim mit Druckmessdosen und Echolot instrumentierten Profil fix installiert. Die andere dient zur dynamischen Aufnahme der Murgangwelle von der Entstehung im oberen Bereich der Rinne bis zu ihrem unteren Ende. Aufgenommen wird mit Super-VHS Kameras, mit einer Aufnahmefrequenz von 50 Halbbilder pro Sekunde.
Videoaufnahmen liefern primär wesentliche qualitative Informationen zu den ablaufenden Prozesse. Weiter können aus den Videoaufnahmen auch quantitative Informationen gewonnen werden. Zur quantitativen Auswertung der Videoaufnahmen wurde auf den Glasscheiben ein Messnetz mit einem Raster von 5 cm aufgezeichnet.

Die wichtigste Grösse, die durch Videoanalyse gewonnen wurde, ist die Mächtigkeit der Ablagerungen unter dem Murgangkörper (h_A). Diese ist eine zur Bestimmung der effektiven Abflusstiefe (h_{DF}) unerlässliche Grösse.

Zur Sinchronisierung der Videoaufnahmen mit den Aufnahmen von Echoloten und Drucksonden ist eine Serie von 5 digitalen Uhren an der Versuchsrinne fixiert. Diese laufen sinchron mit der Datenaufnahme am Messcomputer: wenn die Messung ausgelöst wird, dann werden auch die digitalen Uhren gestartet. Vergleiche der aus Videoanalysen abgeschätzten Abflusstiefen mit den Echolotaufzeichnungen bestätigen die Zuverlässigkeit der Echolotaufnahmen.
Für die mit Hilfe von Videoanalysen gewonnenen Grössen (h_A, h_{DF}) kann eine Genauigkeit von etwa +/– 5 mm angegeben werden.

4.3.4 Messwagen

Zur Erfassung von im Kanal stehengebliebenen Murgängen ist die Versuchsanlage mit einem 3-dimensionalen, orthogonalen Messsystem ausgerüstet (
Fig. 4.11), welches aus folgenden Elementen besteht:

- *Längsschienen*, die auf den Kanalwänden montiert sind,
- *Messwagen*, der auf den Schienen in Längsrichtung fahren kann,
- *Stechpegel*, der auf dem Messwagen montiert ist, quer zur Kanalachse verschoben werden kann und zur Abtastung eines stehengebliebenen Murschubes eingesetzt wird.

Die Messgenauigkeit dieses Systems kann mit +/– 1 mm angegeben werden.

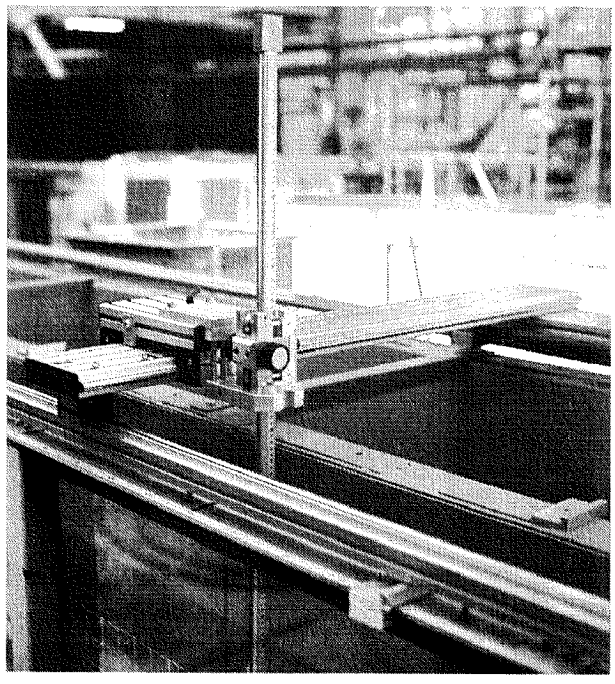


Fig. 4.11: Ansicht des Messwagens.

5 Versuche

5.1 Untersuchte Mechanismen

In der hier vorgestellten Arbeit wurden folgende zwei Murgangentstehungsmechanismen untersucht:

- *Progressive Erosion*. Dieser Mechanismus wurde unter systematischer Variation wichtiger Parameter untersucht. Die zur Untersuchung dieses Mechanismus durchgeführten Versuche, ihre Resultate und Auswertungen bilden den Hauptteil dieser Arbeit.
- *temporäre Blockade* eines Wildbachgerinnes infolge seitlicher Rutschung. Dieser Mechanismus wurde nur in wenigen, ausgewählten Versuchen angeschaut. Eine systematische Variation der massgebenden Parameter wurde nicht durchgeführt.

5.2 Durchführung eines Versuches

Die Vorbereitung und Durchführung eines Versuches zur Untersuchung der Murgangentstehung infolge progressiver Erosion durch einen plötzlichen Oberflächenabfluss erfolgt nach folgendem Schema:

(1) Zuerst wird in horizontaler Position die Rinne mit feuchtem Material ungefähr auf die gewünschte Höhe (20 cm) aufgefüllt. Das Material, das zuvor manuell durchgemischt wurde und somit homogen ist, wird direkt aus einer Mulde in die Rinne geschüttet. In einigen Fällen wird das Material unter Auftrieb in den Versuchskanal eingebaut, so dass eine höhere Lagerungsdichte erreicht werden kann. Zu diesem Zweck wird der Kanal vorgängig mit Wasser teilweise gefüllt.

(2) Mittels einer auf dem Messwagen montierten Holztafel wird das Material auf der gewünschten Höhe planiert.

(3) Anschliessend wird der Kanal in die gewünschte Neigung gebracht, und die Zuleitungen für das Oberflächen- und das Grundwasser werden angeschlossen.

(4) Durch Einspeisung des Grundwassers wird der Grundwasserspiegel auf das gewünschte Niveau gebracht. Die Einstellung der entsprechenden Wassermenge erfolgt manuell.

(5) Sobald sich ein gleichförmiger Grundwasserfluss eingestellt hat, wird der Verlauf des Grundwasserspiegels entlang des ganzen Kanals aufgenommen. Falls infolge des Anstiegs des Grundwasserspiegels Setzungen aufgetreten sind, wird auch der Verlauf der Sohlenoberfläche aufgenommen.

(6) Zur Überprüfung der Funktionstüchtigkeit der angeschlossenen Messgeräte wird eine Testmessung durchgeführt.
(7) Die Messung wird gestartet und gleichzeitig wird dem Motorschieber das Signal gesendet, die gewünschte Ganglinie zu steuern. Etwa 20 Sekunden später erreicht das Oberflächenwasser das obere Ende der Rinne.
(8) Eine Murgangwelle entsteht (vgl. Kap. 7) und mit Hilfe der im Kap. 4 beschriebenen Messeinrichtungen werden die ablaufenden Prozesse erfasst.
(9) Nach der Durchführung des Versuches werden Oberflächen- und Grundwasserzufluss abgestellt, die entsprechenden Zuleitungen werden vom Versuchskanal entkoppelt und der Kanal wird in die horizontale Position gefahren, wo er für den nächsten Versuch bereit ist.

Für die Untersuchung der Murgangentstehung infolge temporärer Blokkade wird folgendermassen vorgegangen:
(1) Das Material wird unter Auftrieb in den Versuchskanal eingebaut (auf eine Höhe von etwa 25 cm). Es wird dabei berücksichtigt, dass infolge Deckschichtbildung (4) die Mächtigkeit des eingebauten Materials abnimmt.
(2) Im Gegensatz zum vorhergehenden Fall wird das Material nicht exakt planiert, sondern der Kanal wird sofort in die gewünschte Position geneigt und die Zuleitungen für Oberflächen- und Grundwasser werden angeschlossen.
(3) Das Grundwasser wird eingespiesen, so dass sich ein etwa 15 cm mächtiger Grundwasserfluss einstellt.
(4) Die Deckschicht und die Struktur der Bachsohle werden gebildet. Dabei wird der Oberflächenabfluss schrittweise von 0.3 l/s bis etwa 1.5 - 2.0 l/s gesteigert (in Schritte von 0.1 oder 0.2 l/s). Jeder Abfluss wird solange laufen gelassen, bis annähernd kein Geschiebetransport mehr zu beobachten ist. Um diese Phase zu verkürzen, wird das fluvial verfrachtete, in Haufen abgelagerte Feinmaterial manuell aus dem Versuchskanal entfernt.
(5) Nachdem die Struktur der Sohle gebildet ist, wird der gewünschte Oberflächenabfluss eingestellt, bei dem der Versuch durchgeführt werden soll (dieser Abfluss ist kleiner als oder gleich dem höchsten, in der vorhergehenden Phase 4 eingestellten Abfluss). Bei diesem Abfluss treten keine morphologischen Veränderungen der Sohle ein.
(6) Die Messung wird ausgelöst und kurz darauf wird eine künstliche temporäre Blockade erzeugt indem das Material in einem Zug aus einer Mulde in die Rinne hineingeschüttet wird.
(7) Der entstandene künstliche Damm staut den Oberflächenabfluss zurück und ein See entsteht. Sobald der Wasserspiegel die Dammkrone er-

reicht, läuft das Wasser über den Damm und ein Murgang entsteht auf der Dammaussenseite (vgl. Kap. 8). Die sich abspielenden Prozesse werden messtechnisch erfasst.

(8) Falls die Struktur der Sohle durch die dynamischen Beanspruchungen infolge Blockade und Murgangentstehung nicht komplett zerstört wird, kann eine neue Blockade erzeugt werden. Im anderen Fall werden Oberflächen- und Grundwasserzufluss abgestellt, die entsprechenden Zuleitungen entkoppelt und der Kanal in die horizontale Position gefahren.

5.3 Versuchsprogramm

Die Versuche lassen sich primär in Vor- und Hauptversuche gliedern. Die Vorversuche sind in einer bestehenden Versuchsrinne durchgeführt worden und dienten dazu, folgende Ziele zu erreichen:

- Überprüfung der Machbarkeit der geplanten Versuche über Murgangentstehung und grundsätzliche Prüfung der Entstehungshypothesen.
- Sammlung von experimenteller Erfahrung zur Planung und Realisierung der Versuchsanlage für die Hauptversuche.
- Wahl und Test der Messeinrichtungen.

Die Resultate der durchgeführten Vorversuche sind nicht Teil der vorliegenden Arbeit und sind in Tognacca und Bezzola (1997) beschrieben.

Die Hauptversuche werden entsprechend den zwei untersuchten Entstehungsmechanismen in zwei Gruppen gegliedert:

- Versuche zur Murgangentstehung infolge progressiver Erosion. Für diesen Entstehungsmechanismus wurden 6 verschiedene Materialien untersucht (Serien 1 bis 6, vgl. Fig. 5.2 und Tab. 5.1).
- Versuche zur Entstehung von Murgängen infolge temporärer Blockade, welche mit einem einzigen Material durchgeführt wurden (Serie 7).

Ein Überblick aller durchgeführten Versuche und eine tabellarische Zusammenstellung der Versuchsresultate sind im Anhang enthalten.

5.4 Material

5.4.1 Materialart und Kornverteilung

Die 7 verwendeten Materialien bestehen aus Sand, gebrochenem Kies und Steinen. Diese drei Komponenten wurden in unterschiedlichem Verhältnis gemischt. Die Materialien enthalten keine bindige Fraktionen, so dass die

Kohäsion immer gleich Null gesetzt werden kann ($s = 0$). Diese Materialien eignen sich deshalb für die Untersuchung des granularen Murgangtyps, für den die viskosen Kräfte eine untergeordnete oder sogar verschwindende Rolle spielen.

Material 1 wurde für die Vorversuche und für die erste Hauptversuchsserie verwendet und durch Material 2 ersetzt, dessen Charakteristika praktisch dieselben sind. Material 2 bildet die sogenannte Basismischung, aus der durch sukzessive Zugabe von feineren und, später, von gröberen Fraktionen die Materialien 3 bis 7 gebildet wurden.

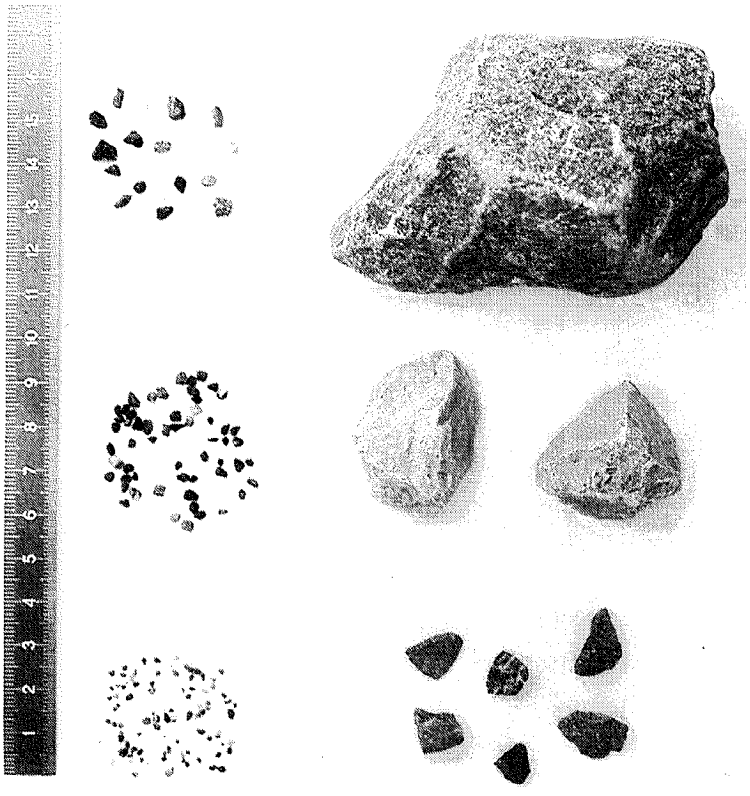


Fig. 5.1: Verwendete Kornfraktionen

Bei diesem Prozess der sukzessiven Beimischung neuer Fraktionen wurde verschiedenes erreicht:

- die Kornverteilung wurde stets breiter (vgl. Variation der Streuung σ und der Ungleichförmigkeitszahl C_U in Tab. 5.1). Ausgehend von einer praktisch einkörnigen Mischung (Mat. 1 und 2) wurde eine sehr breite Kornverteilung erreicht (Mat. 7).
- die Durchlässigkeit des Materials wurde immer kleiner (vgl. Kap. 5.4.2).

Damit wurden die in der Natur anzutreffenden Verhältnisse (sehr breite Kornverteilung) immer getreuer nachgebildet.

Die Kornverteilung der verwendeten Mischungen sind in Fig. 5.2 graphisch dargestellt und in Tab. 5.1 sind die wichtigsten Kennzahlen zusammengefasst.

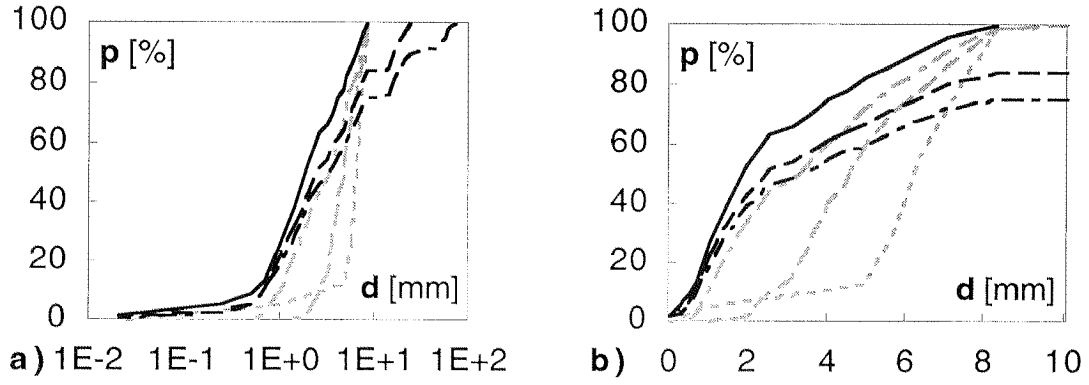


Fig. 5.2: Kornverteilung der verwendeten Lockermaterialien. Dabei ist p der Anteil in Volumengewichtsprozenten der Fraktionen mit Durchmesser kleiner oder gleich d_i.
a) Halb-log. Darstellung **b)** Lineare Darstellung
– – – – : Mat. 1, 2 — — : Mat. 3 — · — : Mat. 4
——— : Mat. 5 — — : Mat. 6 — · · — : Mat. 7

Serie Nr.	1	2	3	4	5	6	7
Material Nr.	1	2	3	4	5	6	7
d_m [mm]	6.48	6.22	5.09	3.84	2.87	5.50	10.66
d_{10} [mm]	4.78	4.59	2.53	0.97	0.53	0.68	0.72
d_{16} [mm]	5.12	4.87	3.17	1.17	0.77	0.84	0.88
d_{30} [mm]	5.74	5.72	3.65	1.78	1.10	1.30	1.44
d_{50} [mm]	6.21	6.00	4.56	3.28	1.86	2.39	3.28
d_{60} [mm]	6.56	6.35	5.00	3.94	2.33	3.80	4.91
d_{84} [mm]	7.57	7.46	6.81	6.21	5.23	8.24	17.67
d_{90} [mm]	7.84	7.81	7.35	6.93	6.13	16.05	24.49
σ [-]	1.22	1.24	1.47	2.30	2.61	3.13	4.47
C_U [-]	1.37	1.38	1.97	4.08	4.42	5.63	6.85
C_K [-]	0.017	0.018	1.054	0.835	0.984	0.655	0.587

Tab. 5.1: Charakteristika der verwendeten Materialien.
$\sigma = (d_{84} / d_{16})^{0.5}$: Streuung der Kornverteilung
$C_U = d_{60} / d_{10}$: Ungleichförmigkeitszahl
$C_K = d_{30}^2 / (d_{60} \cdot d_{10})$: Krümmungszahl

Die Zugabe einer neuen Fraktion bewirkt die gleichzeitige Veränderung von mehreren Materialparametern (mittlerer Korndurchmesser d_m, Streuung der Kornverteilung σ, Porosität n, Durchlässigkeitsbeiwert k_D, usw.), die für die Entstehung eines Murschubes eine wichtige Rolle spielen können. Es ist nicht möglich, den Einfluss der einzelnen Parameter konsequent und sauber zu trennen, was eine grundlegende Schwierigkeit von Laborversuchen darstellt.

5.4.2 Durchlässigkeit

Für die Abschätzung der gesättigten Durchlässigkeit des eingebauten Materials wird angenommen, dass die Fliessverhältnisse laminar sind und dass demzufolge das Darcy Gesetz gilt. Nach diesem Gesetz kann die Fliessgeschwindigkeit des Wassers v_W in einem porösen Medium als lineare Funktion des hydraulischen Gradienten I ausgedrückt werden:

$$v_W = k_D \cdot I \,. \tag{5.1}$$

Dabei stellt k_D (sogenannter Durchlässigkeitsbeiwert nach Darcy) den Proportionalitätsfaktor dar. Unter Anwendung des Kontinuitätsprinzips herrscht für den Grundwasserdurchfluss Q_{GW} folgende Beziehung:

$$Q_{GW} = b \cdot h_W \cdot k_D \cdot I \,, \tag{5.2}$$

wobei b und h_W die Breite resp. die Mächtigkeit des Grundwasserstromes darstellen. In einer hangparallelen Strömung kann der hydraulische Gradient I als einfache Sinusfunktion der Hangneigung Θ ausgedrückt werden:

$$I = sin\ \Theta \,. \tag{5.3}$$

Bei Vorhandensein einer stationären, hangparallelen Grundwasserströmung Q_{GW} mit der Mächtigkeit h_W kann demzufolge die gesättigte Durchlässigkeit nach Darcy im Versuchskanal folgendermassen bestimmt werden:

$$k_D = \frac{Q_{GW}}{b \cdot h_W \cdot \sin\Theta} \,. \tag{5.4}$$

Die für die durchgeführten Versuche berechneten Durchlässigkeitsbeiwerte sind in den folgenden Graphiken dargestellt (Fig. 5.3).

Wie man den zwei Graphiken entnehmen kann, variiert die abgeschätzte Durchlässigkeit für ein bestimmtes Material relativ stark. Die wichtigste Ursache dieser grossen Streuung ist wahrscheinlich der unterschiedliche Verdichtungsgrad des für die einzelnen Versuche eingebauten Materials. Unschärfen in der Bestimmung von Q_{GW} und h_W spielen auch eine Rolle.

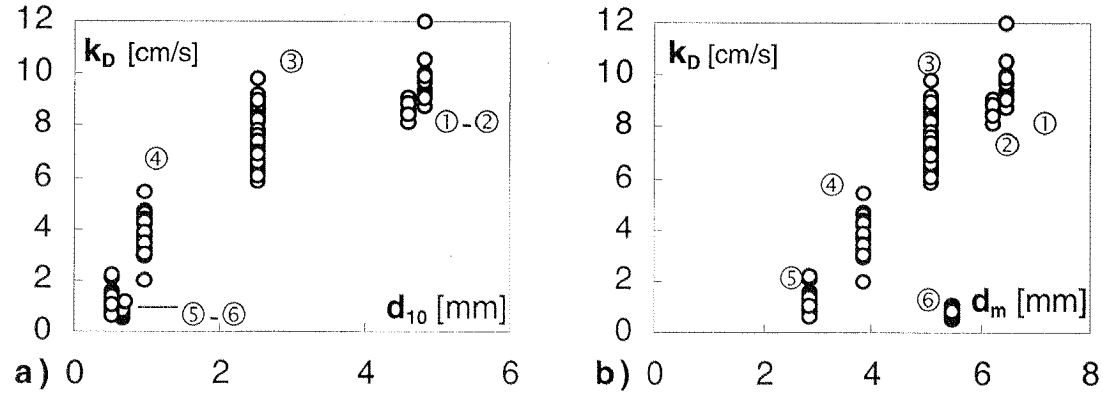


Fig. 5.3: Gesättigte Durchlässigkeit nach Darcy k_D [cm/s] für die durchgeführten Versuche, aufgetragen in Funktion von **a)** d_{10} [mm] und **b)** d_m [mm]. Die Nummern ① bis ⑥ stehen für die Materialien 1 bis 6.

Interessanterweise korreliert der Durchlässigkeitsbeiwert k_D besser mit d_{10} als mit d_m. Diese Tatsache erkennt man im Falle von Material 6, das eine breitere Kornverteilung aufweist als die anderen: wird k_D in Funktion von d_m aufgetragen, dann zeigt Material 6 eine viel kleinere Durchlässigkeit als die anderen Materialien. Wird dagegen k_D in Funktion von d_{10} aufgetragen, dann liegt die Durchlässigkeit von Material 6 im selben Trend wie die anderen. Diese Beobachtung wird durch die in der Geotechnik zur Bestimmung von k_D verwendeten empirischen Beziehungen bestätigt (vgl. Lang und Huder, 1994), welche ebenso k_D als Funktion von d_{10} ausdrükken.

5.4.3 Porosität und Scherfestigkeit

Für die Materialien 2 bis 5 wurden auch geotechnische Untersuchungen im Labor vom LMS-EPF Lausanne durchgeführt (LMS-EPFL, 1998). Bestimmt wurden der Reibungswinkel φ (mittels direkten Scherversuchen), die Porosität n und das spezifische Gewicht γ_s. Angesichts der bei Scherversuchen normalerweise auftretenden Streuung der Resultate wurde für die untersuchten Materialien für den Reibungswinkel der Mittelwert von $\varphi = 46°$ angenommen. Für die Materialien, die nicht untersucht wurden (weil die gröbsten Fraktionen zu gross sind), wurde derselbe Wert angenommen (Tab. 5.2).

Mat. Nr.	1 / 2	3	4	5	5 verd.	6 verd.	7 verd.
n [-]	0.43	0.41	0.38	0.34	0.27[1)]	0.24[1)]	0.22[1)]
φ [°]	46[3)] (47[2)])	46[3)] (44[2)])	46[3)] (48[2)])	46[3)] (45[2)])	46[3)]	46[3)]	46[3)]
φ_{Krit} [°]	27	27	28	29	30	30	31

Tab. 5.2: Porosität n, Reibungswinkel φ und Stabilitätswinkel bei voller Sättigung φ_{Krit} für die verwendeten Materialien. 1): anhand der Kornverteilung und des Verdichtungsgrades abgeschätzte Werte (siehe Text), 2) mit Scherversuchen bestimmte Werte, 3): Mittelwerte aus Material 2 bis 5.

Aus φ und n lässt sich durch folgende Formel (Lang und Huder, 1994) der theoretische Stabilitätswinkel einer unendlich langen Böschung unter vollgesättigten Verhältnissen bestimmen:

$$\tan\varphi_{Krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_g} \cdot \tan\varphi \ . \qquad (5.5)$$

Dabei sind γ' und γ_g das Raumgewicht unter Auftrieb bzw. das Raumgewicht gesättigt.

5.4.4 Vergleiche mit natürlichen Materialien

In diesem Kapitel werden einige Vergleiche zwischen den in den Versuchen verwendeten Materialien und den in drei Einzugsgebieten der Schweizer Alpen entnommenen Materialien (Val Varuna, Minstigertal und Val da Plaunca) gemacht.
Verglichen werden die Korngrössenverteilungen und einige charakteristische Korndurchmesser. Daraus kann grössenmässig auf den Modellmassstab der durchgeführten Versuche geschlossen werden.

Fig. 5.4 zeigt die Korngrössenverteilungen der erwähnten Materialien aus der Natur und aus den Versuchen. Wie man den Graphiken entnehmen kann, nähern sich die Kornverteilungen der verwendeten Materialien immer mehr denjenigen der natürlichen Materialien. Unterschiede sind jedoch noch bei den Feinanteilen vorhanden. Im Vergleich zu den natürlichen Materialien weisen die verwendeten Materialien einen kleineren Feinanteil auf. Um eine noch bessere Übereinstimmung mit den natürlichen Materialien soll im weiteren Verlauf der Murgangforschung der Feinanteil erhöht werden.

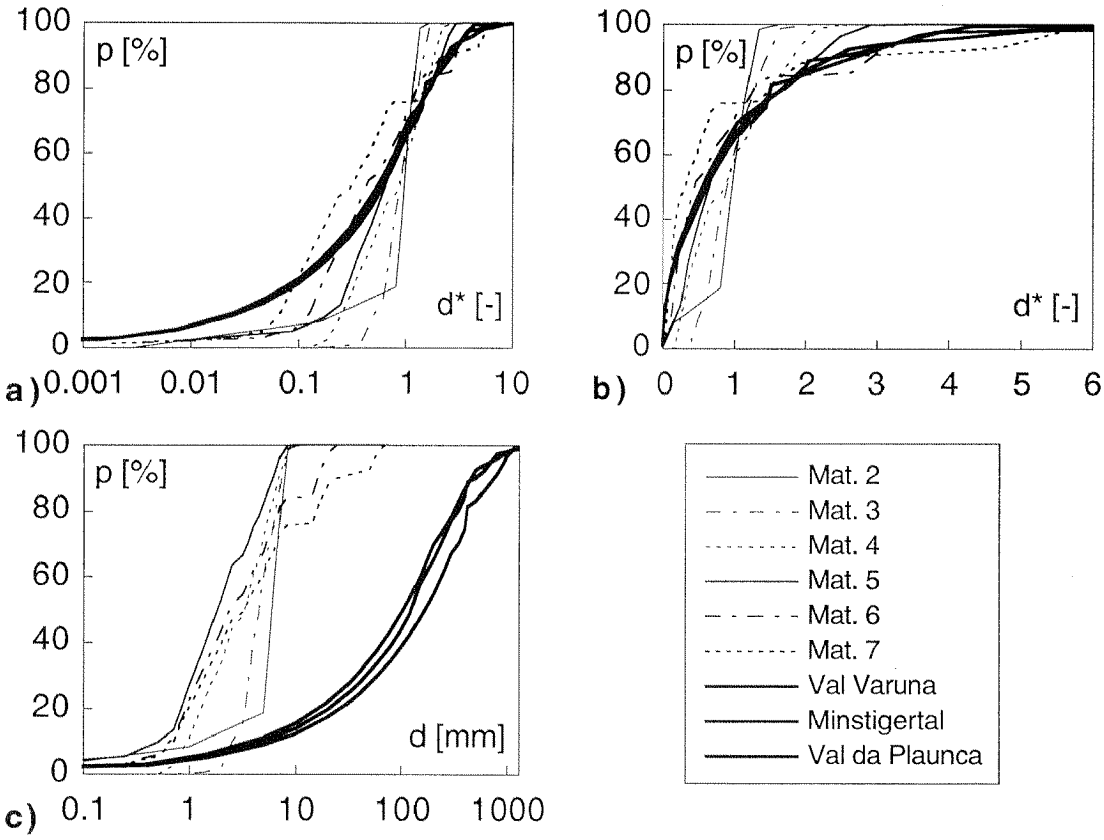


Fig. 5.4: Vergleich der Kornverteilung der verwendeten Lockermaterialien mit Daten aus Naturereignissen (VAW, 1992). Dabei gilt $d^* = d / d_m$.
a) Halb-log. Darstellung, dim.-los **b)** Lineare Darstellung, dim.-los
c) Halb-log. Darstellung, dim.-behaftet

Die wichtigsten, in Fig. 5.4 dargestellten Beziehungen zwischen Natur- und Versuchsdaten sind in den Tabellen 5.3 bis 5.5 numerisch zusammengefasst.

Mat.	2	3	4	5	6	7	Varuna	Minstig.	Plaunca
d_m [mm]	6.22	5.09	3.84	2.87	5.50	10.66	191	261	279
d_{90} [mm]	7.81	7.35	6.93	6.13	16.05	24.49	456	530	764
σ [-]	1.24	1.47	2.30	2.61	3.13	4.47	5.75	5.34	5.96

Tab. 5.3: Vergleich der Charakteristika der verwendeten Materialien mit Daten aus Naturereignissen (VAW, 1992).

Aus den folgenden Tabellen 5.4 und 5.5 kann entnommen werden, dass der geometrische Massstab (bezogen auf d_m bzw. d_{90}) für die verschiedenen Materialien im Bereich 25 bis 100 variiert.
Betrachtet man nur die Murgangentstehung infolge progressiver Erosion der Lockermaterialschicht (Mat. 2 bis 6), variiert der geometrische Massstab zwischen etwa 40 und 100. Der Massstab für die Versuche über die Murgangentstehung infolge Blockade liegt dagegen tiefer, bei etwa 25.

Mat. Nr.	2	3	4	5	6	7	Naturdaten
λ_{dm}	31	37	50	66	34	18	Varuna
λ_{dm}	42	51	68	90	47	24	Minstig.
λ_{dm}	45	55	73	97	51	26	Plaunca
λ_{dm} (mittel)	39	48	64	84	44	23	

Tab. 5.4 Längenmassstab der Materialien 2 bis 7 bezogen auf d_m.

Mat. Nr.	2	3	4	5	6	7	Naturdaten
λ_{d90}	58	62	66	74	28	19	Varuna
λ_{d90}	68	72	76	86	33	22	Minstig.
λ_{d90}	98	104	110	125	48	31	Plaunca
λ_{d90} (mittel)	75	79	84	95	36	24	

Tab. 5.5 Längenmassstab der Materialien 2 bis 7 bezogen auf d_{90}.

Wegen der relativ grossen Modellmassstäbe soll der Übertragbarkeit der in den Versuchen erhaltenen Resultate auf natürliche Verhältnisse besondere Achtung geschenkt werden (vgl. Kap. 6). Allfällige Modelleffekte sollen dabei berücksichtigt werden.

6 Dimensionsanalyse und Modellähnlichkeit

6.1 Wesen und Ziele der Dimensionsanalyse

Zur quantitativen Beschreibung von Naturphänomenen werden mathematische Formulierung verwendet, welche Gesetzmässigkeiten mit Hilfe von Beziehungen zwischen den verschiedenen Eigenschaften eines Phänomens wiedergeben. Die entsprechenden Gleichungen können theoretisch hergeleitet oder empirisch ermittelt werden.
Jeder Begriff der allgemeinen, nicht relativistischen Mechanik wie Geschwindigkeit, Beschleunigung, Energie, Druck, Kraft, usw. kann mittels der drei Grundbegriffe – Länge (L), Zeit (T) und Masse (M)[1] – vollständig definiert werden (vgl. z.B. Yalin, 1971). Normalerweise werden die Eigenschaften eines Phänomens mit Hilfe eines (im Prinzip willkürlich gewählten) Einheiten-Systems ausgedrückt. Die Grundeinheiten des Interantionalen Systems (SI) sind [m], [s] und [kg], welche die Masseinheiten der Grundbegriffe Länge, Zeit und Masse darstellen.
Weil sowohl die Grundbegriffe als auch ihre Einheiten eine menschliche Konvention sind, ist jede dimensionsbehaftete mathematische Formulierung eines physikalischen Vorgangs, die auf irgendeinem Einheiten-System basiert, systemabhängig und demzufolge nicht universell gültig.
Die Dimensionsanalyse bietet die Möglichkeit, jede physikalische Erscheinung eines natürlichen Phänomens dimensionslos, d.h. systemunabhängig und universell gültig darzustellen.

6.2 Charakteristische Parameter eines Phänomens

Nach Yalin (1971) ist jedes Phänomen durch eine Reihe von n untereinander unabhängigen Parametern a_i charakterisiert, mit denen alle seine physikalischen Erscheinungen A_i vollständig beschrieben werden können. Diese charakteristischen Parameter werden *physikalische Grössen* genannt.
Mathematisch kann jede Erscheinung A_i als Funktion der physikalischen Grössen a_i folgendermassen definiert werden:

$$A_i = f_{A_i}(a_1 ... a_n). \tag{6.1}$$

[1] Eigentlich wäre es auch denkbar, drei andere Grundbegriffe der Mechanik zugrunde zu legen, so wie z.B. Geschwindigkeit, Beschleunigung und Kraft. Daraus könnte man theoretisch alle anderen denkbaren Begriffe ableiten.

Es sei hier betont, dass für die Definition einer einzigen Erscheinung A_i eines Phänomens die n unabhängigen Parameter a_i hinreichend aber nicht unbedingt alle notwendig sind.
Wie oben erwähnt, erlaubt es die Dimensionsanalyse, jede physikalische Erscheinung durch dimensionslose, allgemeingültige Grössen zu beschreiben. Nach dieser Theorie können die n, ein Phänomen beschreibenden dimensionsbehafteten Parameter a_i zu $n - k$ dimensionslosen Parametern X_j reduziert werden. Dabei ist k die Anzahl der im untersuchten Phänomen vorkommenden Grundgrössen. Häufig ist $k = 3$, weil die drei Grundgrössen L, T und M vertreten sind.
Zur Bestimmung der dimensionslosen Grössen X_j werden aus den n unabhängigen Parametern $(a_1, a_2, \ldots a_n)$ k Basis-Grössen (a_1, a_2, a_3) ausgewählt. Diese Basis-Grössen müssen in den Dimensionen unabhängig sein. Die dimensionslosen Kennzahlen X_j resultieren aus einem Potenzprodukt dieser drei Basis-Grössen und je eines der restlichen $N = n - k$ unabhängigen Parameter a_{j+k}:

$$X_j = a_1^{x_j} \cdot a_2^{y_j} \cdot a_3^{z_j} \cdot a_{j+k}^{m_j} . \tag{6.2}$$

Der Exponent m_j kann dabei frei gewählt werden, und die Exponenten x_j, y_j und z_j ergeben sich durch die Auflösung des folgenden Gleichungssystems:

$$\begin{aligned} \alpha_1 \cdot x_j + \alpha_2 \cdot y_j + \alpha_3 \cdot z_j &= -\alpha_{j+3} \cdot m_j \\ \beta_1 \cdot x_j + \beta_2 \cdot y_j + \beta_3 \cdot z_j &= -\beta_{j+3} \cdot m_j \\ \gamma_1 \cdot x_j + \gamma_2 \cdot y_j + \gamma_3 \cdot z_j &= -\gamma_{j+3} \cdot m_j \end{aligned} \tag{6.3}$$

wobei α_i, β_i und γ_i durch die Masseinheiten der Basis-Grössen folgendermassen bestimmt werden:

$$[a_i] = L^{\alpha_i} \cdot T^{\beta_i} \cdot M^{\gamma_i}. \tag{6.4}$$

Für die Basis-Grössen a_1, a_2 und a_3 lassen sich damit die Exponenten x_j, y_j und z_j eindeutig bestimmen.
So wie die unabhängigen Parameter eines Phänomens können auch seine charakteristische Grössen A_i dimensionslos gemacht werden. Die dimensionslose Form jeder Grösse A_i kann auch mit einem Potenzprodukt gegeben werden:

$$\Pi_A = a_1^{x_A} \cdot a_2^{y_A} \cdot a_3^{z_A} \cdot A. \tag{6.5}$$

Der Exponent von A wird dabei immer gleich 1 gesetzt. Die Werte der Exponenten x_A, y_A und z_A ergeben sich ähnlich wie für x_j, y_j und z_j durch die Lösung des Gleichungssystems (6.3).

Jede Funktion f_A kann in eine dimensionslose Formulierung φ_A überführt werden. Jede dimensionslose charakteristische Grösse Π_A kann demzufolge als Funktion von $n - k$ dimensionslosen Parametern X_j folgendermassen definiert werden:

$$\Pi_{A_i} = \varphi_{A_i}(X_1 ... X_{n-k}). \tag{6.6}$$

Welche Form die Beziehung f_A bzw. ihre entsprechende, dimensionslose Formulierung φ_A haben, ist nicht à priori bekannt und muss durch theoretische Überlegungen oder infolge empirischen Untersuchungen bestimmt werden. Empirische Untersuchungen oder theoretische Überlegungen erlauben auch, diejenigen dimensionslose Grössen zu definieren, die einen signifikanten Einfluss auf die beschriebenen Prozesse ausüben.

Im allgemeinen sind die zu beschreibenden physikalischen Phänomene orts- und zeitabhängige Prozesse. Zusätzlich zu den oben berücksichtigten unabhängigen Parametern a_i hängt jede charakteristische Grösse A_i auch von ihrer Position im Raum (x, y, z) und von der Zeit (t) ab. Dasselbe gilt auch für die entsprechende dimensionslose Formulierung. Verallgemeinert gelten deshalb folgende Beziehungen:

$$A_i = f_{A_i}(x, y, z, t, a_1 ... a_n), \tag{6.7}$$

$$\Pi_{A_i} = \varphi_{A_i}(\xi, \eta, \zeta, \theta, X_1 ... X_{n-3}). \tag{6.8}$$

Dabei sind ξ, η und ζ die dimensionslosen Raumkoordinaten und θ ist die dimensionslose Zeit.

6.3 Anwendung auf die untersuchten Phänomene

6.3.1 Murgangentstehung infolge progressiver Erosion

Angewendet auf die Murgangentstehung infolge progressiver Erosion einer Lockermaterialschicht führt eine Dimensionsanalyse auf die Definition von $n = 21$ dimensionsbehafteten, unabhängigen Parametern a_i (Fig. 6.1), welche in folgende fünf Gruppen gegliedert werden können:

- *Materialeigenschaften:*
  $\boldsymbol{d_m}$ [m] charakterisiert den mittleren Korndurchmesser, $\boldsymbol{d_{10}}$ [m] und $\boldsymbol{d_{90}}$ [m] die Korngrössenverteilung, ρ_S [kg/m^3] die Dichte, $\boldsymbol{f_S}$ [-] die Kornform, $\boldsymbol{S_B}$ [-] den Sättigungsgrad, $\boldsymbol{n}$ [-] die Porosität, $\boldsymbol{B_O}$ [-] die

Oberflächenbeschaffenheiten eines Kornes, s [N/m^2] die Kohäsion und E [N/m^2] den Elastizitätsmodul eines Kornes.

- *Fluid (Wasser):*
  ρ_W [kg/m^3] und μ_W [Pa·s] stellen die Dichte bzw. die Viskosität dar, und σ [N/m] kennzeichnet die Oberflächenspannung des Wassers.
- *Geometrie:*
  H [m], b [m] und $\tan\Theta$ [-] charakterisieren die Mächtigkeit der erodierbaren Lockermaterialschicht, die Breite des Gerinnes bzw. seine Neigung.
- *Naturkonstanten:*
  g [m/s^2] stellt die Gravitationskonstante dar.
- *Zuflussbedingungen:*
  Q_{SW} [m^3/s] ist der Oberflächenzufluss, h_{SW} [m] eine charakteristische Abflusstiefe und Q_{GW} [m^3/s] der Grundwasserzufluss. Q_{BE} [m^3/s] ist die Feststoffzufuhr aus dem Einzugsgebiet.

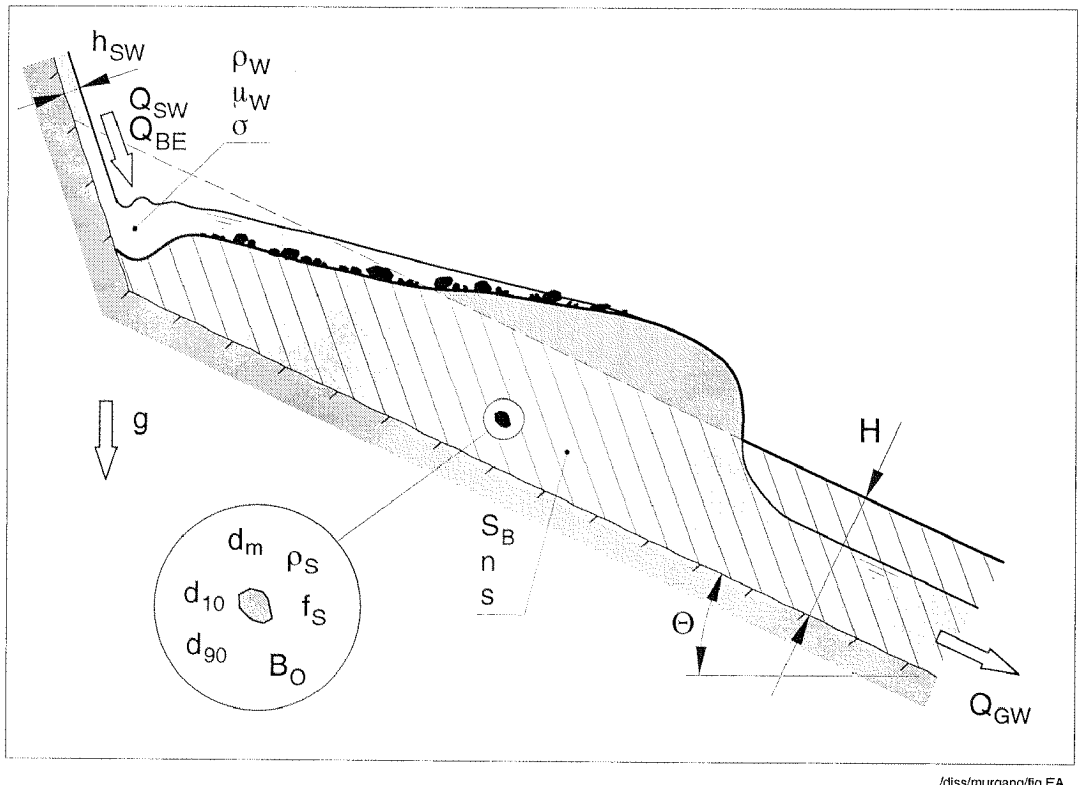


Fig. 6.1: Idealisierte Naturverhältnisse und Parameter zur Beschreibung der Murgangentstehung infolge progressiver Erosion.

Jede andere, denkbare Charakteristik des betrachteten Systems und jede denkbare Eigenschaft der sich abspielenden Phänomene (seien dies Geschiebetrieb, Erosion oder granulares Fliessen) können als Funktion dieser unabhängigen Parameter a_i definiert werden.
Die von den aufgeführten Parametern a_i abhängigen Erscheinungen A_i werden in zwei Gruppen unterteilt:

- *Anfangsbedingungen*. Diese Erscheinungen werden mit A_i^{IC} bezeichnet (*IC* steht für „Initial Conditions"). Sie sind orts- aber nicht zeitabhängig. Die Anfangsbedingungen können auch als gemeinsame Funktion der Parameter a_i und anderer Anfangsbedingungen definiert werden.
- *Charakteristika der Murgangwelle* (oder eventuell anderer Phänomene, die infolge hydraulischer Belastung einer Lockermaterialschicht entstehen). Diese Erscheinungen werden mit A_i^{DF} bezeichnet (*DF* steht für „Debris Flow") und sind im allgemeinen orts- und zeitabhängig. Sie können auch als gemeinsame Funktion von Parametern a_i, Anfangsbedingungen A_i^{IC} und anderen Murgangcharakteristika A_i^{DF} definiert werden.

Mathematisch werden diese Beziehungen folgendermassen ausgedrückt:

$$A_i^{IC} = f_{A_i^{IC}}(x, y, z, A_k^{IC} \ldots A_j^{IC}, a_1 \ldots a_n) = f_{A_i^{IC}}(x, y, z, a_1 \ldots a_n) \qquad (6.9)$$

$$A_i^{DF} = f_{A_i^{DF}}(x, y, z, t, A_k^{DF} \ldots A_j^{DF}, A_k^{IC} \ldots A_j^{IC}, a_1 \ldots a_n) = f_{A_i^{DF}}(x, y, z, t, a_1 \ldots a_n) \qquad (6.10)$$

wobei j ≠ i und k ≠ i sind. Theoretisch kann jede Erscheinung A_i als direkte Funktion der Parameter a_i ausgedrückt werden. Dass eine indirekte Formulierungen manchmal sinnvoll und gerechtfertigt sind, wird sich in den folgenden Abschnitten zeigen.

- *Anfangsbedingungen*
  Die charakteristischen Grössen, die als *Anfangsbedingungen* A_i^{IC} definiert werden, sind:
  $\boldsymbol{k_D}$ [m/s] die Durchlässigkeit des Materials, φ [°] der innere Reibungswinkel, $\boldsymbol{s'}$ [-] die infolge Kapillarkräfte vorhandene scheinbare Kohäsion, $\boldsymbol{h_W}$ [m] und $\boldsymbol{h_u}$ [m] die Mächtigkeit des Grundwassers bzw. die Mächtigkeit der obersten, ungesättigten Untergrundschicht (Fig. 7.29) und α [°] der Benetzungswinkel zwischen Boden und Wasser (Fig. 6.8).

- *Charakteristika der Murgangwelle*
  Die Grössen, welche für die Definition der *Murgangcharakteristika* A_i^{DF} gewählt werden, sind (Fig. 7.29):
  $\boldsymbol{v_F}$ [m/s] und $\boldsymbol{v_E}$ [m/s] die Front- bzw. die (parallel zur Sohle gemessene) Erosionsgeschwindigkeit, $\boldsymbol{h_F}$ [m] und $\boldsymbol{h_A}$ [m] die Murgangabflusstiefe an der Front bzw. die Mächtigkeit der sich unter der Front bildenden Ablagerungen, $\boldsymbol{c_{DF}}$ [-] die Feststoffkonzentration im Murgang, ρ_F [kg/m³],

μ_F [Pa s] und σ_F [N/m] die Dichte, die Viskosität bzw. die Oberflächenspannung des Murgangfluides, $\boldsymbol{Q_{DF}}$ [m³/s] der totale Murgangabfluss, $\boldsymbol{Q_{inf}}$ [m³/s][1] der totale Wasserdurchfluss, der im Untergrund als Grundwasser fliesst, $\boldsymbol{Q_E}$ [m³/s][2] die in der Erosionszone freigesetzte Wassermenge pro Zeiteinheit, $\boldsymbol{Q_{Eff}}$ [m³/s][3] der effektive Oberflächenabfluss, $\boldsymbol{Q_B}$ [m³/s][4] die in der Erosionszone mobilisierte Geschieberate und $\boldsymbol{tan\Theta_E}$ [-] das Gefälle der Erosionszone.

Wie oben gesagt, kann theoretisch jede dieser Eigenschaften A_i als direkte Funktion der Parameter a_i ausgedrückt werden. Praktisch ist dies aber nicht immer möglich. Dies sei am Beispiel des inneren Reibungswinkels φ näher erklärt. Diese Materialcharakteristik kann als Funktion f_φ der oben aufgelisteten Bodenparameter definiert werden. Diese Funktion ist aber (noch) nicht bekannt, so dass es angebrachter erscheint, gewisse Murgangcharakteristika (wie z.B. Θ_E) als Funktion von φ anstatt als direkte Funktion seiner unabhängigen Parameter darzustellen. In diesem Fall muss φ gemessen werden. Sobald aber eine brauchbare Funktion f_φ entwickelt wird, kann man immer die mit φ hergeleiteten Funktionen algebraisch in eine „reine" Form umschreiben. Dieselben Überlegungen gelten natürlich auch für die entsprechenden dimensionslosen Formulierungen.

Für die Bildung der dimensionslosen Produkte der unabhängigen Parameter und der physikalischen Eigenschaften für den Fall der Murgangentstehung infolge hydraulischer Belastung wurden als Basisgrössen folgende drei Parameter gewählt:

$$a_1 = d_m \text{ [m]} \qquad a_2 = \rho_W \text{ [kg/m}^3\text{]} \qquad a_3 = g \text{ [m/s}^2\text{]}. \tag{6.11}$$

Es sind dies Grössen, die für ein vorgegebenes Material konstant sind, das heisst für eine Versuchsserie nicht ändern.
Mit der oben beschriebenen Prozedur können jetzt die charakteristischen dimensionslosen Kennzahlen X_i und die dimensionslosen Eigenschaften Π_i gebildet werden. Die $n - 3 = 18$ dimensionslosen Kennzahlen sind:

$$X_{d_{10}} = d_{10}^* = \frac{d_{10}}{d_m} \tag{6.12}$$

$$X_{d_{90}} = d_{90}^* = \frac{d_{90}}{d_m} \tag{6.13}$$

[1], [2], [3] und [4]: zur Definition dieser Grössen sei hier auf Kap. 7.2.4 verwiesen.

$$X_{\rho_S} = \rho_S^* = \frac{\rho_S}{\rho_W} \tag{6.14}$$

$$X_{f_S} = f_S \tag{6.15}$$

$$X_{S_B} = S_B \tag{6.16}$$

$$X_n = n \tag{6.17}$$

$$X_{B_O} = B_O \tag{6.18}$$

$$X_s = s^* = \frac{s}{\rho_W \cdot g \cdot d_m} \tag{6.19}$$

$$X_{\mu_W} = \mu_W^* = \frac{\mu_W}{\rho_W \cdot g^{0.5} \cdot d_m^{1.5}} = \frac{\nu_W}{g^{0.5} \cdot d_m^{1.5}} \tag{6.20}$$

$$X_\sigma = \sigma^* = \frac{\sigma}{\rho_W \cdot g \cdot d_m^{2.0}} \tag{6.21}$$

$$X_H = H^* = \frac{H}{d_m} \tag{6.22}$$

$$X_b = b^* = \frac{b}{d_m} \tag{6.23}$$

$$X_\Theta = \tan\Theta \tag{6.24}$$

$$X_{Q_{SW}} = Q_{SW}^* = \frac{Q_{SW}}{g^{0.5} \cdot d_m^{2.5}} \tag{6.25}$$

$$X_{Q_{GW}} = Q_{GW}^* = \frac{Q_{GW}}{g^{0.5} \cdot d_m^{2.5}} \tag{6.26}$$

$$X_{h_{SW}} = h_{SW}^* = \frac{h_{SW}}{d_m} \tag{6.27}$$

$$X_{Q_{BE}} = Q_{BE}^* = \frac{Q_{BE}}{g^{0.5} \cdot d_m^{2.5}} \tag{6.28}$$

$$X_E = E^* = \frac{E}{\rho_W \cdot g \cdot d_m} \tag{6.29}$$

Aus den Gleichungen 6.19, 6.20, 6.21 und 6.25 geht hervor, dass folgende Kräfteverhältnisse für die Murgangentstehung infolge hydraulischer Belastung eine Rolle spielen:

$$\frac{Kohaesion}{Gravitation}, \frac{Zaehigkeit}{Gravitation}, \frac{Oberflaechenspannung}{Gravitation}, \frac{Traegheit}{Gravitation}.$$

Welche der oben aufgelisteten Parameter X_i (darunter gehören diese vier Kräfteverhältnisse) einen signifikanten Einfluss auf den Entstehungsmechanismus und die Dynamik eines Murganges ausüben, kann im Prinzip nur mit Hilfe von Laboruntersuchungen gezeigt werden.

Jede dimensionslose Erscheinung Π_i kann, analog zu ihrer entsprechenden dimensionsbehafteten Grösse A_i (vgl. Gl. 6.9 und 6.10) folgendermassen ausgedrückt werden:

$$\Pi_{A_i^{IC}} = \varphi_{A_i^{IC}}(\xi, \eta, \zeta, X_1 ... X_{n-3}), \tag{6.30}$$

$$\Pi_{A_i^{DF}} = \varphi_{A_i^{DF}}(\xi, \eta, \zeta, \theta, X_1 ... X_{n-3}). \tag{6.31}$$

Dabei sind $\Pi_{A_i^{IC}}$ die dimensionslosen Anfangsbedingungen und $\Pi_{A_i^{DF}}$ die dimensionslosen Murgangcharakteristika.
Folgende dimensionslose Anfangsbedingungen und Murgangcharakteristika sind in der vorliegenden Arbeit von besonderem Interesse:

- dimensionslose Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht:

$$X_{h_u} = h_u^* = \frac{h_h}{d_m} \tag{6.32}$$

- dimensionslose Durchlässigkeit:

$$X_{k_D} = k_D^* = \frac{k_D}{g^{0.5} \cdot d_m^{0.5}} \tag{6.33}$$

– dimensionslose Frontgeschwindigkeit:

$$X_{v_F} = v_F^* = \frac{v_F}{g^{0.5} \cdot d_m^{0.5}} \tag{6.34}$$

– dimensionslose Erosionsgeschwindigkeit:

$$X_{v_E} = v_E^* = \frac{v_E}{g^{0.5} \cdot d_m^{0.5}} \tag{6.35}$$

– dimensionslose Murgangabflusstiefe an der Front:

$$X_{h_F} = h_F^* = \frac{h_F}{d_m} \tag{6.36}$$

– dimensionslose Mächtigkeit der Ablagerungen unter der Front:

$$X_{h_A} = h_A^* = \frac{h_A}{d_m} \tag{6.37}$$

In der vorliegenden Arbeit war es nicht möglich, den Einfluss aller 17 massgebenden unabhängigen Parameter X_i zu untersuchen. Für die anfängliche Phase der Murgangentstehung spielen aber vor allem die geometrischen Verhältnisse und der Wasserhaushalt eine zentrale Rolle. Diese sind durch folgende Parameter charakterisiert:

$$d_{10}^*\ ,\ d_{90}^*\ ,\ \boldsymbol{n}\ ,\ H^*,\ \tan\Theta\ ,\ Q_{SW}^*\ ,\ Q_{GW}^*,\ Q_{BE}^*,\ b^*. \tag{6.38}$$

Mit diesen Parametern wird auch der Einfluss der Materialzusammensetzung teilweise berücksichtigt. Aus zeitlichen Gründen konnten der Einfluss der Gerinnebreite (b^*) und jener der Feststoffzufuhr aus dem Einzugsgebiet (Q_{BE}^*) nicht untersucht worden.
Die Dynamik der Murgangwelle ist zusätzlich von den Materialeigenschaften massgebend geprägt. Diese sind durch folgende Parameter charakterisiert:

$$\rho_S^*\ ,\ s^*\ ,\ \mu_W^*\ ,\ \sigma^*. \tag{6.39}$$

Es wird hier angenommen, dass diese Parameter im Vergleich zu den Parametern in (6.38) eine zweitrangige Rolle für die Murgangentstehung spielen. Der Einfluss dieser für die Murgangdynamik wichtigen Parameter auf die Murgangentstehung wurde deshalb nicht untersucht.

Der Einfluss der nachfolgend aufgelisteten Parameter scheint sowohl für die Murgangentstehung als auch für ihre Dynamik vergleichsweise unbedeutend zu sein und kann vernachlässigt werden:

$$f_S \; , \; S_B \; , \; B_O \; , \; h^*_{SW} \; , \; E^* . \tag{6.40}$$

6.3.2 *Murgangentstehung infolge Blockade*

Ähnlich wie für die Murgangentstehung infolge hydraulischer Belastung können für die Entstehung infolge Blockade mit Hilfe einer Dimensionsanalyse die unabhängigen Parameter definiert werden. In diesem Falle lassen sich $n = 29$ dimensionsbehaftete, unabhängige Parameter (Fig. 6.2) in sechs Gruppen unterteilen:

- *Untergrundmaterial und Wildbachsohle:*
  $\boldsymbol{d_m}$ [m], $\boldsymbol{d_{10}}$ [m] $\boldsymbol{d_{90}}$ [m], ρ_S [kg/m^3], $\boldsymbol{f_S}$ [-], $\boldsymbol{S_B}$ [-], $\boldsymbol{n}$ [-], $\boldsymbol{B_O}$ [-], $\boldsymbol{s}$ [N/m^2] sind genau dieselben Parameter, die auch für den Fall der progressiven Erosion definiert wurden. Zusätzlich muss ein Parameter $\boldsymbol{Q_{SB}}$ [m^3/s] definiert werden: dieser ist der massgebende strukturbildende Oberflächenabfluss.
- *Material der Rutschung:*
  Es handelt sich genau um dieselben Parameter, die den Untergrund charakterisieren. Zur Unterscheidung werden diese mit dem Index R (Rutschung) bezeichnet: $\boldsymbol{d_{m,R}}$ [m], $\boldsymbol{d_{10,R}}$ [m] $\boldsymbol{d_{90,R}}$ [m], $\rho_{S,R}$ [kg/m^3], $\boldsymbol{f_{S,R}}$ [-], $\boldsymbol{S_{B,R}}$ [-], $\boldsymbol{n_R}$ [-], $\boldsymbol{B_{O,R}}$ [-], $\boldsymbol{s_R}$ [N/m^2].
- *Fluid (Wasser):*
  ρ_W [kg/m^3], μ_W [Pa·s] und σ [N/m] sind genau dieselben Parameter, die auch für den Fall der progressiven Erosion definiert wurden.
- *Geometrie:*
  Zusätzlich zu den für die Entstehung infolge hydraulischer Belastung definierten Parametern ($\boldsymbol{H}$ [m], $\boldsymbol{b}$ [m] und $\boldsymbol{\tan\Theta}$ [-]) werden noch $\boldsymbol{V_R}$ [m^3] als gesamtes Rutschvolumen und $\boldsymbol{\tan\Theta_R}$ [-] als Neigung der Rutschungsböschungen definiert. Dabei wird angenommen, dass die Rutschung einen dreieckigen Längsschnitt aufweist und dass beide Böschungen gleich geneigt sind.
- *Naturkonstante:*
  $\boldsymbol{g}$ [m/s^2] ist die Gravitationskonstante.
- *Zuflussbedingungen:*
  $\boldsymbol{Q_{SW}}$ [m^3/s] ist der Oberflächenzufluss. Im Vergleich zu den entsprechenden Parametern bei der hydraulischen Belastung sind hier der Grundwasserzufluss Q_{GW}, die Abflusstiefe im Oberlauf h_{SW} und die Ge-

schiebezufuhr Q_{BE} nicht aufgeführt. Diese Grössen sind nämlich im hier beschriebenen Fall abhängige Variablen.

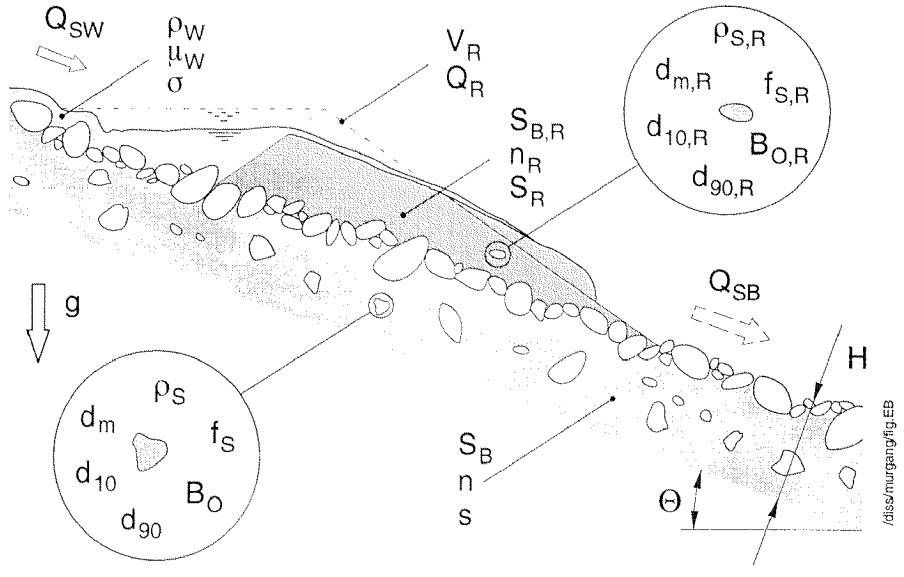


Fig. 6.2: Idealisierte Naturverhältnisse und Parameter zur Beschreibung der Murgangentstehung infolge Blockade.

Auch in diesem Fall kann jede andere Eigenschaft des Systems und jede Eigenschaft der sich abspielenden Phänomene als Funktion dieser unabhängigen Parameter a_i definiert werden. Ähnlich wie für den oben beschriebenen Entstehungsmechanismus werden die Erscheinungen A_i auch für das hier betrachtete System in Anfangsbedingungen A_i^{IC} und Murgangcharakteristika A_i^{DF} unterteilt.

- *Anfangsbedingungen*
  Im Vergleich zum vorangehend beschriebenen Mechanismus gehören h_W und h_u nicht zu den Anfangsbedingungen, denn es gilt die Annahme eines gesättigten Untergrundes. Dagegen muss die Struktur der Wildbachsohle zu den Anfangsbedingungen gezählt werden. Diese kann mit verschiedenen Eigenschaften A_i definiert werden, worauf in dieser Arbeit nicht näher eingegangen wird. Hier sei nur erwähnt, dass die Struktur der Bachsohle und die Eigenschaften der Deckschicht aus dem Zusammenspiel eines massgebenden, strukturbildenden Oberflächenabflusses, den charakteristischen Parametern des Untergrundes und der Geometrie resultieren. Die oben aufgeführten unabhängigen Parameter X_i genügen deshalb zur vollständigen Charakterisierung der Wildbachstruktur.

- *Charakteristika der Murgangwelle*
  Im wesentlichen können auch in diesem Fall dieselben Grössen zur Beschreibung der Murgangcharakteristika gebraucht werden, die schon für die Entstehung infolge hydraulischer Belastung definiert wurden. Zusätzlich kann eine Grösse definiert werden, die eine allfällige Zerstörung der Wildbachstruktur charakterisiert; dies könnte z.B. ein Murgangabfluss oder eine Frontgeschwindigkeit sein.

Die dimensionslosen Parameter X_j sind analog zu 6.3.1 definiert.

6.4 Kräftevergleiche

In diesem Kapitel soll anhand dreier Beispiele die relative Bedeutung einzelner während eines Murganges auftretender Kräfte gezeigt werden. Zum Zwecke der Anschaulichkeit seien die Kräfteverhältnisse für stark vereinfachte idealisierte Situationen hergeleitet.

6.4.1 Scheinbare Kohäsion und Gravitation

Dieses Beispiel soll die Bedeutung der scheinbaren Kohäsion infolge Oberflächenspannungen und Adhäsion im Vergleich zum Gewicht der Sedimentkörner zeigen.
Scheinbare Kohäsion zwischen Körnern tritt in einem ruhenden Boden oder in einer sich bewegenden Feststoffmasse bei feuchten Verhältnissen auf, wenn die Körner über Wassermenisken verbunden sind. Die resultierende Anziehungskraft ist (Flühler, 1991):

$$K_A = \sigma \cdot \pi \cdot R_2 \cdot (1 - \frac{R_2}{R_1}). \qquad (6.41)$$

Die vorkommenden Grössen sind in Fig. 2.1 definiert.
An der Front einer Murgangwelle herrschen Feuchteverhältnisse, bei denen scheinbare Kohäsion auftritt. Bei komplett trockenen oder bei vollgesättigten Bedingungen herrscht dagegen keine scheinbare Kohäsion zwischen den Körnern.
Für die geometrischen Verhältnisse an der Front seien folgende Annahmen getroffen:

- Die Körner seien kugelförmig und alle gleich gross mit einem charakteristischen Durchmesser d.
- Jede Kugel berühre gesamthaft 6 andere Kugeln. Angenommen sei die in Fig. 6.3 skizzierte Lagerung mit der Porosität $n = 0.48$ (d.h. die Feststoffkonzentration beträgt $c = 0.52$).

- Die Neigung des Gerinnes sei 36.4% (20°).

Des weitern sei als Fluid Wasser ($\rho_W = 1000$ kg/m^3, $\sigma = 73$ mN/m^2) und als Feststoff Kies ($\rho_S = 2650$ kg/m^3) angenommen.

Unter diesen Bedingungen kann R_2 als Funktion von R_1 und d folgendermassen ausgedrückt werden:

$$R_2 = R_1 \cdot (\sqrt{1 + \frac{d}{R_1}} - 1). \tag{6.42}$$

Bei gegebenem Korndurchmesser kann die scheinbare Kohäsion als Funktion von R_1 allein ausgedrückt werden.

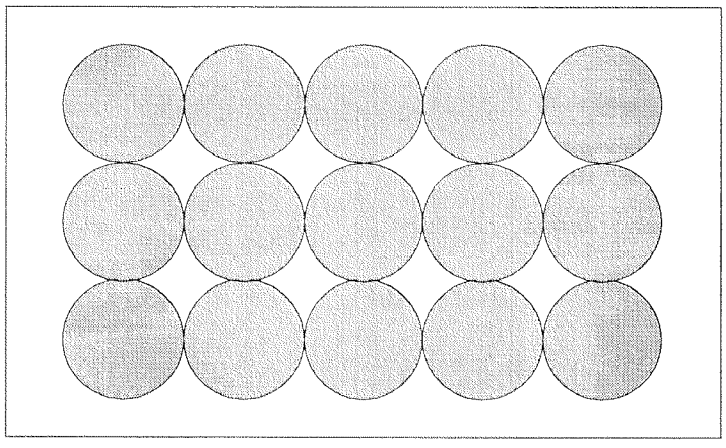


Fig. 6.3: Angenommene Lagerung der kugelförmigen Körner an der Murgangfront (Kugelpackung in lockerster Lagerung, jede Kugel berührt räumlich 6 andere).

Das Gewicht eines Kornes beträgt:

$$G = \rho_S \cdot g \cdot V = \rho_S \cdot g \cdot \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^3 \tag{6.43}$$

und seine hangparallele Komponente ist:

$$G_P = G \cdot \sin\Theta. \tag{6.44}$$

Bei einem gegebenen Korndurchmesser d hängt das Verhältnis von K_A zu G bzw. zu G_P ausschliesslich von R_1 ab:

$$\frac{K_A}{G} = 6 \cdot \frac{\sigma}{\rho_S \cdot g} \cdot \frac{(\sqrt{1 + \frac{d}{R_1}} - 1) \cdot (2 - \sqrt{1 + \frac{d}{R_1}})}{d^3}, \tag{6.45}$$

$$\frac{K_A}{G_P} = 6 \cdot \frac{\sigma}{\rho_S \cdot g \cdot \sin\Theta} \cdot \frac{(\sqrt{1+\frac{d}{R_1}} - 1) \cdot (2 - \sqrt{1+\frac{d}{R_1}})}{d^3}. \qquad (6.46)$$

Diese Zusammenhänge sind für d = 6 mm in Fig. 6.4 graphisch dargestellt.

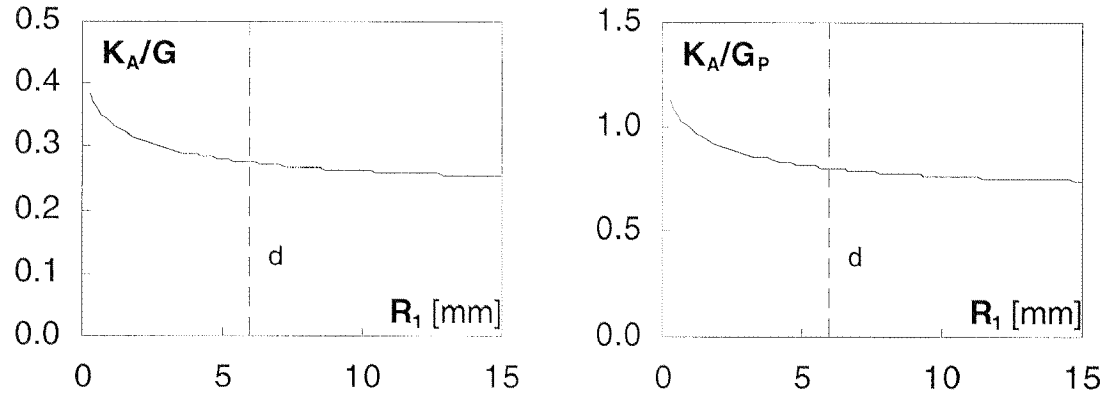


Fig. 6.4: Verhältnis zwischen scheinbarer Kohäsion und Gewicht (K_A/G) bzw. zwischen scheinbarer Kohäsion und hangparalleler Komponente des Gewichtes (K_A/G_P) für d = 6 mm und $\Theta = 20°$ in Funktion von R_1.

Der Wert von R_1 nimmt mit zunehmendem Wassergehalt zu; folglich nimmt die Kohäsion zwischen zwei Körnern mit zunehmendem Wassergehalt ab.
Wird R_1 grösser als $d \cdot (\sqrt{2} - 1)/2 \approx d \cdot 0.2$, dann berühren sich benachbarte Menisken und ihre Form wird komplex. Unter den getroffenen Annahmen beträgt der Sättigungsgrad (S_B) bei $R_1 = d \cdot 0.2$ etwa 7%. Dies gilt unabhängig vom Wert d. In Fig. 6.5 ist das Kräfteverhältnis zwischen Kohäsion und hangparalleler Komponente des Gewichtes eines Kornes für S_B = 7% und $\Theta = 20°$ dargestellt. Aus dieser halblogarithmischen Darstellung kann man den Einfluss des Korndurchmessers klar entnehmen.

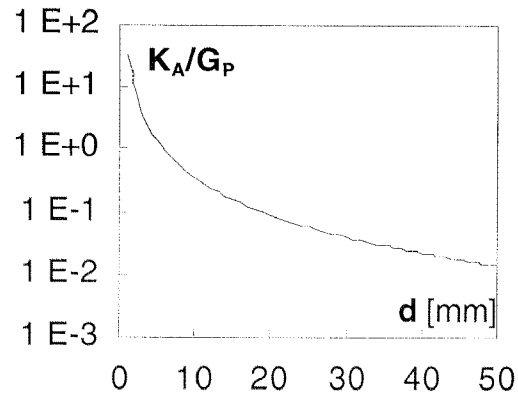


Fig. 6.5: Verhältnis zwischen scheinbarer Kohäsion und hangparalleler Komponente des Gewichtes eines Körners bei $R_1 = 0.2 \cdot d$ (d.h. für $S_B = 7\%$) und $\Theta = 20°$, aufgetragen in Funktion von d.

Bei Korndurchmessern grösser als 20 mm beträgt die scheinbare Kohäsion weniger als 10% der hangparallelen Gewichtskomponente eines Kornes, und für d kleiner als etwa 5 mm ist K_A jedoch grösser als G_P.

Wie aus den obigen Ausführungen entnommen werden kann, hängt die scheinbare Kohäsion bei gegebenen Fluid- und Feststoffeigenschaften und gegebener Geometrie von folgenden Parametern ab:

- Korndurchmesser,
- Wassergehalt bzw. Sättigungsgrad.

In Tab. 6.6 sind für die zwei Feststoffe Kies ($\rho_S = 2650$ kg/m^3) und PVC ($\rho_S = 1400$ kg/m^3) und für die zwei Flüssigkeiten Wasser ($\rho_W = 1000$ kg/m^3, $\sigma_W = 73$ mN/m) und Ethanol ($\rho_E = 789$ kg/m^3, $\sigma_E = 22$ mN/m) die minimalen Korndurchmesser angegeben, für welche das Verhältnis von K_A/G bzw. K_A/G_P kleiner als 10% wird. Dabei gelten die oben getroffenen Annahmen und $S_B = 7\%$. Danach könnte die Verwendung von Ethanol anstatt von Wasser eine Reduktion des maximalen Korndurchmessers auf fast die Hälfte ermöglichen.

Feststoff	Fluid	Verhältnis	d [mm]
Kies:	Wasser:	$K_A/G < 10\%$	> 11
$\rho_S = 2650$ kg/m^3	$\sigma_W = 73$ mN/m	$K_A/G_P < 10\%$	> 19
Kies:	Ethanol:	$K_A/G < 10\%$	> 6
$\rho_S = 2650$ kg/m^3	$\sigma_E = 22$ mN/m	$K_A/G_P < 10\%$	> 10
PVC:	Wasser:	$K_A/G < 10\%$	> 15
$\rho_S = 1400$ kg/m^3	$\sigma_W = 73$ mN/m	$K_A/G_P < 10\%$	> 25
PVC:	Ethanol:	$K_A/G < 10\%$	> 8
$\rho_S = 1400$ kg/m^3	$\sigma_E = 22$ mN/m	$K_A/G_P < 10\%$	> 14

Tab. 6.6: Minimaler Korndurchmesser d, damit das Verhältnis K_A/G bzw. K_A/G_P kleiner als 10% ist, für $S_B = 7\%$ und $\Theta = 20°$.

Aus diesen Daten geht weiter hervor, dass scheinbare Kohäsion sowohl unter Laborverhältnissen als auch in der Natur eine merkliche Rolle spielen kann. Besonders sollte aber auf Massstabseffekte unter Laborverhältnissen geachtet werden. Wird beispielsweise ein granularer Murgang mit $d_{mN} = 50$ mm (in diesem Bereich spielt die scheinbare Kohäsion eine vernachlässigbare Rolle) mit einem Längenmassstab $\lambda_L = 20$ im Modell nachgebildet, dann ergibt sich $d_{mM} = 2.5$ mm. Bei diesem Korndurchmesser ist dann die scheinbare Kohäsion nicht mehr vernachlässigbar und es entstehen Massstabseffekte.

Mit diesem vereinfachten Modell können einige wichtige Aspekte jedoch nicht erfasst werden:

- Die Dynamik der granularen Bewegung wird nicht berücksichtigt.
- Die geometrischen Verhältnisse (Anordnung der Körner und Form der Wassermenisken) sind komplexer und räumlich variabel.
- Aufgrund dynamischer Fraktionierungsprozesse herrschen in verschiedenen Zonen der Murgangfront unterschiedliche Kornfraktionen vor.
- Der tatsächliche Wassergehalt ist schwierig abzuschätzen und ist räumlich variabel.

Eine theoretische Erfassung der Einflüsse der scheinbaren Kohäsion ist mit dem heutigen Stand der Kenntnisse schwierig. Ausserdem können in einer sich bewegenden Murgangwelle wesentliche Grössen (z.B. der Sättigungsgrad S_B) experimentell noch nicht in der gewünschten räumlichen und zeitlichen Auflösung bestimmt werden. Experimentell machbar ist dagegen eine Untersuchung der makroskopischen Erscheinungen einer Murgangwelle bei Variation der Oberflächenspannung des intergranularen Fluides. In seiner experimentellen Arbeit hat Bölsterli (1999) den Einfluss der Oberflächenspannung auf die Frontneigung und die Abflusstiefe einer Murgangwelle zeigen können. Seine Resultate bestätigen expe-

rimentell die Bedeutung der Oberflächenspannungen für das Fliessverhalten eines Murgangs.

6.4.2 Druckkräfte, hydrodynamische Kräfte und Gravitation

Anhand dieses zweiten Beispiels wird die relative Bedeutung folgender drei Kräfte untersucht: Druckkraft, hydrodynamische Kräfte infolge Versickerung und Gravitation.
Wird eine trockene Sohle durch einen plötzlichen Oberflächenabfluss benetzt, so entsteht ein Druckgradient, der das Wasser in den Untergrund versickern lässt. Das in den Untergrund eindringende Wasser bildet eine Versickerungsfront (Fig. 6.6). In einem homogenen und isotropen Untergrund ist der Druckgradient im versickernden Grundwasser konstant, d.h. der Druck wird mit der Tiefe linear abgebaut.

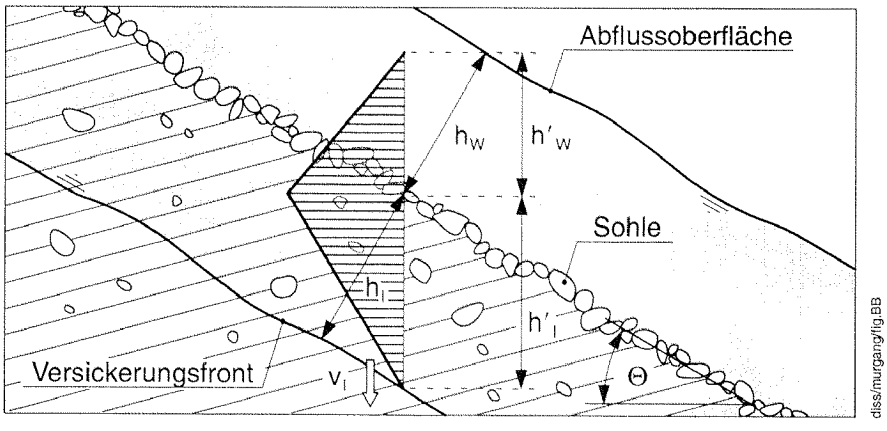


Fig. 6.6: Schematische Darstellung der Druckverhältnisse bei Wasserversickerung in den Untergrund.

Zur Vereinfachung seien folgende Annahmen getroffen:

- Der Druck im Oberflächenabfluss ist über die ganze Abflusstiefe hydrostatisch verteilt. Es herrscht deshalb folgende Druckverteilung:

$$p = \rho_W \cdot g \cdot h_W \cdot \cos\Theta = \rho \cdot g \cdot h'_W. \qquad (6.47)$$

- Es tritt keine Erosion auf.
- Die Versickerungsgeschwindigkeit v_I ist im Vergleich zu der für die Bildung eines Normalabflusses benötigen Zeit sehr klein; folglich ist die Versickerungsfront parallel zur festen Sohle und zur Abflussoberfläche.
- Die Kapillarkräfte haben keinen Einfluss auf die Wasserinfiltration in den Boden.

Unter diesen Annahmen können folgende Zeitzustände gedanklich unterschieden werden:

t_0: Unmittelbar nach der Bildung des Oberflächenabflusses unterscheidet sich die Versickerungsfront kaum von der Lockermaterialsohle; die Mächtigkeit des infiltrierenden Grundwassers (h_I) ist kleiner als der mittlere Korndurchmesser (d_m).

t: Nach einer Zeit t hat das infiltrierende Wasser eine Mächtigkeit h_I, die in derselben Grössenordnung liegt wie h_W.

t_E: Hat die infiltrierende Wasserfront eine undurchlässige Schicht oder einen bestehenden Grundwasserspiegel erreicht, dann ist die Aufnahmekapazität des Untergrundes erschöpft und kein Wasser infiltriert mehr vom Oberflächenabfluss in den Boden. Die Druckverteilung ist von der Abflussoberfläche bis zur undurchlässige Schicht hydrostatisch.

Für diese Zustände werden in den nächsten Abschnitten die wirkenden Kräfte bestimmt bzw. abgeschätzt und miteinander verglichen.

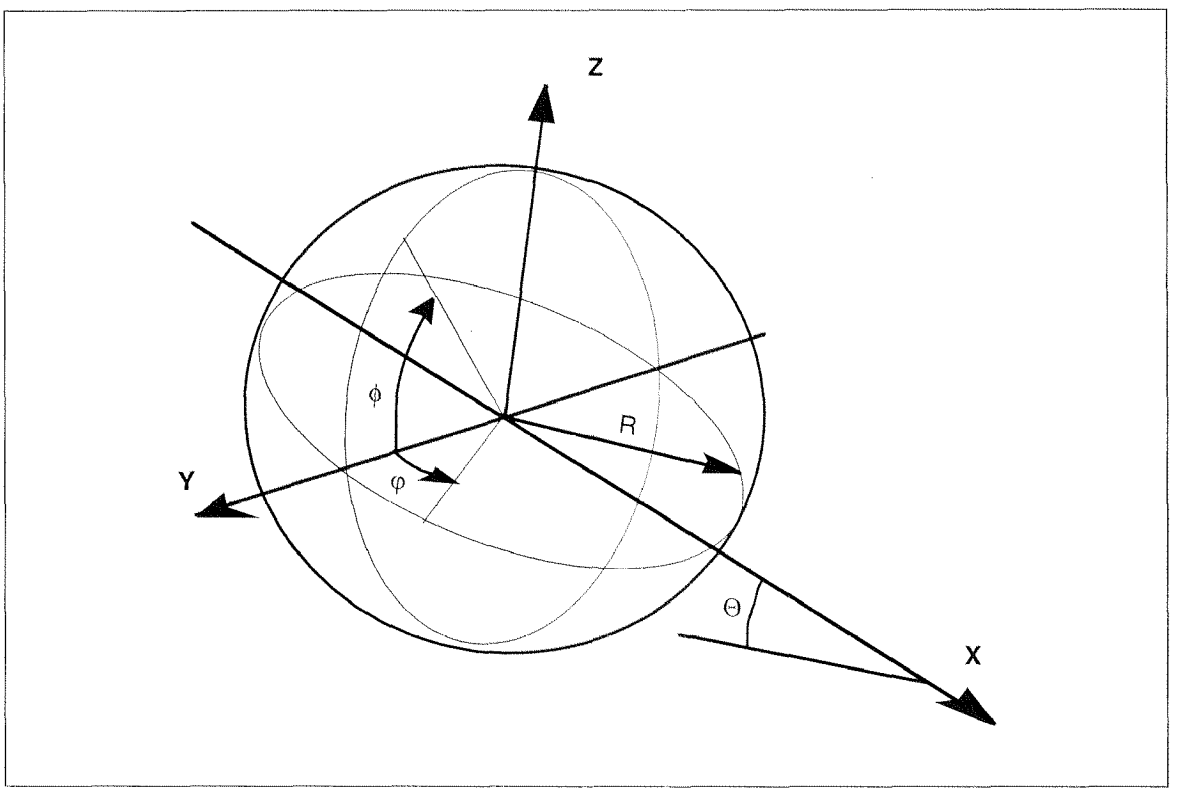


Fig. 6.7: Definitionskizze für die Berechnung der Druckkräfte auf der Oberfläche einer Kugel.

- *Bestimmung der Druckkräfte*

Für den in Fig. 6.6 dargestellten allgemeinen Fall ($t_0 < t < t_\infty$) können die auf ein kugelförmiges Korn wirkenden Druckkräfte wie folgt berechnet werden (Fig. 6.7):

- Die auf die obere Kugelhälfte senkrecht zur Sohle wirkende Druckkraft D_O kann folgendermassen ausgedrückt werden:

$$D_O = -\int_{\varphi=0}^{2\pi}\int_{\phi=0}^{\pi/2} p_O \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi \cdot R^2 \cdot d\phi \cdot d\varphi, \tag{6.48}$$

wobei $$p_O = \rho_W \cdot g \cdot (h_W - R \cdot \sin\phi) \cdot \cos\Theta \tag{6.49}$$

der auf die obere Kugelhälfte wirkende Druck ist. Die Integration über die Halbkugel liefert:

$$D_O = -\rho_W \cdot g \cdot (R^2 \cdot h_W - \frac{2}{3} \cdot R^3) \cdot \cos\Theta \cdot \pi. \tag{6.50}$$

- Analog zu D_O kann auch die auf die untere Kugelhälfte senkrecht zur Sohle wirkende Druckkraft D_U definiert werden:

$$D_U = \int_{\varphi=0}^{2\pi}\int_{\phi=0}^{\pi/2} p_U \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi \cdot R^2 \cdot d\phi \cdot d\varphi \tag{6.51}$$

Dabei ist $$p_U = \rho_W \cdot g \cdot h_W \cdot \cos\Theta \cdot (1 - \frac{R \cdot \sin\phi}{h_I}) \tag{6.52}$$

der auf die untere Kugelhälfte wirkende Druck. Die Integration über die Halbkugel liefert:

$$D_U = \rho_W \cdot g \cdot h_W \cdot \cos\Theta \cdot (R^2 - \frac{2}{3} \cdot \frac{R^3}{h_I}) \cdot \pi. \tag{6.53}$$

Die Kraft D_U hat dieselbe Wirkungslinie wie D_O (senkrecht zur Sohle), wirkt jedoch in die entgegengesetzte Richtung (nach oben).

- Die resultierende Druckkraft D berechnet sich aus der Summe:

$$D_U + D_O = \rho_W \cdot g \cdot \frac{2}{3} \cdot R^3 \cdot \cos\Theta \cdot \pi \cdot (1 - \frac{h_W}{h_I}). \tag{6.54}$$

Dieser Gleichung – welche nur für $h_I \geq R = d/2$ gültig ist – kann folgendes entnommen werden:

⇒ ist $h_I < h_W$, dann ist die resultierende Druckkraft negativ, also nach unten gerichtet.

⇒ bei $h_I = h_W$ ist die Resultierende gleich Null, d.h. die obere und untere Druckkraft heben sich gegenseitig auf.

⇒ für $h_I > h_W$ ist die resultierende Druckkraft positiv, also nach oben gerichtet.

Unmittelbar nach der plötzlichen Belastung (d.h. für t_0) wirkt dem oberen Druck kein unterer Druck entgegen. Die resultierende Druckkraft ent-

spricht deshalb der auf die obere Halbkugel wirkenden Kraft D_O (Gl. 6.50). Sie wirkt senkrecht zur Sohle und ist nach unten gerichtet.

Sobald der Grundwasserträger voll ist (ab t_E), baut sich im Untergrund ein hydrostatischer Wasserdruck auf. Der Druck auf die untere Halbkugel kann folgendermassen angegeben werden:

$$p_U = \rho_W \cdot g \cdot (h_W + R \cdot \sin\theta) \cdot \cos\Theta. \tag{6.55}$$

Integriert über die Oberfläche der Halbkugel ergibt dies folgende nach oben gerichtete Druckkraft:

$$D_U = \rho_W \cdot g \cdot (R^2 \cdot h_W + \frac{2}{3} \cdot R^3) \cdot \pi \cdot \cos\Theta. \tag{6.56}$$

Damit lässt sich aus Gl. 6.50 und 6.56 die resultierende Druckkraft D wie folgt bestimmen:

$$D_U + D_O = \rho_W \cdot g \cdot \frac{4}{3} \cdot R^3 \cdot \pi \cdot \cos\Theta = \rho_W \cdot g \cdot V \cdot \cos\Theta. \tag{6.57}$$

Diese Kraft ist nichts anderes als die senkrecht zur geneigten Sohle wirkende Auftriebskraft.

- *Bestimmung der hydrodynamischen Strömungskraft*

Die hydrodynamische Strömungskraft infolge Infiltration lässt sich mit folgender Formel abschätzen:

$$F_I = \frac{\rho_W}{2} \cdot A_I \cdot C_I \cdot v_I^2, \tag{6.58}$$

wobei A_I die senkrecht zur Strömung exponierte Fläche und C_I ein Formkoeffizient sind. Die Infiltrationsgeschwindigkeit v_I lässt sich aus dem Durchlässigkeitsbeiwert k_D und dem Gradienten I bestimmen (Darcy Gesetz):

$$v_I = k_D \cdot I. \tag{6.59}$$

Dabei wird eine laminare Strömung in den Untergrund angenommen.
Der hydraulische Gradient ist definitionsgemäss die Änderung des hydraulischen Potentials über eine bestimmte Distanz. Der zwischen der Sohle und der Versickerungsfront (Fig. 6.6) herrschende Gradient kann wie folgt bestimmt werden:

$$I = \frac{\Delta\Phi}{\Delta l} = \frac{\Phi_F - \Phi_S}{h_I'}. \tag{6.60}$$

Dabei werden die hydraulischen Potentiale an der Sohle und an der Versickerungsfront (Φ_S bzw. Φ_F) folgendermassen angegeben:

$$\Phi_S = \frac{p_S}{\rho_W \cdot g} + z_S = h_W' + h_I', \tag{6.61}$$

$$\Phi_F = \frac{p_F}{\rho_W \cdot g} + z_F = 0. \tag{6.62}$$

p_S und p_F sind die Wasserdrücke an der Sohle bzw. an der Front und z_S und z_F bezeichnen die entsprechenden geodätischen Höhen. Als Referenzhorizont für die Bestimmung der geodätischen Höhe wird die Versickerungsfront gewählt ($z_F = 0$ und $z_S = h_I'$). Die hydrodynamische Strömungskraft kann wie folgt ausgedrückt werden:

$$F_I = \frac{\rho_W}{2} \cdot R^2 \cdot \pi \cdot C_I \cdot (k_D \cdot \frac{h_W + h_I}{h_I} \cdot \cos^2 \Theta)^2. \tag{6.63}$$

Diese Kraft wirkt in die Fliessrichtung des infiltrierenden Wassers, d.h. in Richtung der Lotlinie.

- *Gravitation*

Wie oben erwähnt, wirkt die resultierende Druckkraft senkrecht zur Sohle und die hydrodynamische Strömungskraft in Richtung der Lotlinie. Die Druckkraft D soll deshalb mit der sohlensenkrechten Komponente der Gravitationskraft G_S verglichen verwerden. Die hydrodynamische Strömungskraft F_I soll dagegen mit der Gravitationskraft G selbst verglichen werden.

- *Vergleiche*

Aufgrund der obengenannten Ausführungen lassen sich die Grössenordnungen der in einem konkreten Fall auftretenden Kräfte vergleichen. Es seien dabei zwei Situationen analysiert: die erste unter Laborbedingungen, die zweite unter natürlichen Verhältnissen.

Für die Kräfteverhältnisse im Labor seien folgende Annahmen bezüglich Material und Geometrie getroffen:
$d = 0.006$ m, $k_D = 0.01$ m/s, $C_I = 1.0$, $\Theta = 20°$, $\rho_S = 2650$ kg/m^3, $\rho_W = 1000$ kg/m^3, $h_W = 0.03$ m.
Die Verhältnisse zwischen resultierender Druckkraft D und sohlensenkrechter Komponente der Gravitation G_S bzw. zwischen hydrodynamischer Strömungskraft F_I und Gravitation G sind in Tab. 6.7 zusammengetragen.

Zeit	Position der Versickerungsfront	D [N]	G_S [N]	D / G_S [-]	F_I [N]	G [N]	F_I / G [-]
t_1	$h_I = R$	$-4.7 \cdot 10^{-3}$	$-2.8 \cdot 10^{-3}$	1.70	$-1.4 \cdot 10^{-4}$	$-2.9 \cdot 10^{-3}$	0.05
t_2	$h_I = h_W / 2$	$-5.2 \cdot 10^{-4}$	$-2.8 \cdot 10^{-3}$	0.19	$-1.0 \cdot 10^{-5}$	$-2.9 \cdot 10^{-3}$	0.003
t_3	$h_I = h_W$	0.0	$-2.8 \cdot 10^{-3}$	0.0	$-5.0 \cdot 10^{-6}$	$-2.9 \cdot 10^{-3}$	< 0.001
t_E	hydrostat. Druck	$1.4 \cdot 10^{-3}$	$-2.8 \cdot 10^{-3}$	-0.38	0.0	$-2.9 \cdot 10^{-3}$	0.0

Tab. 6.7: Kräfteverhältnisse unter typischen Laborbedingungen.

Folgende Annahmen bezüglich Material und Geometrie seien zur Beschreibung typischer Naturverhältnisse getroffen:
$d = 0.20$ m, $k_D = 0.03$ m/s, $C_I = 1.0$, $\Theta = 20°$, $\rho_S = 2650$ kg/m^3, $\rho_W = 1000$ kg/m^3, $h_W = 1.0$ m.
Die Kräfteverhältnisse für verschiedene Zeiten sind in Tab. 6.8 enthalten.

Zeit	Position der Versickerungsfront	D [N]	G_S [N]	D / G_S [-]	F_I [N]	G [N]	F_I / G [-]
t_1	$h_I = R$	$-1.7 \cdot 10^{+2}$	$-1.0 \cdot 10^{+2}$	1.70	$-1.4 \cdot 10^{-0}$	$-1.1 \cdot 10^{+2}$	0.01
t_2	$h_I = h_W / 2$	$-1.9 \cdot 10^{+1}$	$-1.0 \cdot 10^{+2}$	0.19	$-1.1 \cdot 10^{-1}$	$-1.1 \cdot 10^{+2}$	0.001
t_3	$h_I = h_W$	0.0	$-1.0 \cdot 10^{+2}$	0.0	$-5.0 \cdot 10^{-2}$	$-1.1 \cdot 10^{+2}$	< 0.001
t_E	hydrostat. Druck	$3.9 \cdot 10^{+1}$	$-1.0 \cdot 10^{+2}$	-0.38	0.0	$-1.1 \cdot 10^{+2}$	0.0

Tab. 6.8: Kräfteverhältnisse unter typischen natürlichen Bedingungen.

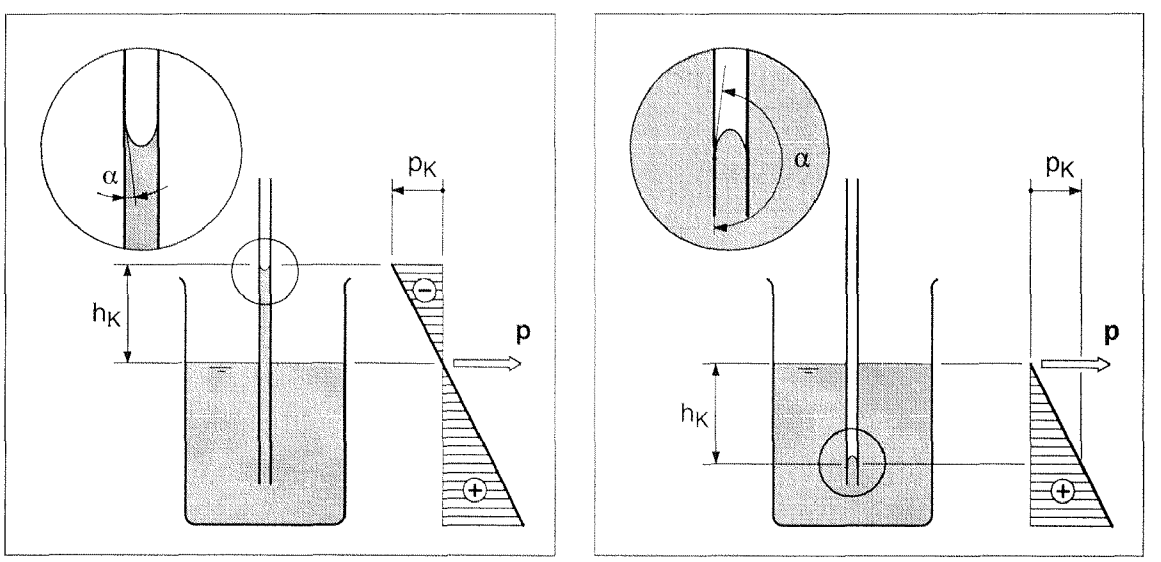
Die Resultate der zwei Tabellen erlauben folgende Schlüsse:

- Die hydrodynamische Strömungskraft F_I ist sowohl im Labor als auch unter natürlichen Verhältnissen vernachlässigbar klein gegenüber der Gravitation. Die Ursache dafür sind die Fliessgeschwindigkeiten, welche relativ klein bleiben, auch wenn die Durchlässigkeitsbeiwerte relativ gross sind.
- Die Resultierende aller Druckkräfte D spielt dagegen sowohl im Labor als auch in der Natur eine wichtige Rolle. Sie liegt nämlich in derselben Grössenordnung wie die Gravitationskraft und beeinflusst die Stabilität eines Kornes. Auffallend ist die Änderung des Betrages und der Richtung der resultierenden Druckkraft bei gleichbleibender Wirkungslinie. Solange $h_I < h_W$, hat die resultierende Druckkraft eine stabilisierende Wirkung auf ein Korn, weil sie in derselben Richtung wie die Gravitation wirkt. Sobald aber $h_I > h_W$, dann wirkt sie der Gravitation entgegen und hat eine destabilisierende Wirkung.

6.4.3 Kapillarität und Infiltration

Im vorhergehenden Beispiel wurde angenommen, dass der Einfluss der Oberflächenspannungen auf den Infiltrationsvorgang vernachlässigbar sei. In diesem Abschnitt wird gezeigt, dass diese Annahme nicht immer gültig ist.

Einführend seien einige Begriffe erklärt. Man betrachte ein dünnes Rohr (Kapillare mit Radius r), das in eine Flüssigkeit senkrecht eingetaucht wird (Fig. 6.8). In Abhängigkeit der molekularen Wechselwirkungen zwischen Flüssigkeit und Rohroberfläche bildet sich im Rohr ein konkaver oder ein konvexer Flüssigkeitsmeniskus. Im Fall einer flüssigkeitsanziehenden Oberfläche entsteht in der Flüssigkeit aufgrund der Krümmung der Oberfläche ein Unterdruck p_K, und der Wasserspiegel im Kapillarrohr steigt um den Betrag h_K. Im Falle einer flüssigkeitsabstossenden Oberfläche entsteht dagegen ein Überdruck p_K, und der Wasserspiegel kann beim Eintauchen der Kapillare bis in eine Tiefe h_K abgesenkt werden.



/diss/murgang/fig.EF

Fig. 6.8: Flüssigkeitsanziehende und flüssigkeitsabstossende Oberflächen.

Der Über- bzw. Unterdruck p_K kann wie folgt ausgedrückt werden (Flühler, 1991 oder Dracos, 1991):

$$p_K = -\frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos\alpha}{r}. \tag{6.64}$$

Dabei sind σ die Oberflächenspannungen der Flüssigkeit und α der Benetzungswinkel zwischen Fluid und Feststoff (Kapillare).
Die Höhe h_K kann folgendermassen bestimmt werden:

$$h_K = \frac{p_K}{\rho \cdot g} = -\frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos\alpha}{r \cdot \rho \cdot g}. \qquad (6.65)$$

ρ ist die Dichte der Flüssigkeit. Die resultierenden Druckverhältnisse sind in Fig. 6.8 dargestellt. Der Winkel α sagt aus, ob eine Feststoffoberfläche für eine bestimmte Flüssigkeit anziehend ($0 < \alpha < 90°$) oder abstossend ($90° < \alpha < 180°$) ist (Tab. 6.9).

Feste Phase	Flüssige Phase	Benetzungswinkel α [°]
Glas	Wasser	≈ 0 [1)]
Glas	Quecksilber	140 [1)]
Stahl	Wasser	90 [1)]
Quarz	Wasser	≈ 0 [1)]
trockener Torf	Wasser	150 [1)]
Asche	Wasser	> 90

Tab. 6.9: Benetzungswinkel α zwischen Flüssigkeiten und Oberflächen ([1)]: Flühler, 1991).

Der Infiltrationsvorgang, welcher sich nach einem plötzlichen Oberflächenabfluss über einen trockenen Boden einstellt, wird wie folgt idealisiert (vgl. Fig. 6.9 und Fig. 6.10):

- Die Druckverhältnisse im Oberflächenabfluss sind durch eine ruhende Wassersäule in einem Behälter dargestellt.
- Das Porensystem des Untergrundes wird durch eine vertikale Kapillare idealisiert. Der Kapillardurchmesser ist d_K.
- Der Behälterdurchmesser d_B ist viel grösser als der Kapillardurchmesser d_K, so dass eine Veränderung der Wassertiefe h_W infolge Infiltration in den Boden vernachlässigt werden kann.

Zuerst sei der Fall einer wasserabstossenden (hydrophoben) Oberfläche betrachtet (Fig. 6.9). Dabei können zwei Situationen unterschieden werden:

① $h_W \leq h_K$. Dann kann der hydrostatische Druck p den positiven, ihm entgegenwirkenden Kapillardruck p_K nicht überwinden und kein Wasser infiltriert in die Kapillare.

② $h_W > h_K$. In diesem Fall ist der hydrostatische Druck grösser als der positive, ihm entgegenwirkende Kapillardruck. Das Wasser infiltriert in die Kapillare.

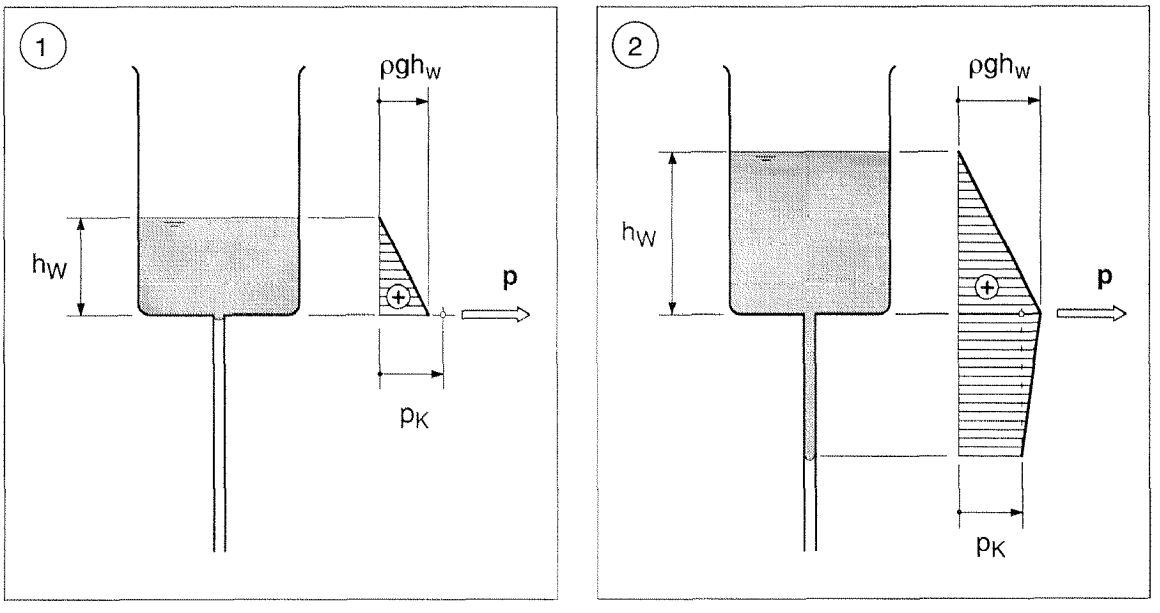


Fig. 6.9: Idealisierte Bedingungen für die Infiltration in einen wasserabstossenden Boden.

Im Falle einer wasseranziehenden (hydrophilen) Oberfläche (Fig. 6.10) fördert der negative Kapillardruck die Infiltration des Wassers in den Boden.

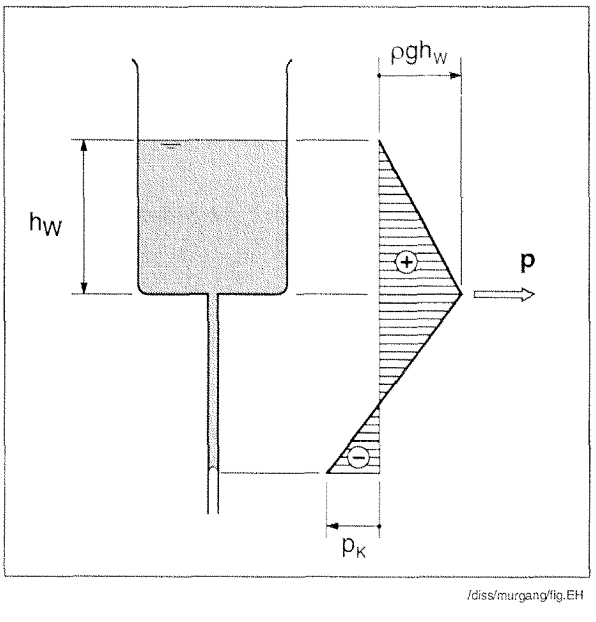


Fig. 6.10: Idealisierte Bedingungen für die Infiltration in einen wasseranziehenden Boden.

- *Herrschende Potentiale*

Falls Kapillarkräfte wirksam sind, resultiert das hydraulische Potential Φ aus der Summe dreier Teilpotentiale: des hydrostatischen Ψ_H, des geodätischen Ψ_G und des Kapillarpotentials Ψ_K (Flühler, 1991):

$$\Phi = \Psi_H + \Psi_G + \Psi_K. \tag{6.66}$$

Die hydraulischen Potentiale an der Infiltrationsfront Φ_F bzw. am Behälterboden Φ_S können wie folgt ausgedrückt werden:

$$\Phi_F = \frac{p_F}{\rho \cdot g} + z_F + \frac{p_{K_F}}{\rho \cdot g}, \tag{6.67}$$

$$\Phi_S = \frac{p_S}{\rho \cdot g} + z_S + \frac{p_{K_S}}{\rho \cdot g}. \tag{6.68}$$

Erfolgt die Infiltration in einen hydrophoben Boden, dann resultieren folgende Potentiale:

$$\Phi_F = \frac{p_{K_F}}{\rho \cdot g} = h_K, \tag{6.69}$$

$$\Phi_S = \frac{p_S}{\rho \cdot g} + z_S = h_W + h_I. \tag{6.70}$$

Als Referenzhorizont wird dabei die Infiltrationsfront gewählt. Der herrschende Gradient ist:

$$I = \frac{\Delta\Phi}{\Delta l} = \frac{h_K - (h_W + h_I)}{h_I}. \tag{6.71}$$

Definitionsgemäss fliesst das Wasser in Richtung eines negativen Gradienten. Solange $h_I = 0$ und $h_K \leq h_W$ bleibt $I \geq 0$ und kein Wasser fliesst in die Kapillare. Wird $h_W + h_I$ grösser als h_K, dann wird $I < 0$ und das Wasser infiltriert in die Kapillare.

Erfolgt dagegen die Infiltration in einen hydrophilen Boden, dann ergeben sich folgende Potentiale:

$$\Phi_F = \frac{p_{K_F}}{\rho \cdot g} = -h_K, \tag{6.72}$$

$$\Phi_S = \frac{p_S}{\rho \cdot g} + z_S = h_W + h_I. \tag{6.73}$$

Der herrschende Gradient ist:

$$I = \frac{\Delta\Phi}{\Delta l} = \frac{-h_K - (h_W + h_I)}{h_I}. \tag{6.74}$$

In diesem Fall ist der Gradient immer kleiner als 0 und nimmt mit fortschreitender Infiltrationsfront ständig ab.

Der Gradient wird durch die Kapillarkräfte im Falle einer hydrophilen Oberfläche vergrössert, im Falle einer hydrophoben Oberfläche dagegen verkleinert.

- *Vergleiche Natur – Labor*

Die Bedeutung der Kapillarkräfte auf die Wasserinfiltration in einen trokkenen Boden wird jetzt für eine Laborsituation und für eine Situation in der Natur untersucht. Dabei werden die geometrischen Verhältnisse im Boden idealisiert. Insbesondere wird angenommen, dass das vorhandene Porensystem durch einen charakteristischen Kapillardurchmesser d_K beschrieben werden kann. Weiter wird angenommen, dass d_K als Funktion von d_{10} des Bodenmaterials ausgedrückt werden kann (Fig. 6.11):

$$d_K = (\frac{2}{\sqrt{3}} - 1) \cdot d_{10} \cong 0.15 \cdot d_{10}. \qquad (6.75)$$

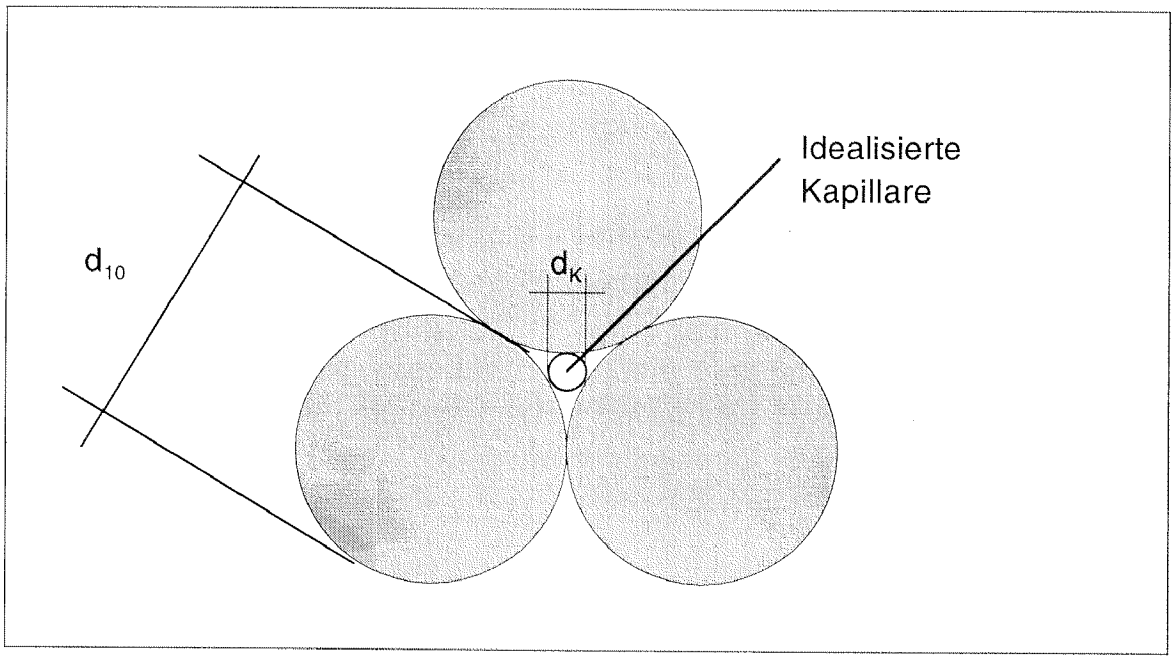


Fig. 6.11: Idealisierte Kapillare.

Die Verhältnisse in der Natur können durch folgende Grössen charakterisiert werden:
$d_{10} = 0.033$ m, $h_W = 1.0$ m, $\rho_W = 1000$ kg/m^3, $\sigma = 73$ mN/m, $\alpha = 0°$.

Falls für die Skalierung ein Längenmassstab $\lambda_L = 33$ gewählt wird, resultieren folgende Werte für die Laborverhältnisse:
$d_{10} = 0.001$ m, $h_W = 0.03$ m. Wählt man als Fluid Wasser, dann gelten folgende Materialparameter: $\rho_W = 1000$ kg/m^3, $\sigma = 73$ mN/m, $\alpha = 0°$.

Basierend auf diesen Annahmen können die in der Natur und im Labor herrschenden Gradienten verglichen werden. In Tab. 6.10 sind die Resultate zusammengefasst. Für die Natur- und Laborverhältnisse sind die Gradienten sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung der Kapillarität bestimmt worden.

		Naturverhältnisse		Laborverhältnisse	
Kapillarität		berücksichtigt	nicht ber.	berücksichtigt	nicht ber.
d_K [mm]		5	–	0.15	–
h_K [mm]		6	–	198	–
Zeit	Position der Versickerungsfront				
t_1	$h_I = 2 \cdot d_{10}$	–16.24	–16.15	–116.7	–16.15
t_2	$h_I = h_W$	–2.006	–2.0	–8.6	–2.0
t_3	$h_I = 2 \cdot h_W$	–1.503	–1.5	–4.8	–1.5

Tab. 6.10: Vergleich der Gradiente für Natur- und Laborverhältnisse.

Die Resultate der Tabelle erlauben folgende Schlüsse:

- In der Natur üben die Oberflächenspannungen keinen Einfluss auf die Infiltration in den Boden aus. Die Gradienten werden von der Kapillarität praktisch nicht beeinflusst. Dies gilt für das gewählte, relativ grobe Material.
- Unter der oben angeführten Annahme, dass das Porensystem im Untergrund durch eine vertikale Kapillare konstanten Durchmessers idealisiert werden kann, spielt die Kapillarität unter Laborverhältnissen eine wichtige Rolle. Die Oberflächenspannungen verursachen eine Vervielfachung des herrschenden Gradienten (Faktor 3 bis 7 für Beispiel). Dementsprechend sind auch die Infiltrationsgeschwindigkeit und der infiltrierende Abfluss grösser. In Wirklichkeit ist aber das Porensystem inhomogen und kann nicht durch einen einzigen Kapillardurchmesser charakterisiert werden. Die idealisierte kontinuierliche Kapillare ist in Wirklichkeit nicht durchgehend. Dies erschwert die theoretische Erfassung des Einflusses der Kapillarität wesentlich.

6.5 Modellähnlichkeit

Wie einführend gesagt, liefert eine Dimensionsanalyse charakteristische dimensionslose Parameter, die gleichzeitig die Ähnlichkeitskriterien für die Skalierung eines Modells darstellen.
Aus den Ausführungen der vorangehenden Kapitel geht hervor, dass die zwei in dieser Arbeit untersuchten Entstehungsmechanismen bezüglich dimensionsanalytischen Überlegungen sich nicht wesentlich unterscheiden: die in den zwei Systemen vorkommenden charakteristischen Grössen sind grundsätzlich dieselben.
Wie in den Kap. 7 und 8 ausführlich beschrieben, ist ein Murgang charakterisiert durch das Zusammenspiel verschiedener Prozesse, die gleichzeitig auftreten und sich gegenseitig beeinflussen. Die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Prozesses sind stark. Um den Fragenkomplex der Modellähnlichkeit zu vereinfachen, erscheint es deshalb zweckmässig, in einem ersten Schritt die einzelnen Prozesse in folgende vier Gruppen zu gliedern:

- fluviale Erosion und Geschiebetrieb,
- Wasserinfiltration in den Untergrund,
- gesättigtes granulares Fliessen,
- feuchtes granulares Fliessen.

In einem zweiten Schritt wird die Bedeutung der herrschenden Wechselwirkungen untersucht.
Die Rolle der Kohäsion soll nicht weiter untersucht werden, weil die vorliegende Arbeit sich mit der Erforschung der Murgangentstehung in kohäsionslosen Materialien beschränkt.

6.5.1 Fluviale Erosion und Geschiebetrieb

In der Erosionszone einer Murgangwelle (vgl. Kap. 7.2.4) nimmt der Geschiebetransport schnell zu, und der Übergang von einem fluvialen Geschiebetrieb in Sohlennähe zu einem intensiven Geschiebetrieb erfolgt schnell und über eine kurze Distanz. Die Feststoffkonzentration nimmt schnell zu und erreicht nach kurzer Distanz Werte über 5% und am Ende der Erosionsstrecke Werte über 30% (vgl. Fig. 7.60). Der Abfluss geht am Ende dieser Zone in ein gesättigtes granulares Fliessen über.
Die Anwendbarkeit der bei Erosion und Geschiebetrieb normalerweise verwendeten Ähnlichkeit nach Froude ist bei solch hohen Feststoffkonzentrationen im Oberflächenabfluss in Frage gestellt. Der bei einem mit wenig Geschiebe beladenen Wasserabfluss normalerweise vernachlässigbare Einfluss der Fluidzähigkeit kann bei hohen Feststoffkonzentrationen nicht mehr vernachlässigt werden. Welche Kräfteverhältnisse dominant sind, kann im Prinzip mit ähnlichen Kriterien erkannt werden, welche zur

Unterscheidung zwischen inertialen und viskosen Fliesszuständen einer 2-Phasenströmung angewendet werden (vgl. Kap. 3).

6.5.2 Wasserinfiltration in den Untergrund

Nach Yalin (1971) wird eine laminare Strömung in einem gesättigten Grundwasserträger von der Zähigkeit dominiert. Falls die Strömung turbulent ist, dann ist die Trägheit dominant.
Wird ein trockener Boden durch einen Oberflächenabfluss benetzt, dann infiltriert das Wasser in den Boden und es bildet sich eine Versickerungsfront (vgl. Kap. 6.4.2 und Fig. 6.6). Bei diesem Infiltrationsvorgang treten neben Zähigkeit oder Trägheit auch Kapillarkräfte auf. Diese werden durch die Oberflächenbeschaffenheiten des Bodenmaterials und die Oberflächenspannungen vom Wasser hervorgerufen und können den Infiltrationsvorgang beeinflussen. Insbesondere kann der in den Untergrund infiltrierende Abfluss erhöht werden. Dieser Effekt kann insbesondere bei Versuchen im Kleinmassstab auftreten, ist aber schwierig abzuschätzen (vgl. Kap. 6.4.3).

Wie im Kap. 7.1.3 ausführlich beschrieben, hat die Drainage des Murgangs infolge Wasserinfiltration in die Lockermaterialschicht einen wesentlichen Einfluss auf die Frontgeschwindigkeit der Murgangwelle. Eine erhöhte Drainage bewirkt eine Abnahme der Frontgeschwindigkeit. Dementsprechend, wenn die Kapillarkräfte tatsächlich eine erhöhte Infiltration bewirken, wirken sie sich auch auf die Frontgeschwindigkeit aus und verursachen Massstabseffekte.

6.5.3 Gesättigtes granulares Fliessen

Dieser Fliesszustand charakterisiert den Murgangkörper und Teile der Front. Die vorkommenden Kräfte sind neben der Gravitation die Trägheit und die Zähigkeit. Das Verhältnis zwischen Trägheit und Viskosität bestimmt den Strömungszustand. Dieser ist inertial, falls die Trägheit dominant ist. Dominieren dagegen die viskosen Kräfte, dann ist die Strömung viskos. Diese Unterscheidung zwischen inertialem und viskosem Fliesszustand ist für 2-Phasenströmungen schon von Bagnold (1954) eingeführt worden.

6.5.4 Feuchtes granulares Fliessen

Wie im Kap. 7.1 beschrieben, ist die granulare Murgangfront oft nicht gesättigt, sondern feucht. Die Front ist charakterisiert durch ein feuchtes granulares Fliessen.
Ist eine granulare Masse nicht gesättigt, dann tritt neben der Gravitation, der Trägheit und der Zähigkeit auch die scheinbare Kohäsion infolge der Oberflächenspannung und der Adhäsion auf. Qualitativ nimmt die Bedeutung der scheinbaren Kohäsion bei abnehmender Korngrösse und abnehmendem Flüssigkeitsgehalt zu (vgl. Kap. 6.4.1). Die Rolle der Zähigkeit nimmt mit zunehmendem Flüssigkeitsgehalt zu. Die genauen Verhältnisse sind komplex und noch nicht bekannt. Anhand der heutigen Kenntnisse kann man noch nicht sagen, welches Kräfteverhältnis dominant ist.
Bei komplett trockenen Fliessverhältnissen verschwinden sowohl die Zähigkeit als auch die scheinbare Kohäsion, und die Strömung ist deshalb ausschliesslich vom Verhältnis zwischen Trägheit und Gravitation geprägt. Die Strömung ist in diesem Fall vollinertial. Das feuchte granulare Fliessen liegt deshalb zwischen trockenem und gesättigtem Fliesszustand, und ist zusätzlich zu den dort auftretenden Kräften von der scheinbaren Kohäsion gekennzeichnet. Der Einfluss der scheinbaren Kohäsion auf die Fliesszustände von granularen Murgängen ist auch von Scotton und Deganutti (1997) und von Bölsterli (1999) erkannt worden. Insbesondere zeigen die experimentellen Untersuchungen von Bölsterli den starken Einfluss der Oberflächenspannungen auf die Abflusstiefe und auf die Frontneigung der Murgangwelle. Nach Bölsterli bewirkt eine Erhöhung der Oberflächenspannungen – und dementsprechend eine Erhöhung der scheinbaren Kohäsion – eine deutliche Zunahme der Abflusstiefe einer granularen Murgangwelle.

6.5.5 Wechselwirkungen

Zur qualitativen Untersuchung der zwischen den Prozessen herrschenden Wechselwirkungen werden hier folgende zwei Betrachtungen durchgeführt:

- Betrachtung in Fliessrichtung. Dabei wird beurteilt, ob die sich flussaufwärts abspielenden Prozesse die flussabwärts ablaufenden beeinflussen.
- Betrachtung gegen die Fliessrichtung. Dabei wird beurteilt, ob die flussabwärts ablaufenden Prozesse die sich flussaufwärts abspielenden beeinflussen.

Beide Betrachtungen sind für die Beurteilung der Wechselwirkungen wichtig.

Die Betrachtung in Fliessrichtung ist die einfachere. Es ist nämlich naheliegend, dass Wasserzufluss, Erosion und Geschiebetrieb den Aufbau und die Bewegung des Murgangkörpers durch Material und Wasserzufuhr steuern. Die Bewegung des Murgangkörpers beeinflusst ihrerseits die Infiltration vom Wasser in den Untergrund: fliesst der Murgang schnell, dann kann viel Wasser in den Untergrund infiltrieren, und umgekehrt. Eine lineare Wirkungskette wirkt also in Fliessrichtung.

Die quantitative Analyse der Resultate zeigt (vgl. Kap. 7.2), dass eine Wirkungskette auch gegen die Fliessrichtung wirkt. Der Einfluss der Infiltration in den Untergrund auf die Murgangbewegung ist eindeutig: je mehr Wasser infiltriert, desto langsamer fliesst die Murgangwelle. Die Infiltration wirkt sich eindeutig auf den Aufbau und die Bewegung der Murgangfront und des Murgangkörpers aus. Je grösser die Durchlässigkeit des Untergrundes ist und je tiefer der Grundwasserspiegel liegt, desto langsamer fliesst die Murgangwelle und desto mächtiger sind die Ablagerungen unter der Front.
Weiter zeigt die Datenanalyse, dass das Gefälle der Erosionszone mit zunehmender Mächtigkeit der obersten trockenen Lockermaterialschicht (h_u) abnimmt. Dieser Effekt kann teilweise auf den Einfluss zurückgeführt werden, den diese Schicht auf die Murganggeschwindigkeit ausübt. Wird h_u grösser, dann werden die Front- und Erosionsgeschwindigkeit kleiner und entsprechend nimmt die Neigung der Erosionszone ab. Dieser Effekt – obschon aus den Resultaten klar erkennbar – ist relativ klein und man kann sagen, dass die Erosion nicht wesentlich durch die Geschwindigkeit der Murgangwelle beeinflusst wird. Die an der Murgangfront auftretenden Massstabseffekte (vgl. Kap. 6.5.4) beeinflussen mit grosser Wahrscheinlichkeit die Erosion und den Geschiebetrieb im hinteren Teil der Murgangwelle nicht.

Anhand der obigen Ausführungen kann gezeigt werden, dass alle am Phänomen Murgang beteiligten Prozesse sich gegenseitig beeinflussen. Aufgrund dieser Wechselwirkungen üben die einen Prozess steuernden Kräfteverhältnisse einen indirekten Einfluss auch auf andere Prozesse auf, die nicht direkt von denselben Kräfteverhältnissen beherrscht sind. Wie gross dieser indirekte Einfluss ist, hängt von der Stärke der Wechselwirkung ab und kann anhand der verfügbaren Daten mindestens zum Teil abgeschätzt werden (vgl. Kap. 7).

6.5.6 Entstehung einer Murgangwelle

Die Bedeutung der Wasserinfiltration in einen durchlässigen Untergrund für die Stabilität eines Kornes ist den Ausführungen im Kap. 6.4.2 zu ent-

nehmen. Die Infiltration spielt deshalb auch bei der Entstehung eines granularen Murganges infolge progressiver Erosion eine Rolle. Zur Entwicklung des Entstehungskriteriums für Murgänge (vgl. Kap. 7.3) wurde nämlich nur derjenige Abfluss berücksichtigt, der abzüglich infiltrierenden Abflusses an der Oberfläche erosionswirksam ist.

Wie in den vorangehenden Abschnitten beschrieben, sind Infiltration in den Untergrund und Oberflächenabfluss bzw. Erosion nicht von denselben Kräfteverhältnissen beeinflusst. Wie stark aber sich die bei der Infiltration auftretenden Massstabseffekte (vgl. Kap. 6.4.3) auf die Murgangentstehung infolge progressiver Erosion auswirken, kann im Moment nicht abschliessend beantwortet werden.

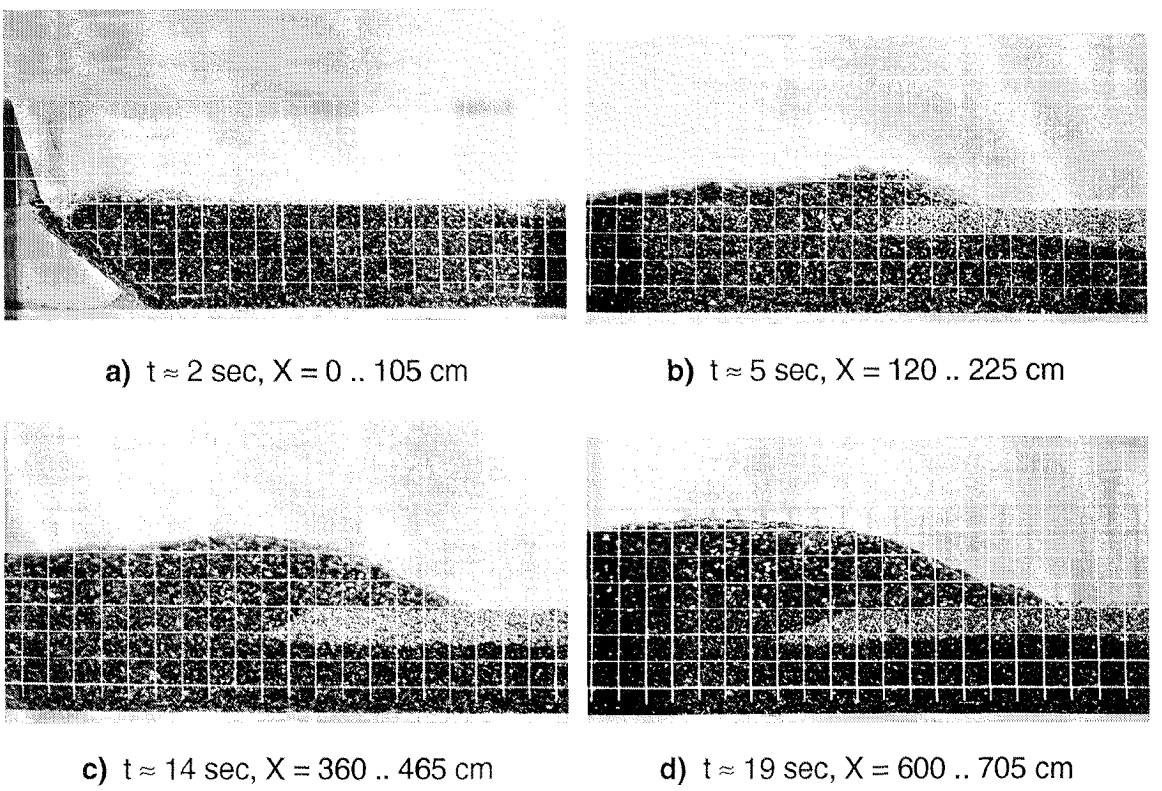
Jedoch geben Vergleiche mit einigen Daten aus Naturereignissen (vgl. Kap. 9) erste Hinweise für die Brauchbarkeit des in der vorliegenden Arbeit entwickelten Entstehungskriteriums für Murgänge infolge progressiver Erosion (vgl. Kap. 7.3). Die Übertragung des vorgeschlagenen Entstehungskriteriums auf natürliche Verhältnisse basiert auf der Annahme der Anwendbarkeit des Ähnlichkeitsgesetzes nach Froude. Die relativ gute Übereinstimmung der abgeschätzten kritischen Abflüsse mit den in der Natur beobachteten Abflüssen kann also als Bestätigung der Brauchbarkeit des Modellgesetzes nach Froude für die Entstehung granularer Murgänge angesehen werden. Dies ist aber noch kein Beweis und alleinige die Anwendbarkeit der Ähnlichkeit nach Froude muss anhand weiterer Naturereignisse breiter abgestützt werden.

7 Murgangentstehung infolge progressiver Erosion

7.1 Qualitative Beschreibung der Versuche

7.1.1 Entstehung der Murgangwelle

Die Entstehung eines Murschubes infolge progressiver Erosion der Lokkermaterialschicht ist charakterisiert durch eine anfängliche fluviale Destabilisierung der Oberfläche mit einem anschliessenden raschen Übergang von intensivem Geschiebetransport über hyperkonzentrierten Abfluss hin zu einer vollausgebildeten Murgangbewegung (Fig. 7.1 und Fig. 7.2). Typisch für die Murgangwelle ist die Bildung einer granularen Front, welche durch eine hohe Feststoffkonzentration charakterisiert ist.



a) t ≈ 2 sec, X = 0 .. 105 cm

b) t ≈ 5 sec, X = 120 .. 225 cm

c) t ≈ 14 sec, X = 360 .. 465 cm

d) t ≈ 19 sec, X = 600 .. 705 cm

Fig. 7.1: Bildsequenz der Entstehung und Bewegung einer Murgangwelle. t stellt die Zeit ab dem Antreffen des Oberflächenabflusses am oberen Ende des Kanals dar. X ist die Längskoordinate. Versuchsbedingungen: Kanalneigung $\Theta = 20°$, Oberflächenzufluss $Q_{SW} = 4$ l/s, Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht $h_u = 6$ cm (vgl. Fig. 7.35), Material 3.

Wenn der plötzliche Oberflächenzufluss die Lockermaterialschicht erreicht, infiltriert ein Teil des Wassers in den Untergrund – in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Bodens und von der Lage des Grundwas-

serspiegels – und die restliche Wassermenge bildet einen Oberflächenabfluss. Damit dieser Oberflächenabfluss einen Murgang erzeugen kann, muss er einen kritischen Wert überschreiten (vgl. Kap. 7.3). Wird dieser kritische Abfluss nicht erreicht, so entsteht kein Murgang, sondern die anfänglich ebene Sohlenmorphologie wird infolge fluvialer Erosion und Geschiebetrieb verändert. Dabei bilden sich dreidimensionale Strukturen.

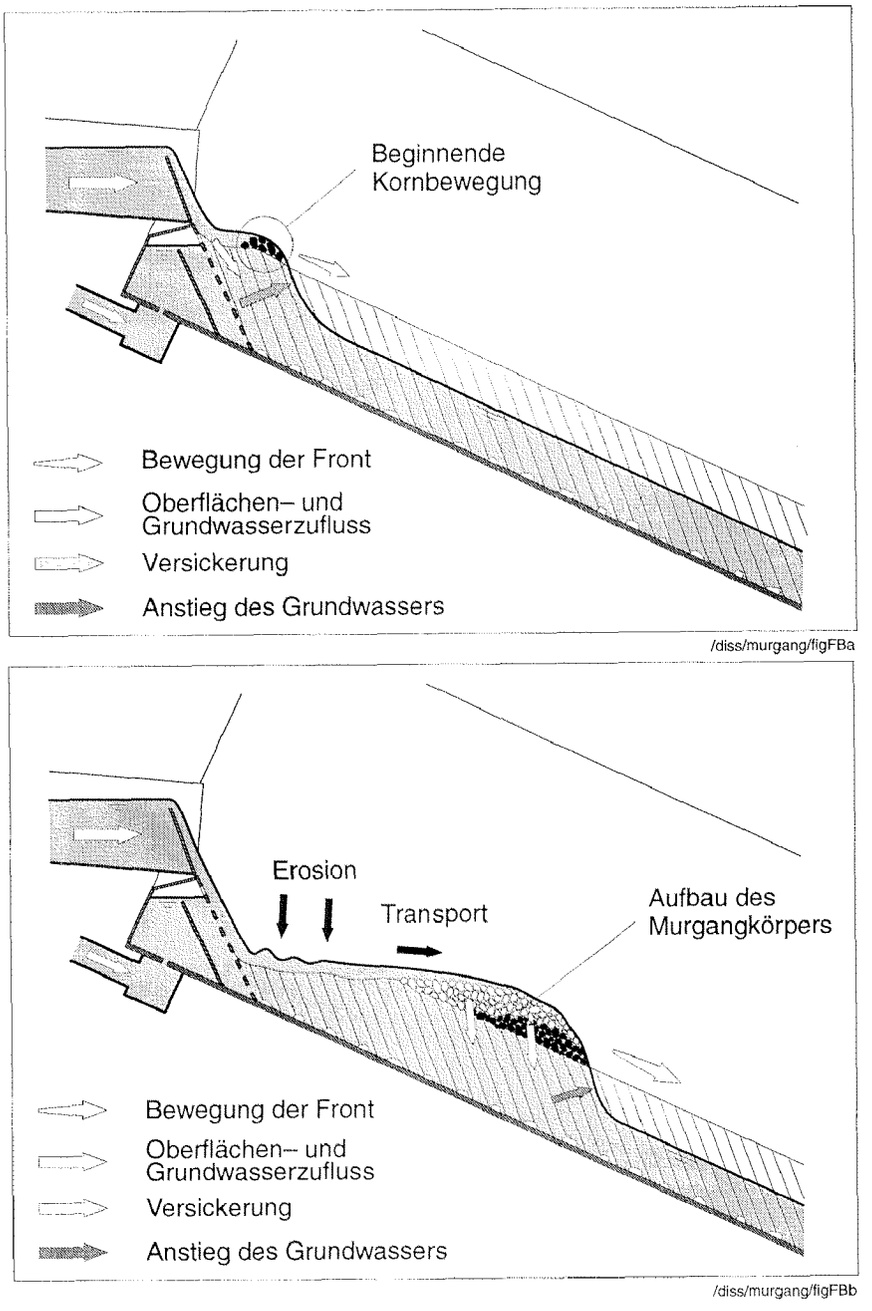


Fig. 7.2: Schematische Darstellung der Murgangentstehung und der daran beteiligten Prozesse.

Ein Murgang ist auch im Labor ein höchst instationärer Vorgang, bei dem verschiedene Prozesse gleichzeitig ablaufen. Wasser spielt bei allen diesen Prozessen eine wesentliche Rolle.

Oft wurde während der Versuche beobachtet, dass die Murgangwelle nicht auf der ganzen Kanalbreite entsteht, sondern dass die ersten Destabilisierungen der Sohle und die entsprechenden ersten Erosionen nur einen Teil der gesamten Breite in Anspruch nehmen. In solchen Fällen kann sich eine dreidimensionale Murgangfront bilden, die sich hangabwärts bewegt. Normalerweise aber entwickelt sich diese anfänglich dreidimensionale Murgangwelle nach einer gewissen Strecke in eine zweidimensionale Welle, deren Längsprofil über die ganze Kanalbreite mehr oder weniger gleich ist. Die Ursache dieser anfänglichen Dreidimensionalität des enstandenen Murganges ist wahrscheinlich in den kleinen Unregelmässigkeiten der eingebauten Sohle zu suchen. Bei derart steilen Gefällen führt schon eine kleine Eintiefung in der Sohle zur Bildung eines im Vergleich zu den umliegenden Sohlenpartien grösseren Abflusses, der schneller und intensiver erodiert, was einen sich aufschaukelnden Erosionsprozess auslöst. Diese dreidimensionalen Effekte treten normalerweise nur im aufsteigenden Ast der Oberflächenabflussganglinie auf, wenn der Abfluss noch klein ist. Mit zunehmendem Abfluss werden die gebildeten inhomogenen Erosionen wieder ausgeglichen, und die Murgangwelle nimmt eine zweidimensionale Form an.

Verschiedene Autoren haben ähnliche Prozesse in der Natur beobachtet. Okuda et al. (zitiert in Takahashi, 1991) beschreiben eine ähnliche Murgangentstehung im Kamikamihori-Tal. Johnson und Rodine (1984) beschreiben die Entstehung, Bewegung und Ablagerung eines Murganges, der sehr ähnlich aussieht wie der in den hier beschriebenen Versuchen. Dies ist eine wichtige Bestätigung der Güte der Versuchsdurchführung.

Falls die Bedingungen für die Entstehung eines Murganges nicht gegeben sind, treten wie schon erwähnt andere Phänomene auf, die auch vom Wasser massgeblich gesteuert werden (Kap. 7.1.10). Die während den Versuchen beobachteten Transport- und Umlagerungsmechanismen sind:

- Hyperkonzentrierter Abfluss,
- Geschiebetransport,
- Rutschungen und Sackungen.

7.1.2 Dynamik der Murgangwelle

Das Verhalten einer Murgangwelle zeichnet sich nicht durch ein einheitliches Muster aus. Die Bewegung der Front ist nicht in allen Fällen diesel-

be, sondern verschiedene Bewegungsvorgänge können unterschieden werden:

- regelmässige Bewegung der Front, welche die meisten Versuche charakterisiert;
- schubartige Bewegung der Front, gekennzeichnet durch Verzögerungen und Beschleunigungen der Front;
- „Stop-and-Go"-Bewegung der Front. Diese unterscheidet sich von einer schubartigen Bewegung durch das vollständige Stoppen und die sukzessive Mobilisierung der Front.

Die Pulsationen der Front (sowohl bei einer schubartigen als auch bei einer „Stop-and-Go"-Bewegung) sind relativ kleinräumig und können aus den Echolotaufnahmen nicht erkannt werden. Sie können aber auf den Videoaufnahmen beobachtet werden. Ein stark pulsierendes Verhalten wurde z.B. bei Vers. Nr. 038 beobachtet. Die zwischen zwei Echoloten gemittelten Frontgeschwindigkeiten (v_F) geben dieses Verhalten aber nicht wider (Fig. 7.8).
Grossräumige Schwankungen der Frontgeschwindigkeit können dagegen sehr gut aus den Echolotaufnahmen erkannt werden (vgl. z.B. Fig. 7.10).

Trotz des unterschiedlichen Verhaltens kann die Dynamik aller beobachteten Murgänge mit derselben idealisierten Darstellung beschrieben werden (vgl. Fig. 7.3).
Schematisch kann ein Murgang in drei Zonen unterteilt werden:

- Murgangfront,
- Murgangkörper,
- Erosionszone, die der eigentlichen Murgangwelle folgt.

Die Übergänge von einer in die andere Zone sind fliessend.

Die Dynamik eines Murganges ist charakterisiert durch das Zusammenspiel verschiedener Prozesse (Fig. 7.3). Analog zur Entstehung einer Murgangwelle spielt das Wasser auch für die Bewegung eines Murganges eine wesentliche Rolle: es steuert alle an diesem Phänomen beteiligten Prozesse massgeblich, und zwar: (1) fluviale Erosion, (2) intensiver Geschiebetrieb, (3) Versickerung von Wasser in den Murgangkörper, (4) Integration des Geschiebes in den sich bewegenden Murgangkörper, (5) gesättigtes und (7) ungesättigtes (feuchtes) granulares Fliessen, (6) Drainage in den Untergrund und (8) Geschiebeablagerung unter der Murgangfront.

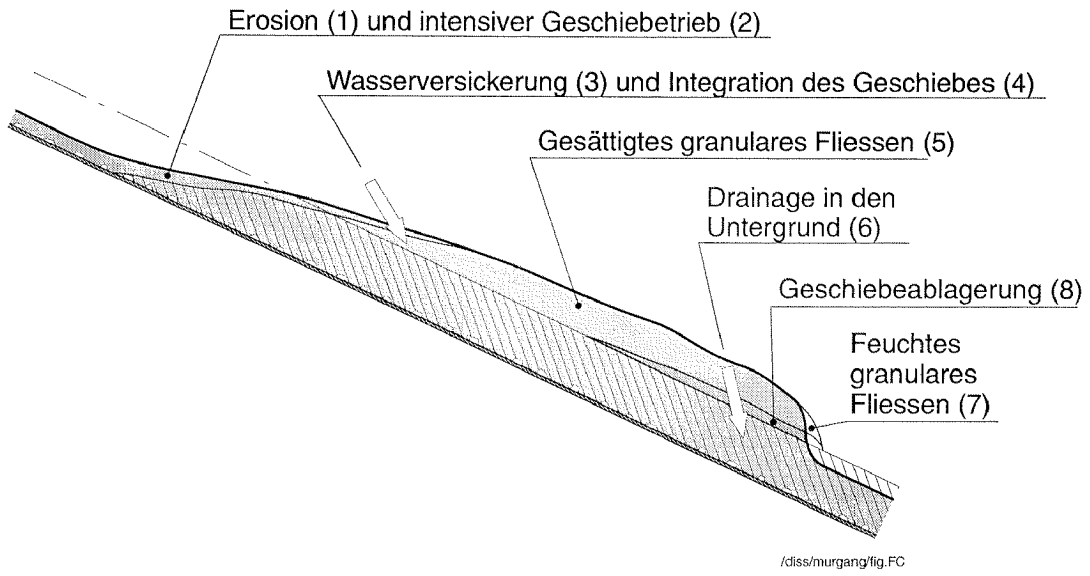


Fig. 7.3: Idealisierte Murgangwelle und daran beteiligte Prozesse (vgl. Text).

Infolge Oberflächenabfluss wird im Nachlauf der Murgangwelle Geschiebe aus der beweglichen Sohle erodiert und durch intensiven Geschiebetrieb in Richtung des sich bewegenden Murganges transportiert. Ausser Geschiebe wird in der Erosionszone auch das Wasser freigesetzt, das sich in den Poren des Untergrundes befindet. Im hinteren Teil des Murgangkörpers infiltriert das Oberflächenwasser nach und nach in die poröse, sich bewegende Masse. Demzufolge reduziert sich die Transportkapazität allmählich, und das mitgeführte Geschiebe wird in den fliessenden Murgangkörper integriert. Sowohl Murganglänge als auch Murganghöhe wachsen infolge dieser kontinuierlichen Geschiebelieferung. Einige als Geschiebe an der Murgangoberfläche mitgeschleppte Körner werden nicht in den Murgangkörper integriert, sondern rollen über den Murgang hinweg und geraten infolge ihres grossen Impulses direkt an die Front.
Infolge Drainage des Wassers vom Murgangkörper in die am Anfang trockene oberste Untergrundschicht ist die Murgangfront oft nicht gesättigt sondern feucht, und neben der freien Murgangoberfläche kann eine freie Wasseroberfläche im Murgangkörper erkannt werden. Ist die Wasserdrainage in den Untergrund gross (d.h. bei grosser Durchlässigkeit und tiefliegendem Grundwasserspiegel), dann ist die feuchte Front gross, und Geschiebeablagerungen bilden sich unter der Front. Die folgende Murgangwelle fliesst demzufolge über ihre eigenen Ablagerungen, welche erst nach Durchgang der ganzen Murgangwelle fluvial erodiert werden.
Der Murgangkörper ist durch ein gesättigtes granulares Fliessen charakterisiert, und die Front durch ein feuchtes granulares Fliessverhalten.
Fig. 7.4 stellt ein Beispiel einer granularen Murgangwelle im Versuchskanal dar.

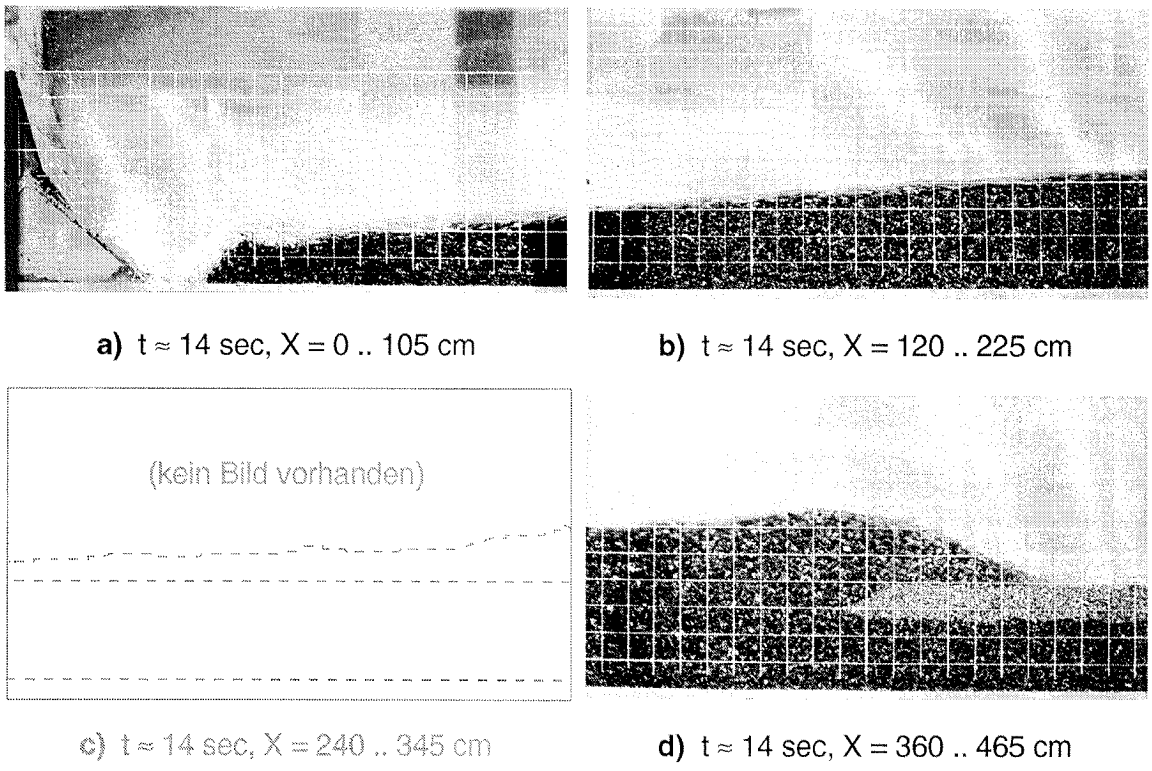


Fig. 7.4: Murgangwelle zur Zeit t ≈ 14 s. t stellt die Zeit ab dem Antreffen des Oberflächenabflusses am oberen Ende des Kanals dar. X ist die Längskoordinate. Versuchsbedingungen: Kanalneigung $\Theta = 20°$, Oberflächenzufluss $Q_{SW} = 4$ l/s, Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht $h_u = 6$ cm (vgl. Fig. 7.35), Material 3.

Das Zusammenspiel der verschiedenen Prozesse an der Front ist in Fig. 7.5 (① bis ③) schematisch dargestellt. Die Zeichnung illustriert die Verhältnisse einer „Stop-and-Go"-Bewegung der Front, die folgendermassen beschrieben werden kann:

① Der fliessenden Welle wird relativ viel Wasser infolge Drainage in den Untergrund entzogen und erste Ablagerungen bilden sich unter der Front. Dadurch wird diese gebremst oder sogar gestoppt.

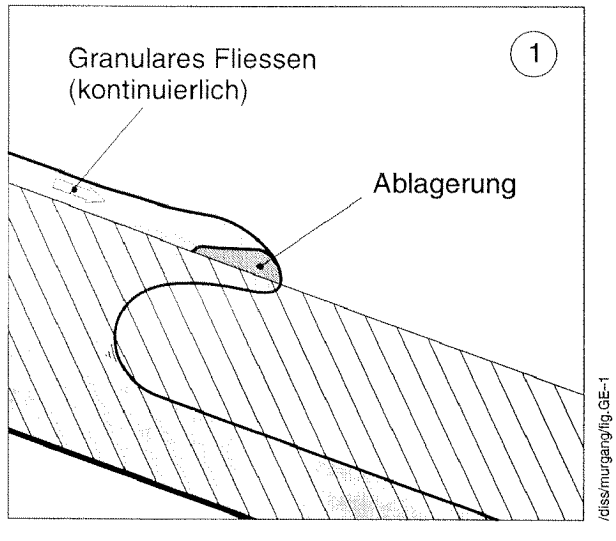


Fig. 7.5 ①: Schematische Darstellung des Zusammenspieles verschiedener Prozesse.

② Infolge kontinuierlicher Geschiebezufuhr und Wasserinfiltration in den Untergrund bildet sich in kurzer Zeit eine Art Damm mit Rückstau des zufliessenden Materials. Der Untergrund unter der Front wird gesättigt und damit werden die Bedingungen für das Weiterfliessen der Murgangfront vorbereitet.

③ Schliesslich wird das aufgestaute Material mobilisiert und eine Beschleunigung der zur Ruhe gekommenen Front findet statt.

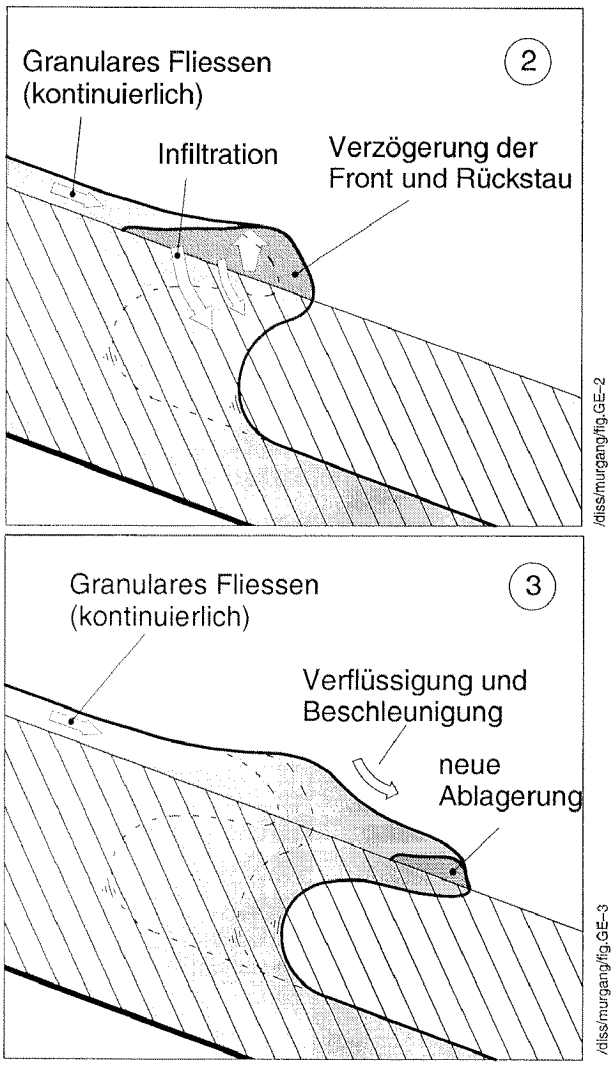


Fig. 7.5 ② - ③: Schematische Darstellung des Zusammenspieles verschiedener Prozesse.

Der beschriebene Mechanismus kann sich wiederholen und es kann eine Folge von (vollständigen oder unvollständigen) Verzögerungen und Beschleunigungen entstehen.
Je nachdem, ob die Murgangfront ganz zum Stoppen kommt oder aber nur gebremst wird, wird die Bewegung als „Stop-and-Go" oder als schubartig bezeichnet.
In den meisten beobachteten Fällen stellt sich eine Art annäherndes dynamisches Gleichgewicht zwischen der Bewegung der Front und der Wasserinfiltration in den Untegrund ein, so dass sich eine mehr oder weniger regelmässige Bewegung der Front ergibt. Das Beispiel der „Stop-and-Go"-Bewegung illustriert aber am besten die Zusammenhänge zwischen der Frontbewegung und der Drainage in den Untergrund und unterstreicht die Bedeutung des Wassers für die Murgangdynamik.

Die Bewegungsart kann während eines einzigen Versuches ändert, wie mehrmals beobachtet wurde. Die Definition der charakteristischen Bewegung eines Versuches ist deshalb schwierig. Aus diesen Ausführungen lässt sich folgern, dass die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Pro-

zessen sehr komplex sind und dass es sich um nicht-lineare, sich gegenseitig beeinflussende Vorgänge handelt. Die einzelnen vorkommenden Grössen (Infiltrationsgeschwindigkeit, Frontgeschwindigkeit, Mächtigkeit der Ablagerungen, usw.) befinden sich nie im Gleichgewicht, sondern passen sich ständig den veränderten Bedingungen an.

7.1.3 Entwicklung der Murgangwelle

Aufgrund der kontinuierlichen fluvialen Erosion und der kontinuierlichen Geschiebezufuhr zum Murgangkörper wächst die Murgangwelle ständig. Das Wachstum erfolgt in einer ersten Phase sowohl in die Höhe als auch in die Länge. Dabei bleibt die Form der Murgangwelle annähernd gleich. Schematisch ist dies in Fig. 7.6 dargestellt. Das Wachstum in die Höhe erfolgt aber immer langsamer (Fig. 7.11). Die Abflusstiefe scheint einer Grenztiefe zuzustreben.

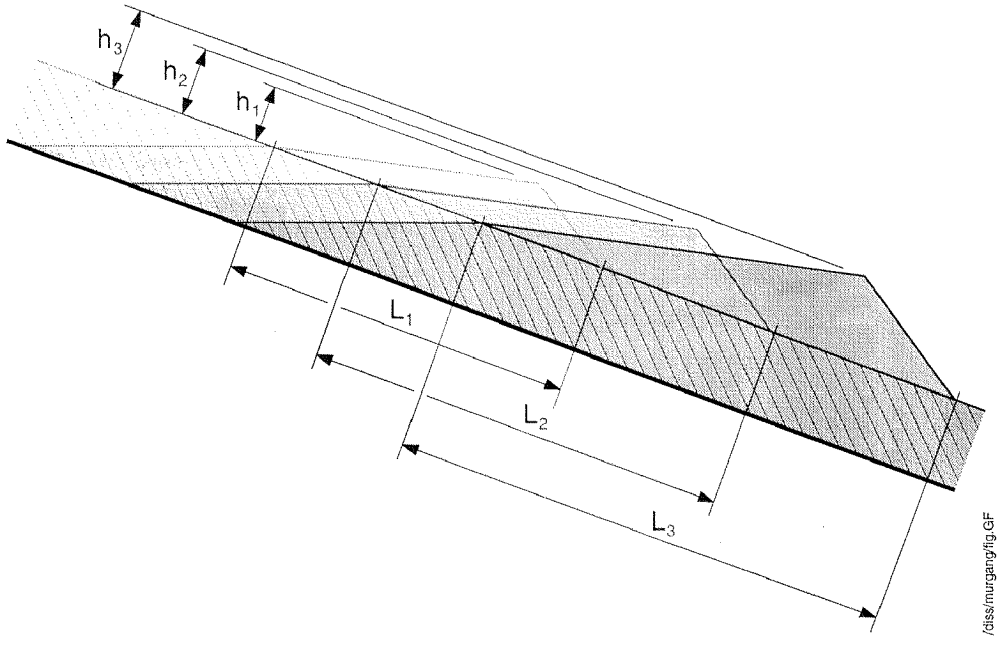


Fig. 7.6: Schematische Darstellung des Wachstums einer Murgangwelle.

Diese Entwicklung entlang des ganzen Versuchskanals kann gut den Echolotaufnahmen entnommen werden, die in Fig. 7.7 für den Vers. Nr. 038 beispielhaft dargestellt sind.
Dieser Darstellung kann man auch entnehmen, dass die Abflusstiefe h'_{DF} an jedem Messprofil sofort nach dem Erreichen des grössten Wertes abklingt. Die grösste Abflusstiefe tritt an der Murgangfront auf und wird h'_F bezeichnet (Frontabflusstiefe).

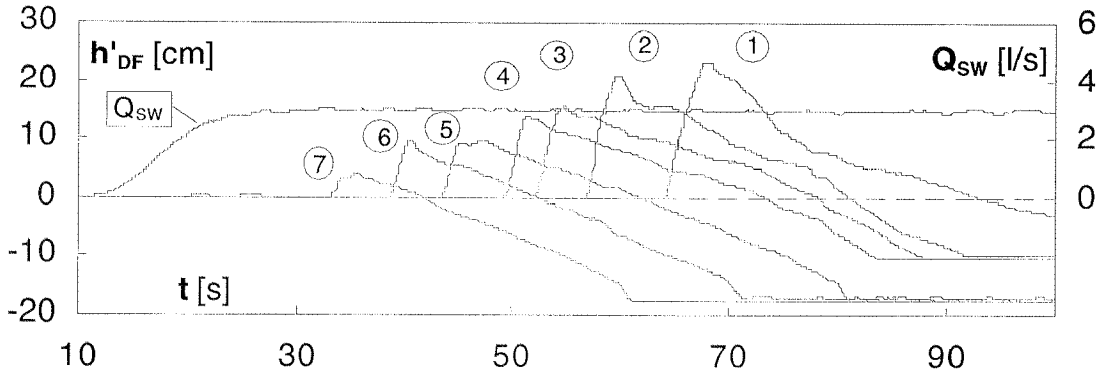


Fig. 7.7: Aufzeichnungen der Echolote ⑦ bis ① und Ganglinie des Oberflächenabflusses Q_{SW} für Vers. Nr. 038, Serie 4.

Beachtung verdient die Tatsache, dass die in Fig. 7.7 dargestellten Murgangabflusstiefen h'_{DF} noch nicht mit der Mächtigkeit der Ablagerungen h_A auf die effektiven Abflusstiefen h_{DF} reduziert wurden (vgl. Kap. 4.3 und Fig. 4.7). Dasselbe gilt auch für die gemessene Frontabflusstiefe h'_F, die auf die effektive Abflusstiefe an der Front h_F reduziert werden muss. Dies ändert die Gültigkeit des Vorhergesagten aber nicht, denn auch die Mächtigkeit der Ablagerungen h_A nimmt entlang des Kanals zu (Fig. 7.8).

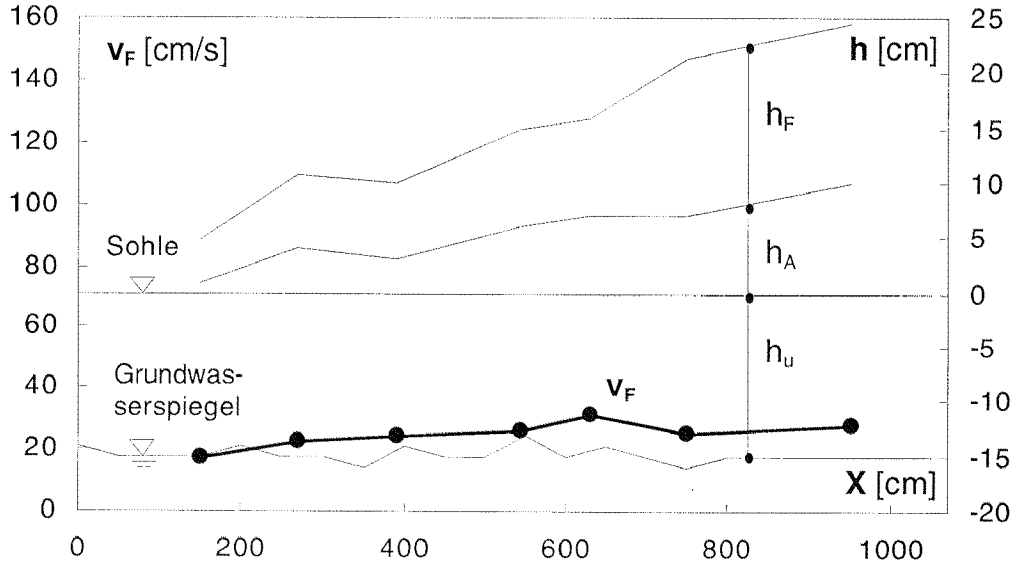


Fig. 7.8: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 038, Serie 4. $\Theta = 20°$, $Q_{SW} = 3$ l/s.

In einigen Fällen wird auf den letzten zwei bis drei Metern des Versuchskanals beobachtet, dass die Abflusstiefe an der Front h_F und die Ablagerungsmächtigkeit h_A unverändert bleiben und der Murgang nur in die Länge wächst. In diesen Fällen hat die Murgangwelle die Grenztiefe erreicht. Beispiele dazu sind die Versuche Nr. 056 (Fig. 7.9 und Fig. 7.10), Nr. 127 (Fig. 7.16 und Fig. 7.17) oder Nr. 073 (Fig. 7.37).

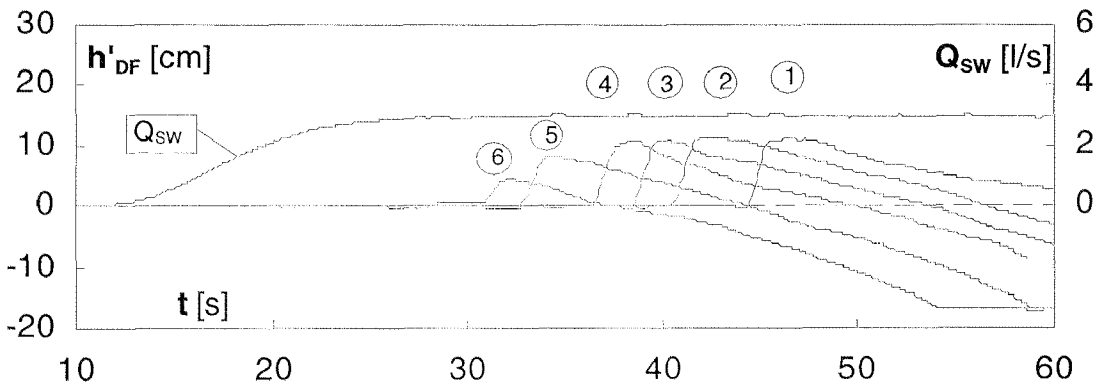


Fig. 7.9: Aufzeichnungen der Echolote ⑥ bis ① und Ganglinie des Oberflächenabflusses Q_{SW} für Vers. Nr. 056, Serie 4.

Aus den Aufzeichnungen in Fig. 7.9 kann man gut erkennen, dass ab dem Echolot Nr. 4 die maximale Abflusstiefe mehr oder weniger konstant bleibt und dass das Wachstum der Murgangwelle praktisch ausschliesslich in die Länge erfolgt. In diesem Fall sinkt die Abflusstiefe nicht sofort nach Erreichen des maximalen Wertes an der Front (h_F), sondern sie bleibt für eine gewisse Zeit annähernd konstant. Dies kann am Verlauf der Aufzeichnungen der Echolote Nr. 2 und 1 besonders eindeutig erkannt werden.
Wie man der Fig. 7.10 entnehmen kann, erreicht auch die Mächtigkeit der Ablagerungen h_A einen Endwert.

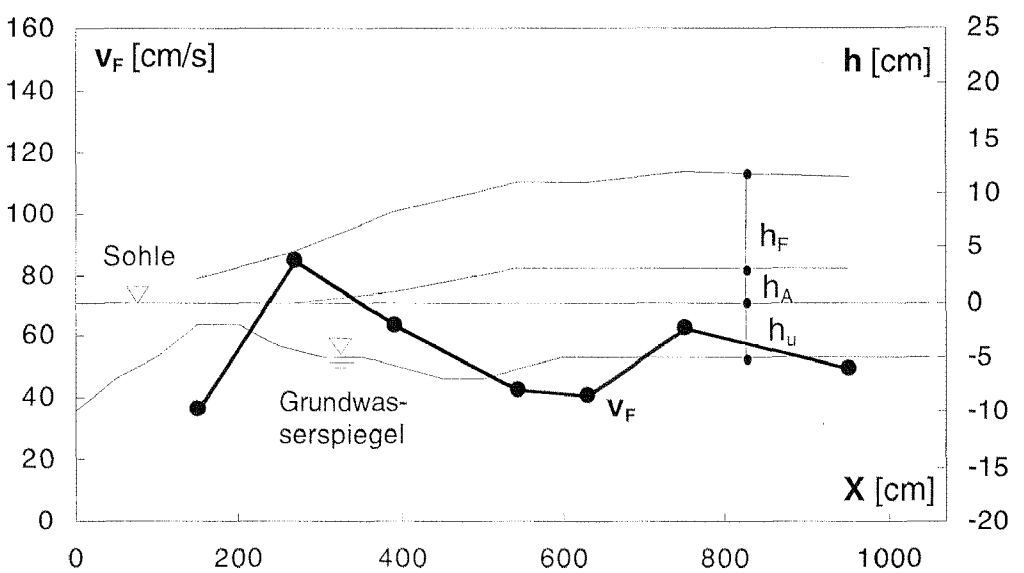


Fig. 7.10: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 056, Serie 4. $\Theta = 20°$, $Q_{SW} = 3$ l/s.

Diese Beobachtungen stimmen gut mit den Beobachtungen von Davies (1988) überein, der das dynamische Verhalten von stationären Murgang-

wellen in einer Förderbandrinne untersucht hat. Laut Davies wächst bei Vergrösserung des Materialvolumens die Murgangfront zuerst bis zu einer maximalen Abflusstiefe, dann aber bei gleichbleibender Höhe nur noch in die Länge.

In den meisten unserer Versuche wird jedoch noch keine eigentliche Grenztiefe erreicht. Dennoch wächst die Abflusstiefe in den letzten Metern des Versuchskanals nur noch wenig, so dass man sagen kann, dass diese Grenztiefe nur knapp nicht erreicht wird. Diese Tatsache wird besonders eindeutig, wenn man die prozentuale Änderung der Frontabflusstiefe h_F in Funktion der Längsachse des Kanals aufträgt. Dies wird für den Versuch Nr. 021 in Fig. 7.11 beispielhaft gezeigt.

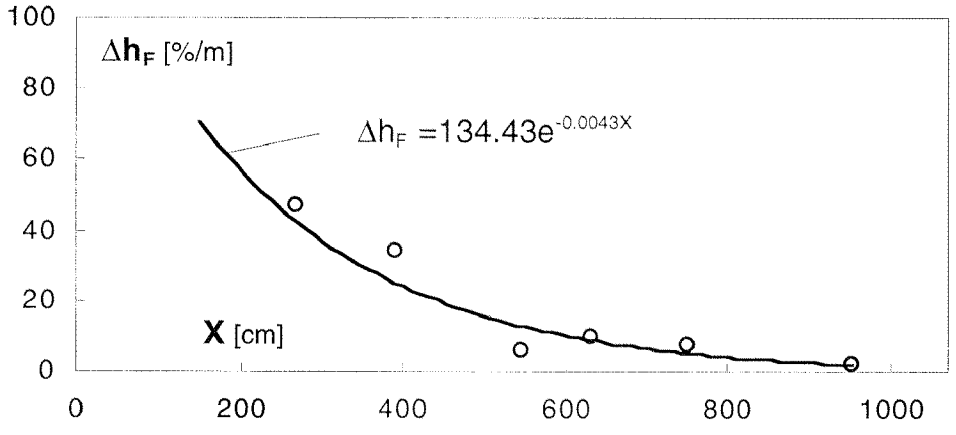


Fig. 7.11: Prozentuale Änderung der Frontabflusstiefe h_F pro Laufmeter entlang des Versuchskanals für den Vers. Nr. 021, Serie 3 (vgl. Text).

Wie in Fig. 7.11 dargestellt, kann die Abnahme der prozentualen Änderung der Frontabflusstiefe entlang des Versuchskanals mit einer Exponentialfunktion gut beschrieben werden. Mit dieser Funktion ist es möglich, für die durchgeführten Versuche eine Grenztiefe zu bestimmen, obschon sie im Versuchskanal noch nicht erreicht wurde.

Die Geschwindigkeit der Murgangfront v_F zeigt auch eine Tendenz entlang des Versuchskanals. Im allgemeinen beobachtet man eine Erhöhung der Frontgeschwindigkeit in Fliessrichtung. Zudem scheint die Frontgeschwindigkeit im unteren Drittel des Versuchskanals um einen mehr oder weniger konstanten Wert zu schwanken. Die Versuche Nr. 025 (Fig. 7.12) und Nr. 084 (Fig. 7.13) sind gute Beispiele dazu. Oft ist aber diese generelle Tendenz vom Verlauf des Grundwasserspiegels[1] mehr

[1] Der Grund für einen unregelmässigen Verlauf des Grundwasserspiegels liegt im unterschiedlichen Verdichtungsgrad des eingebauten Materials. Es ist nämlich schwierig, das Material auf der ganzen Kanallänge homogen einzubauen und Schwankungen des Grundwasserspiegels sind unvermeidlich.

oder weniger stark beeinflusst. Der Vers. Nr. 034 in (Fig. 7.14) ist dazu ein sehr aussagekräftiges Beispiel.

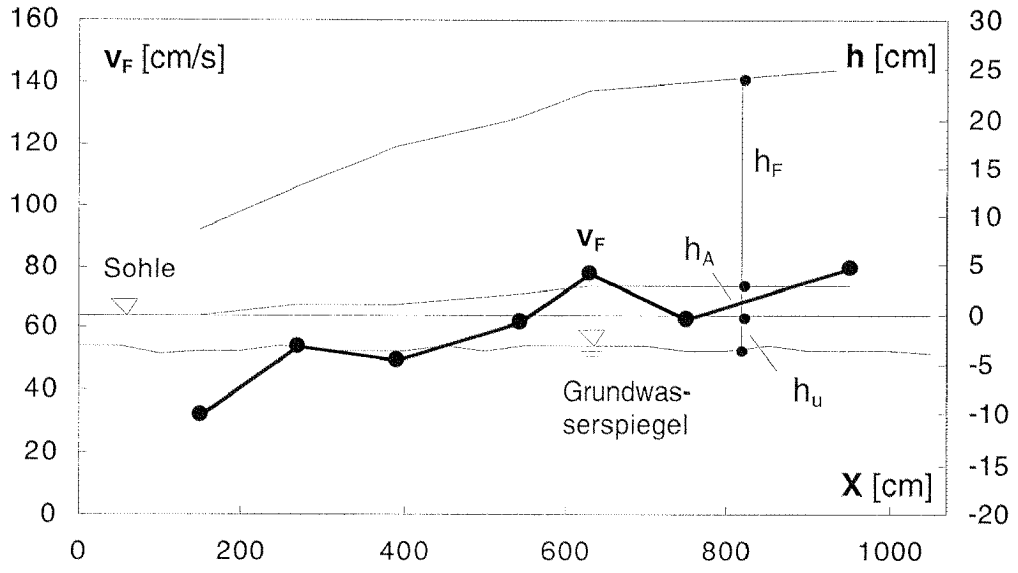


Fig. 7.12: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 025, Serie 3. $\Theta = 26°$, $Q_{SW} = 3$ l/s.

Wie man in den Fig. 7.12 und Fig. 7.13 gut erkennt, kann aber die Frontgeschwindigkeit v_F auch trotz eines relativ ruhigen Verlaufs des Grundwasserspiegels schwanken.

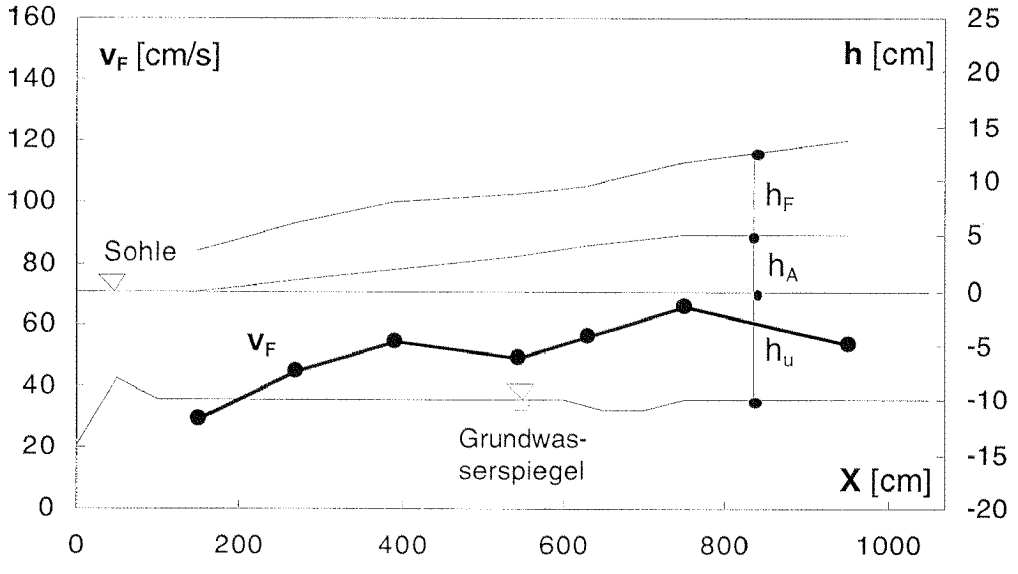


Fig. 7.13: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 084, Serie 5. $\Theta = 20°$, $Q_{SW} = 4$ l/s.

Diese Schwankungen treten sowohl bei einem hohen (Vers. Nr. 025) als auch bei einem tiefen Grundwasserspiegel (Vers. Nr. 084) auf. Im Kap.

7.1.4 wird zudem gezeigt, dass Geschwindigkeitsschwankungen auch bei einer relativ dünnen erodierbaren Lockermaterialschicht auftreten.
Schwankungen der Frontgeschwindigkeit können deshalb nicht allein auf einen unregelmässigen Verlauf des Grundwasserspiegels zurückgeführt werden. Mit grosser Wahrscheinlichkeit sind die beobachteten Geschwindigkeitsschwankungen mindestens teilweise der komplexen Murgangdynamik inhärent und auf die vernetzten, nicht linearen Wechselwirkungen zwischen den einzelnen am Phänomen Murgang beteiligten Prozessen (vgl. Kap. 7.1.2) zurückzuführen.

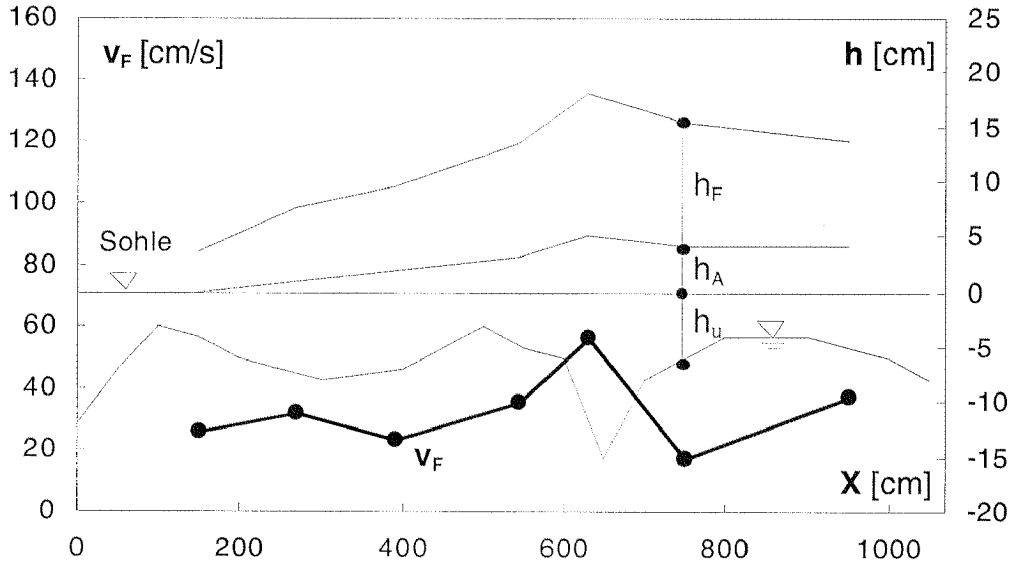


Fig. 7.14: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 034, Serie 4. $\Theta = 20°$, $Q_{SW} = 2$ l/s.

Die in Fig. 7.14 dargestellten Schwankungen der Frontgeschwindigkeit v_F können dagegen sehr gut mit dem Grundwasserspiegelverlauf in Beziehung gebracht werden. Der Verlauf der Frontgeschwindigkeit folgt nämlich mit einer kleinen Phasenverschiebung dem Verlauf des Grundwasserspiegels. Steigt der Grundwasserspiegel, so beschleunigt die Murgangfront und ungekehrt. Die maximale bzw. die minimale Frontgeschwindigkeit werden etwa 1 bis 1.5 m nach der höchsten bzw. tiefsten Lage des Grundwasserspiegels erreicht.
In den durchgeführten Versuchen unterliegt der Grundwasserspiegel normalerweise nicht derart grossen Schwankungen, wie es für den Versuch Nr. 034 (Fig. 7.14) der Fall ist. Dieser Versuch ist diesbezüglich als Ausnahme zu bezeichnen, welche jedoch das Zusammenspiel zwischen Grundwasserspiegelverlauf und Murganggeschwindigkeit sehr gut darstellt.

Im Gegensatz zur Frontgeschwindigkeit v_F ist die Frontabflusstiefe h_F recht unempfindlich auf die Schwankungen des Grundwasserspiegels. Die in diesem Kapitel dargestellten Graphiken sind Beispiele dafür. Einzige Ausnahme bildet der Versuch Nr. 034 (Fig. 7.14). Bei diesem Versuch sinkt der Grundwasserspiegel bei X ≅ 600 cm stark. Infolge Vergrösserung der Drainage des Wassers aus der Murgangwelle in den Untergrund bremst die Murgangfront stark, was zu einem Rückstau des Abflusses und zu einer lokalen Erhöhung der Abflusstiefe führt. Sobald der Grundwasserspiegel steigt (ab X ≅ 700 cm) und die Murgangfront massiv beschleunigt, dann nimmt die Abflusstiefe weider ab. Die Veränderungen der Abflusstiefe sind jedoch im Vergleich zu den Schwankungen des Grundwasserspiegels und der Frontgeschwindigkeit relativ klein.

7.1.4 Rolle der Mächtigkeit der Lockermaterialschicht

Zur Untersuchung der Ablagerungsmechanismen wurde am unteren Ende des Hauptkanals eine zweite, kleinere Rinne variabler Neigung angehängt. Zur Beschränkung des Volumens des erzeugten Murgangkörpers wurde in den unteren zwei Dritteln des Hauptkanals ein zweiter Boden eingebaut, dessen Eigenschaften genau denjenigen der festen Kanalsohle entsprechen. Die Mächtigkeit der Lockermaterialschicht beträgt auf den ersten 2.7 m des Hauptkanals H_O = 20 cm und im restlichen Teil des Hauptkanals sowie in der Ablagerungsrinne H_U = 3 cm. Die Einzelheiten der Ablagerungsversuche sind in Frenette und Tognacca (1998) gegeben. Hier soll nur die Murgangdynamik entlang der Fliessstrecke betrachtet werden.

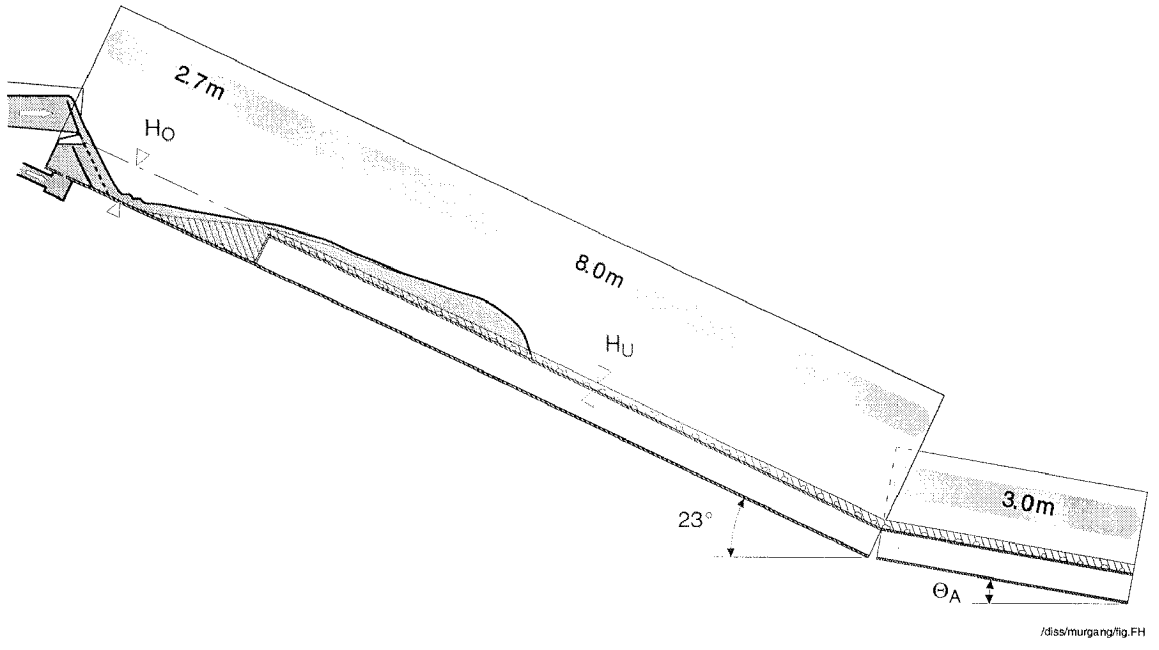


Fig. 7.15: Schematische Darstellung des Versuchskanals mit Ablagerungsrinne und zweitem Boden.

Die Prozesse, die auf einer relativ dünnen Lockermaterialschicht stattfinden, sind dieselben wie die bereits in Kap. 7.1.2 für eine relativ mächtige Schicht schon beschriebenen; qualitativ treten keine Unterschiede auf.

Wie es für die meisten Versuche mit $H = 20$ cm der Fall ist, erreicht die Murgangabflusstiefe auch bei einer dünneren erodierbaren Schicht keinen maximalen Wert, sondern die Welle wächst in Höhe und Länge entlang des gesamten Versuchskanals. Auch im Falle einer dünneren Lockermaterialschicht wird jedoch das Wachstum in die Höhe immer langsamer und die Frontabflusstiefe h_F strebt einen Grenzwert zu.

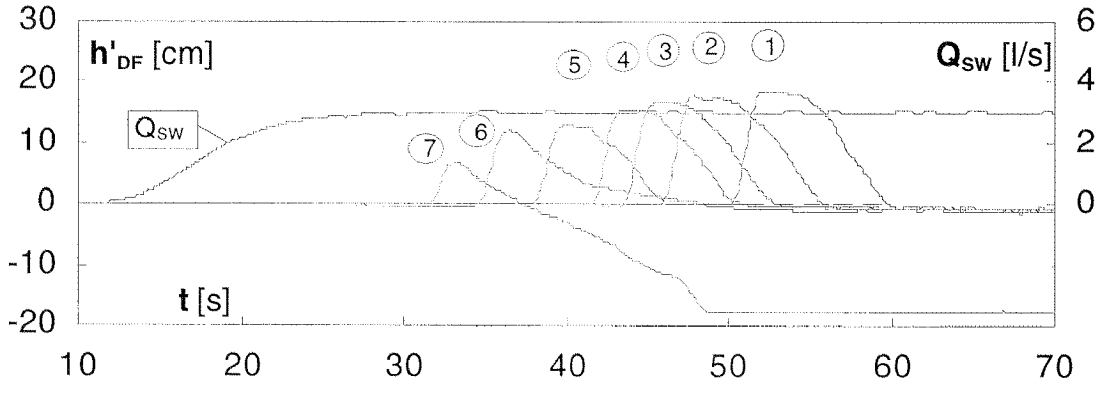


Fig. 7.16: Aufzeichnung der Echolote ⑦ bis ① und Ganglinie des Oberflächenabflusses Q_{SW} (Vers. Nr. 127, Serie 3).

Die Aufzeichnungen der Echolote für den Vers. Nr. 127 (Fig. 7.16 und Fig. 7.17) sind ein Beispiel dieser Beobachtungen.

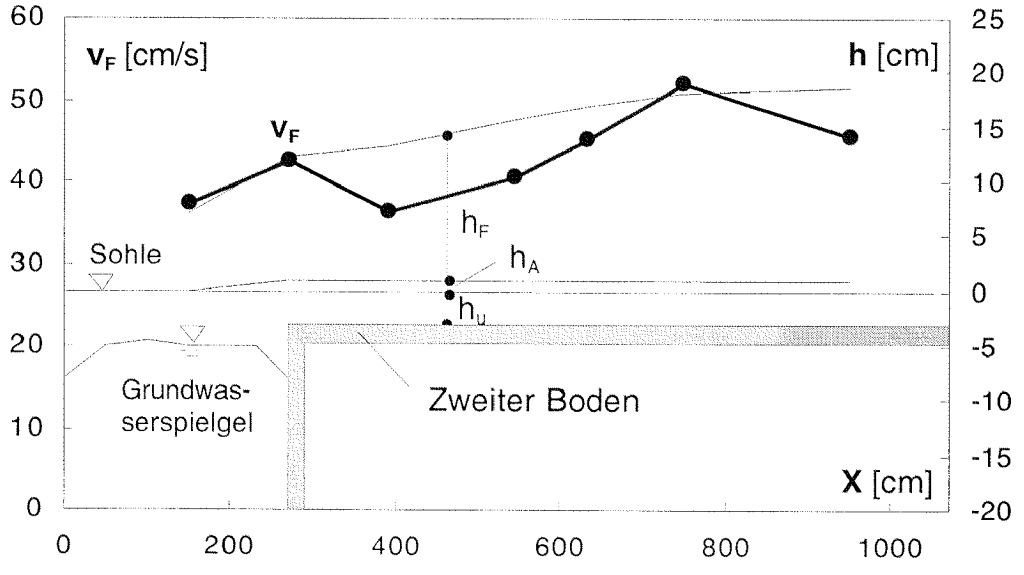


Fig. 7.17: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 127, Serie 3. $\Theta = 23°$, $Q_{SW} = 3$ l/s.

Auch in diesem Fall beschreibt eine Exponentialfunktion die Abnahme der prozentualen Änderung der Frontabflusstiefe entlang des Versuchskanals gut (Fig. 7.18) und eine Grenztiefe kann bestimmt werden.

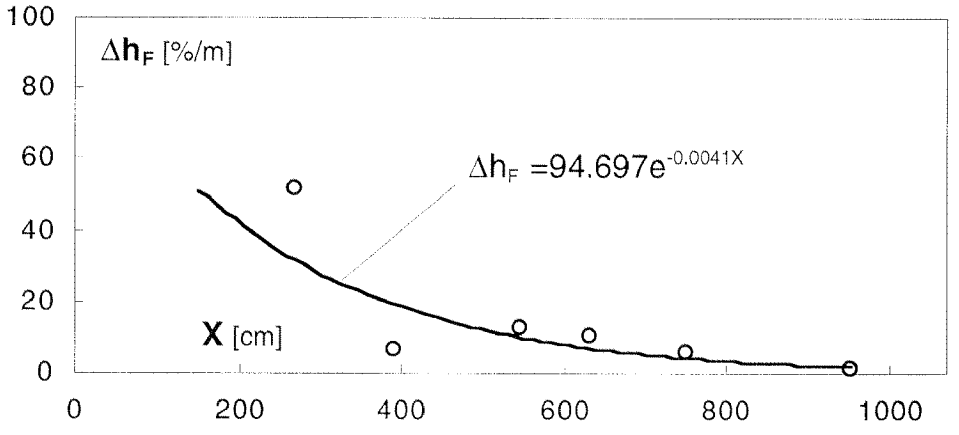


Fig. 7.18: Prozentuale Änderung der Frontabflusstiefe h_F pro Laufmeter entlang des Versuchskanals für den Vers. Nr. 127, Serie 3 (vgl. Text).

Aus diesen Ausführungen kann man folgern, dass eine Murgangwelle einer Grenzabflusstiefe zustrebt, unabhängig von der Mächtigkeit der erodierbaren Lockermaterialschicht.

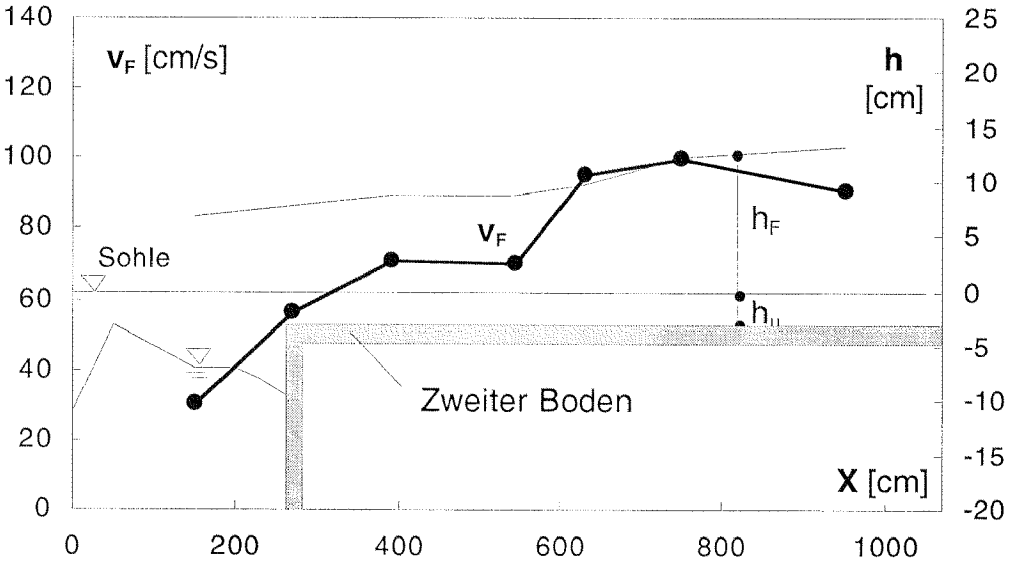


Fig. 7.19: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 143, Serie 5. $\Theta = 23°$, $Q_{SW} = 4$ l/s.

Die Versuche mit dem zweiten Boden und mit einer dünneren Lockermaterialschicht zeigen bezüglich des Verhaltens der Frontgeschwindigkeit v_F eine eindeutigere Tendenz als die Versuche mit mächtigerer Lockermate-

rialschicht. Dies ist bedingt durch die perfekt konstante Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht h_u in den untersten zwei Dritteln des Versuchskanals. Wie im Kap. 7.1.3 dargelegt, übt nämlich diese Grösse einen wesentlichen Einfluss auf die Frontgeschwindigkeit v_F aus.
Wie man den Fig. 7.17 und Fig. 7.19 entnehmen kann, unterliegt die Frontgeschwindigkeit v_F trotz der Konstanz des Wertes h_u gewissen Schwankungen. Diese sind mit grosser Wahrscheinlichkeit auf die komplexen Wechselwirkungen zwischen den auftretenden Prozessen zurückzuführen (vgl. Kap. 7.1.2).

7.1.5 Entmischungsprozesse

Murgänge weisen die Eigenschaft auf, die feste Substanz ihrer Korngrösse nach zu sortieren. Dies geschieht sowohl in Fliessrichtung als auch parallel zur Sohle: an der Front und in den obersten Schichten sammeln sich die gröbsten Fraktionen. Entsprechende Beobachtungen wurden sowohl in der Natur als auch in Laboruntersuchungen von verschiedenen Autoren gemacht. Die hier beschriebenen Laborversuche bestätigen diese Beobachtungen.
Leider ist es aus versuchstechnischen Gründen schwierig, genaue quantitative Angaben über diese Entmischungsprozesse zu machen. Eine die Fliessverhältnisse nicht beeinflussende, repräsentative Entnahme von Material aus einer fliessenden Murgangwelle ist schwierig oder sogar unmöglich. Dagegen ist es möglich, mit Hilfe von Videoaufnahmen diese Entmischungsprozesse gut zu beobachten.
Die in einem fliessenden Murgang schwer quantifizierbare sohlenparallele Sortierung kann in den Ablagerungen von im Versuchskanal stehengebliebenen Murschüben (vgl. Kap. 7.1.6) gut erkannt werden. Wie in Fig. 7.20 dargestellt, ist die oberste, 1.5 bis 2 cm starke Schicht ausschliesslich aus gröberen Fraktionen zusammengesetzt. Unterhalb dieser Schicht findet man auch

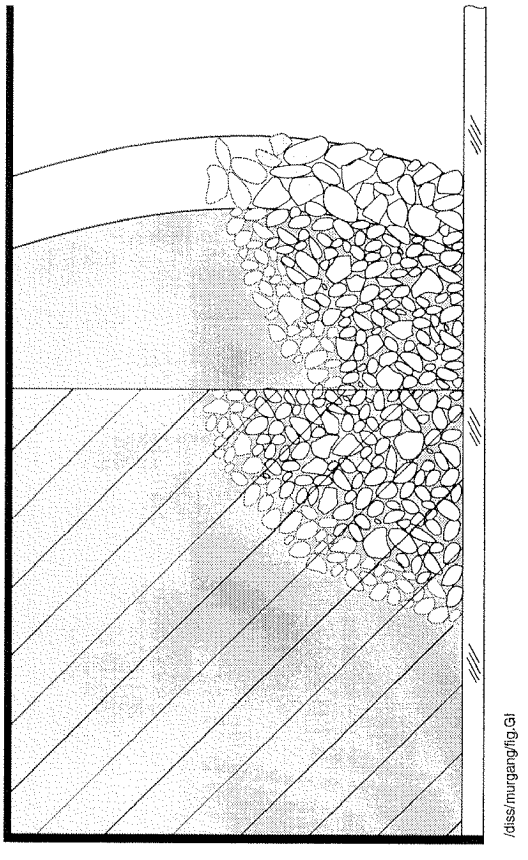


Fig. 7.20: Schematische Darstellung der beobachteten sohlensenkrechten Entmischung in einer stehengebliebenen Murgangwelle (Vers. Nr. 094, Serie 5).

feinere Korngrössen. Interessant ist es, dass die an der Oberfläche beobachtete Wölbung auch in der Fraktionierung anzutreffen ist.

Nur für einen Versuch liegen gemessene Daten vor, welche die beschriebenen visuellen Beobachtungen unterstützen. Beim Versuch Nr. 079 wurde am unteren Ende des Versuchskanals in verschiedenen Höhen ab der Sohle Materialproben entnommen. Das Material stammt aus dem Bereich der Murgangfront. Die Kornverteilungen der entsprechenden Materialproben sind in Fig. 7.21 dargestellt.
Aus den Kornverteilungen kann die progressive Vergröberung der Mischung mit zunehmender Höhe ab der Sohle gut entnommen werden. Klar ist auch die Abweichung der (an der Front) entnommenen Kornverteilungen gegenüber der Kornverteilung des eingebauten Lockermaterials. Dies ist eine Bestätigung dafür, dass auch in Längsrichtung eine spürbare Sortierung der verschiedenen Fraktionen stattfindet.

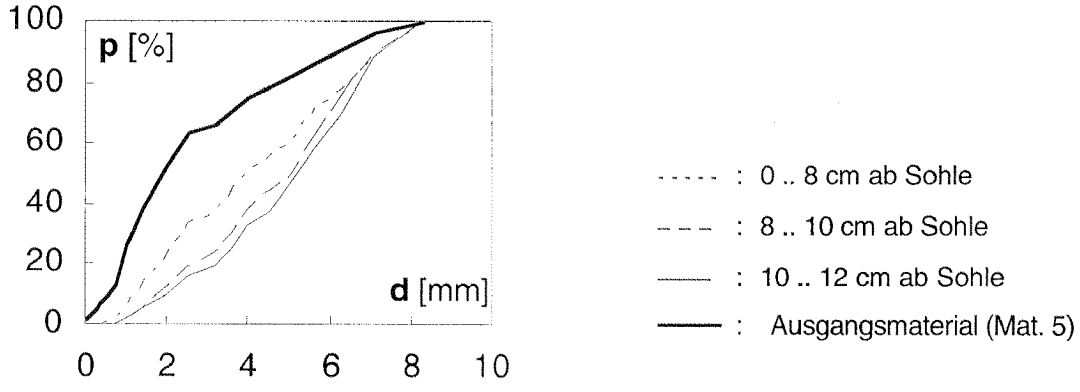


Fig. 7.21: Kornverteilungen der einem fliessenden Murgang in verschiedenen Höhen ab der eingebauten Sohle entnommenen Proben (Vers. Nr. 079, Serie 5).

7.1.6 Konvexität der Oberfläche und Levée-Bildung

In den Laborversuchen wird eine konvexe Form der Murgangoberfläche beobachtet, wobei die Front und der Körper der Murgangwelle räumlich gewölbt sind. Bei einem fliessenden Murgang ist es nicht möglich, mit den verwendeten Messmethoden die Wölbung in Querrichtung (vgl. Fig. 7.20) zu messen. Diese Wölbung in Querrichtung konnte bei fliessenden Murgängen nur visuell beobachtet werden, und diese Beobachtung konnte durch Messung der Oberfläche einer im Kanal stehengebliebenen Welle bestätigt werden. Dabei wird angenommen, dass die Form der Oberfläche beim Stoppen sich nicht wesentlich ändert.
Wenn der Murgang nicht auf der ganzen Kanalbreite entsteht und die Welle – im oberen Teil des Kanals – nur einen Teil der gesamten Breite in Anspruch nimmt, dann bilden sich am freien Rand der Murgangwelle

seitliche Ablagerungen von Geschiebe, sogenannte Seitenwälle oder Levées (Fig. 7.22).

Im oberen Teil des Versuchskanals hat eine solche Welle einen 3-dimensionalen Charakter, der normalerweise ab etwa Mitte Kanal verschwindet; die Front breitet sich über die ganze Breite aus und nimmt eine 2-dimensionale Gestalt an.

Die Bildung der Levées kann in diesem Fall auf eine seitliche Drainage der Murgangwelle zurückgeführt werden. Dieser Wasserentzug bewirkt zuerst eine Vergrösserung der Feststoffkonzentration und schliesslich eine (fraktionierte) seitliche Ablagerung der Feststoffe. Die bereits an der Front entstehenden Levées bilden ein natürliches Gerinne für den folgenden Abfluss, dessen Oberfläche in Gerinnemitte höher liegt als der höchste Punkt der Levées. Die Bildung von Levées wurde in der Natur auch im Falle von viskosen Murgängen beobachtet, bei denen auf Grund der grossen Viskosität keine seitliche Drainage stattfinden kann. In solchen Fällen müssen andere Erklärungen für die Entstehung der Levées gesucht werden.

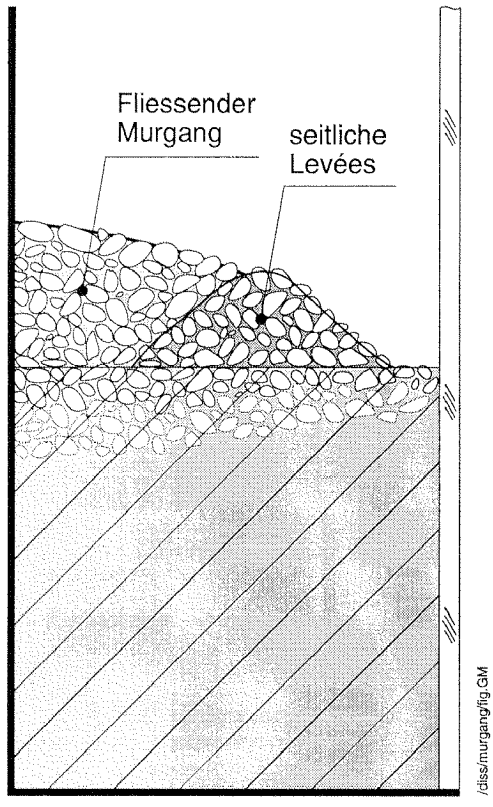


Fig. 7.22: Schematische Darstellung der Bildung von Levées.

7.1.7 Einfluss der Ganglinie des Oberflächenabflusses

Die im Versuchskanal durchgeführten Versuche haben von Anfang an vermuten lassen, dass ein kontinuierlicher Wasserzufluss für die Bewegung einer granularen Murgangwelle eine unabdingbare Voraussetzung ist. Um diese Vermutung experimentell zu bestätigen, wurden einige Versuche mit verschiedenen Ganglinien des Oberflächenabflusses durchgeführt. Diese Ganglinienversuche wurden vor allem mit Material 2 und Material 5 ausgeführt.

Die Neigung des Kanals war für alle Versuche bei 26° konstant. Variiert wurden das gesamte Wasservolumen und die Steilheit des Anstiegs und des Abklingens der Ganglinie. Der maximale Oberflächenabfluss sowie der Grundwasserabfluss waren konstant (ca. 4.0 bzw 0.7 l/s).

In Fig. 7.23 sind für Material 2 die drei verschiedenen Ganglinien und die entsprechenden Murschübe schematisch dargestellt.

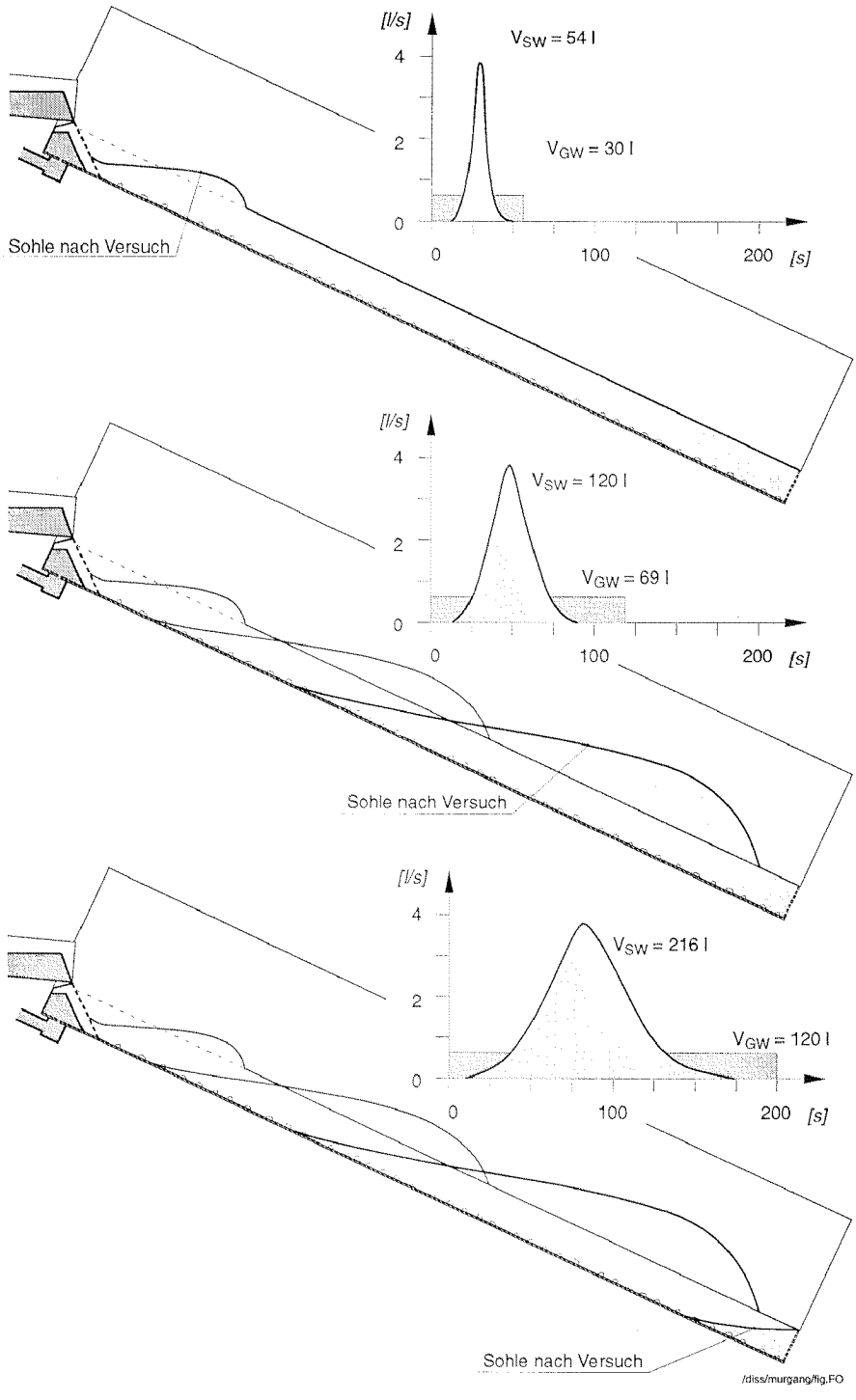


Fig. 7.23: Schematische Darstellung des Einflusses der Ganglinie.

Im ersten Fall ist die Ganglinie des Oberflächenabflusses so kurz, dass sich nur ein kleiner Murgang im obersten Teil bilden kann. Dieser kommt nach einer kurzen Distanz zum Stillstand. Das gesamte Wasservolumen fliesst unterhalb der kleinen, stehengebliebenen Murfront als Grundwasserwelle durch den gut durchlässigen Untergrund. Im zweiten Fall kann sich ein Murschub entwickeln, der über eine längere Strecke fliesst, bevor er durch Wasserentzug infolge Versickerung in die durchlässige Schicht

zum Stillstand kommt. Die zuunterst dargestellte Ganglinie ist ausreichend lang, um einen vollausgebildeten Murgang entstehen zu lassen, welcher den Versuchskanal vollständig durchfliesst.
Qualitativ kann mit Material 5 dasselbe Phänomen beobachtet werden. Dieses Material ist etwa um einen Faktor 10 weniger durchlässig als Material 2 und dank dieser kleineren Durchlässigkeit werden einige quantitative Unterschiede beobachtet: bei der gleichen Ganglinie des Oberflächenabflusses und bei sonst gleichen Bedingungen fliesst eine Murgangwelle der Serie 5 weiter (und auch schneller) als diejenige der Serie 2. Schon bei der zweiten, in Fig. 7.23 für Material 2 dargestellten Ganglinie kann die Murgangwelle das untere Ende der Rinne erreichen. Die Drainagewirkung durch die Lockermaterialschicht ist kleiner, was in einer grösseren Verfügbarkeit an Wasser für die Murgangbewegung resultiert.

7.1.8 Murgänge mit mehreren Schüben

Einige wenige Versuche zeigen ein abweichendes Verhalten. Während bei den meisten Experimenten eine einzige, grosse Murgangwelle entsteht, treten bei einzelnen Versuchen mehrere Murschübe hintereinander auf. Für die Entstehung mehrerer Murschübe müssen bestimmte Bedingungen erfüllt werden, die in diesem Kapitel beschrieben sind.

Die Folge der Murschübe ist charakterisiert durch eine erste, grosse Welle gefolgt von verschiedenen kleineren Wellen (Fig. 7.24).

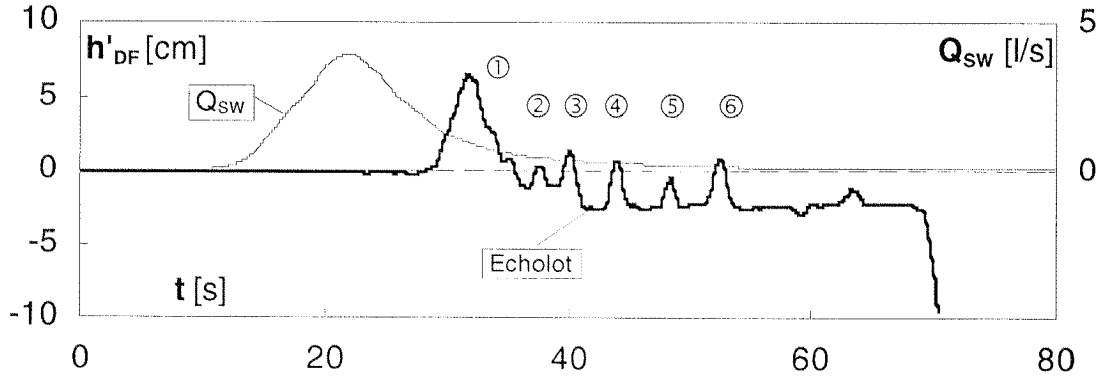


Fig. 7.24: Murgang mit mehreren Schüben (①: Hauptwelle, ② bis ⑥: Folgewellen). Aufzeichnung des Echolots Nr. 5 (Vers. Nr. 173, Serie 5) und Ganglinie des Oberflächenabflusses Q_{SW}.

Die erste Welle entsteht, wie im Kap. 7.1.1 schon beschrieben, infolge progressiver Erosion der Lockermaterialschicht. Diese Erosion erfolgt aber in diesem Fall nicht auf der ganzen Rinnenbreite, sondern betrifft nur einen Teil davon, so dass das nicht erodierte Material eine Art Terrasse mit steilen Böschungen bildet (Fig. 7.25).

Durch die Einwirkung des Oberflächenabflusses wird anschliessend der Böschungsfuss erodiert und die Böschungen kollabieren. Es entstehen seitliche Rutschungen, welche das Gerinne während sehr kurzer Zeit blockieren und den Abfluss zurückstauen. Der natürliche Damm wird vom Oberflächenabfluss schnell gesättigt und praktisch gesamthaft mobilisiert. Damit ist eine Folgewelle entstanden.
Die beobachteten Folgewellen entstehen im absteigenden Ast der Ganglinie des Oberflächenabflusses, d.h. bei einem Abfluss, der kleiner ist als der maximale.

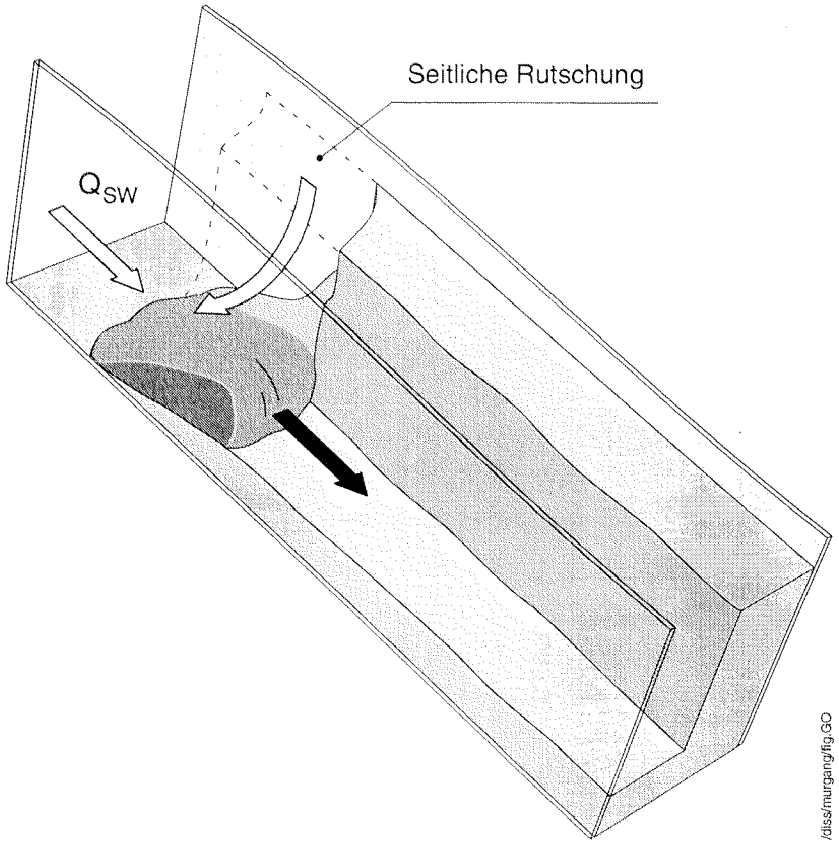


Fig. 7.25: Schematische Darstellung der Entstehung einer Folgewelle.

Aus den obigen Ausführungen und aus theoretischen Überlegungen geht hervor, dass eine Folge von mehreren Murgängen im Labor nur unter bestimmten Voraussetzungen auftreten kann:

(1) Der erste Murschub muss 3-dimensional entstehen, und eine (sich nicht auf die ganze Rinnenbreite erstreckende) Tiefenerosion muss stattfinden.
(2) Die infolge Tiefenerosion gebildeten Ufer müssen nach und nach instabil werden und ins Gerinne rutschen. Eine kontinuierliche Seitenerosion des Ufers führt nicht zur Entstehung neuer Schübe.
(3) Die seitliche Rutschungen müssen das ganze Gerinne blockieren und den Oberflächenabfluss temporär zurückstauen. Damit dies möglich ist, darf das Verhältnis der Höhe der Seitenböschungen zur Gerinne-

breite nicht zu klein sein. Ausserdem muss das Rutschungsvolumen im Vergleich zum Oberflächenabfluss gross genug sein, dass es zu einem Rückstau des Abflusses überhaupt kommen kann. Im Versuchskanal ist dies möglich, wenn der Oberflächenabfluss einer Ganglinie folgt, die nach dem Erreichen des maximalen Wertes wieder abklingt (vgl. Fig. 7.24). Würde der Oberflächenabfluss nicht abklingen, dann wäre die Seitenerosion zu intensiv und kontinuierlich, so dass sich beim gegebenen Verhältnis von Böschungshöhe zu Gerinnebreite (ca. 1) keine temporäre Blockierung des Gerinnes bilden könnte und nur ein intensiver Geschiebetrieb auftreten könnte. Diese kontinuierliche Erosion wurde nämlich in den meisten durchgeführten Versuchen beobachtet.

7.1.9 Druckmessungen

7.1.9.1 Einführende Bemerkungen

Die durchgeführten Wasserdruckmessungen liefern Informationen, welche die Kenntnisse der ablaufenden Prozesse verbessern oder visuelle Beobachtungen bestätigen.
In diesem Kapitel werden die Wasserdrücke immer als äquivalente Wassersäule angegeben, so dass ein direkter Vergleich mit den gemessenen Abflusstiefen möglich ist. Details über die Messeinrichtungen und die gemessenen Grössen sind im Kap. 4.3 beschrieben. In den folgenden Graphiken (Fig. 7.26 bis Fig. 7.29) ist jeweils der zeitliche Verlauf der freien Murgangoberfläche und derjenige der Wasserdrücke beim fixen Messprofil X = 544 cm dargestellt.

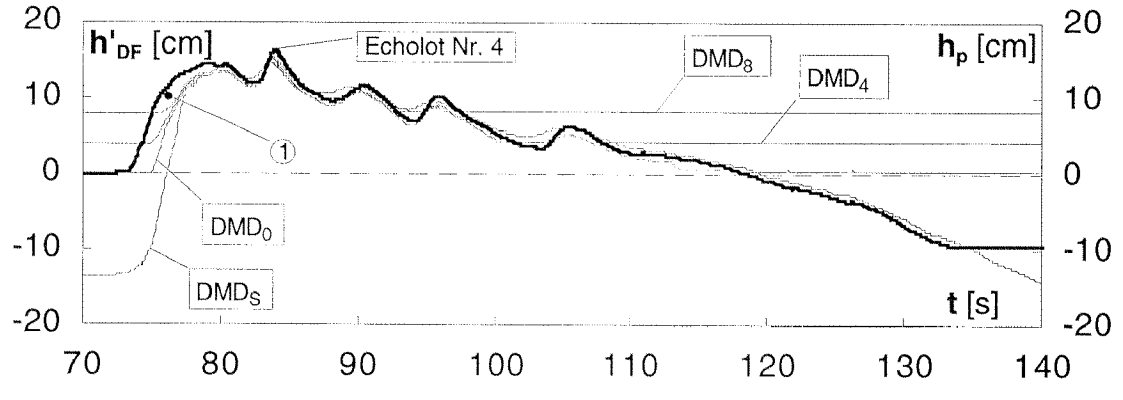


Fig. 7.26: Verlauf der freien Murgangoberfläche und der Wasserdrücke beim Messprofil X = 544 cm für den Versuch Nr. 039, Serie 4. ① bezeichnet die feuchte Front und DMD steht für Druckmessdose (vgl. Kap. 4.3.2 und Fig. 4.9).

An dieser Stelle sei noch ein Hinweis auf die Zuverlässigkeit der Druckmessungen gemacht. Wie den Aufzeichnungen in Fig. 7.26 gut zu entnehmen ist, haben die Echolotaufnahmen und die Aufnahmen der Wasser-

drücke einen synchronen Verlauf. Dies ist ein gegenseitiger Beweis für die Güte und die Zuverlässigkeit der zwei Messmethoden, die den wirklichen Verlauf einer Murgangwelle gut und zuverlässig wiedergeben.

7.1.9.2 Beobachtungen

- *Verhältnisse an der Front*

Die optische Beobachtung, dass die Murgangfront oft „trocken" (nicht wassergesättigt) ist, kann mit den hier dargestellten Aufzeichnungen messtechnisch bestätigt werden.

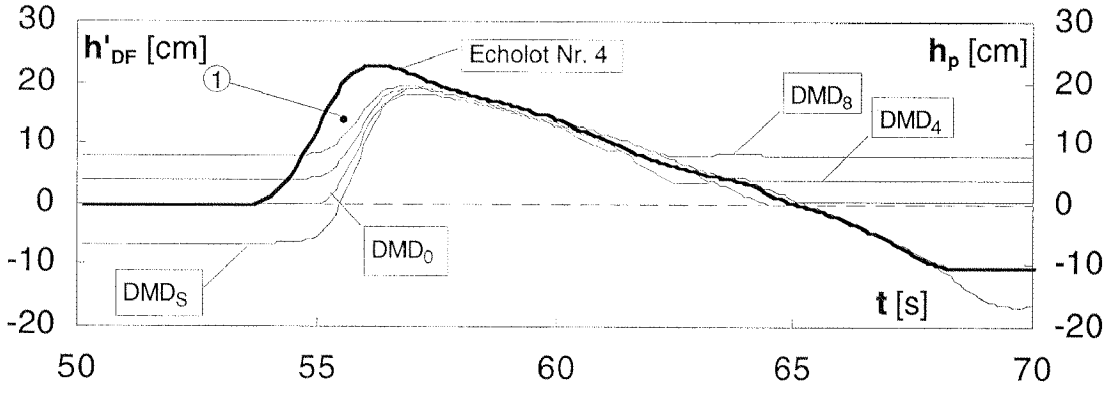


Fig. 7.27: Verlauf der freien Murgangoberfläche und der Wasserdrücke beim Messprofil X = 544 cm für den Versuch Nr. 022, Serie 3. ① bezeichnet die feuchte Front und DMD steht für Druckmessdose (vgl. Kap. 4.3.2 und Fig. 4.9).

Wie man den Fig. 7.26 und Fig. 7.27 entnehmen kann, fällt an der Murgangfront der Verlauf der freien Oberfläche nicht mit dem Verlauf der Wasserdrücke zusammen, wie es für den Murgangkörper der Fall ist, sondern die Wasserdrücke liegen tiefer als die freie Oberfläche. Dies ist neben der visuellen Beobachtung ein eindeutiges Zeichen dafür, dass die Front nicht wassergesättigt sondern weitgehend wasserfrei ist.
Wie gesagt, stimmen für die zwei dargestellten Beispiele der Verlauf der freien Murgangoberfläche und derjenige der Wasserdrücke im Bereich des Murgangkörpers überein. Dies bestätigt die visuellen Beobachtungen, dass der Murgangkörper meistens wassergesättigt ist.

- *Mechanische Instabilitäten und Druckspitzen*

Oft zeigen die Aufzeichnungen der Druckmessdosen plötzliche Druckspitzen (Fig. 7.28 und Fig. 7.29). Ein Vergleich dieser Aufzeichnungen mit den Videoaufnahmen erlaubt es zu erkennen, dass diese Druckspitzen praktisch gleichzeitig mit mehr oder weniger ausgeprägten mechanischen Instabilitäten auftreten. Besonders auffällig ist diese Tatsache für den Versuch Nr. 067 (Fig. 7.29). Die entsprechenden Druckmessungen zeigen

nämlich eine ganze Reihe von kleinen Druckspitzen, deren Höhe mit zunehmendem Abstand von der festen Sohle abnimmt ($\Delta p_{DMDS} \cong 7$ cm-WS, $\Delta p_{DMD4} \cong 2$ cm-WS). Diese Druckspitzen treten praktisch gleichzeitig bei allen 4 installierten Druckmessdosen und in regelmässigen Zeitabständen von etwa 1,4 s auf. Die Videoaufnahmen zeigen genau zu diesem Zeitpunkt eine Serie von kleinen Sackungen, welche die ganze Lockermaterialschicht betreffen und welche mit demselben Rythmus wie die Druckspitzen auftreten. Dieses Verhalten kann auch bei mehreren anderen Versuchen beobachtet werden.
Der Zusammenhang zwischen mechanischer Instabilität und Druckspitze kann in Fig. 7.28 gut erkannt werden.

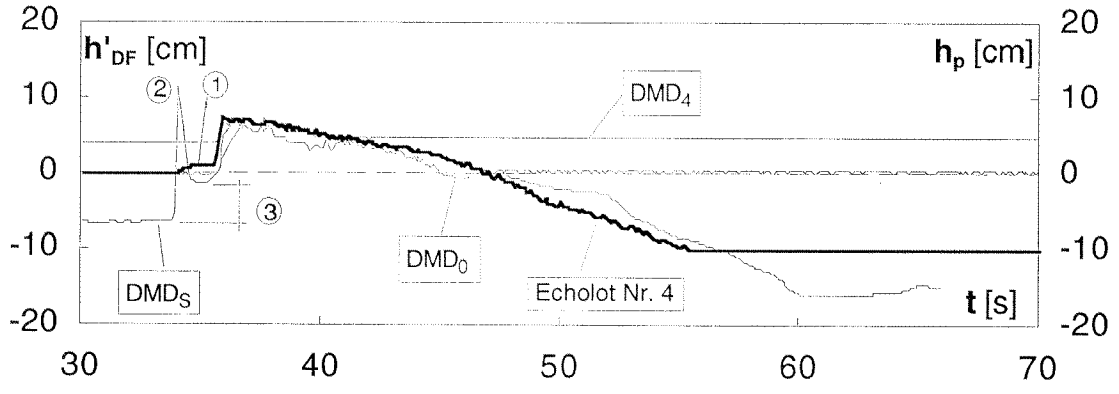


Fig. 7.28: Verlauf der freien Murgangoberfläche und der Wasserdrücke beim Messprofil X = 544 cm für den Versuch Nr. 073, Serie 5. ① bezeichnet eine plötzliche Hebung der Sohle, ② eine plötzliche Druckspitze, ③ eine Anhebung des Grundwasserspiegels und DMD steht für Druckmessdose (vgl. Kap. 4.3.2 und Fig. 4.9).

Eine genaue Betrachtung des Echolotsignals zeigt, dass kurz vor dem Durchgang der Murgangwelle eine leichte Hebung der Bettsohle (um ca. 1 cm) stattfindet (①). Diese Hebung tritt praktisch gleichzeitig mit der an der festen Kanalsohle registrierten Druckspitze (②) auf und ist die Folge einer kleinen Rutschung der Lockermaterialschicht, welche zur Hebung der Oberfläche führt. Eine weitere Folge dieser Rutschung ist die Komprimierung der Lockermaterialschicht, die zu einer Verkleinerung der Porenräume und einem Anstieg des Grundwasserspiegels (③) kurz vor der Murgangwelle führt. Dieser Zusammenhang zwischen mechanischer Instabilität, Druckspitze und Grundwasserspiegelanstieg konnte mehrmals beobachtet werden.

Es wird vermutet, dass die mechanische Instabilität die plötzliche Erhöhung der Wasserdrücke auslöst, nicht umgekehrt.

Dank der relativ grossen Durchlässigkeit der verwendeten Materialien bauen sich die erzeugten Überdrücke sofort ab.

- *Sohlensenkrechte Gradienten*

Im Bereich der Murgangfront kann oft sehr gut beobachtet werden, wie das Wasser vom Murgang in den noch trockenen Untergrund infiltriert. Offensichtlich herrscht eine nach unten gerichtete Wasserströmung. Auch diese Beobachtung kann mit den Aufnahmen der Wasserdrücke sehr gut bestätigt werden, wie es der Fig. 7.27 oder der Fig. 7.29 entnommen werden kann.

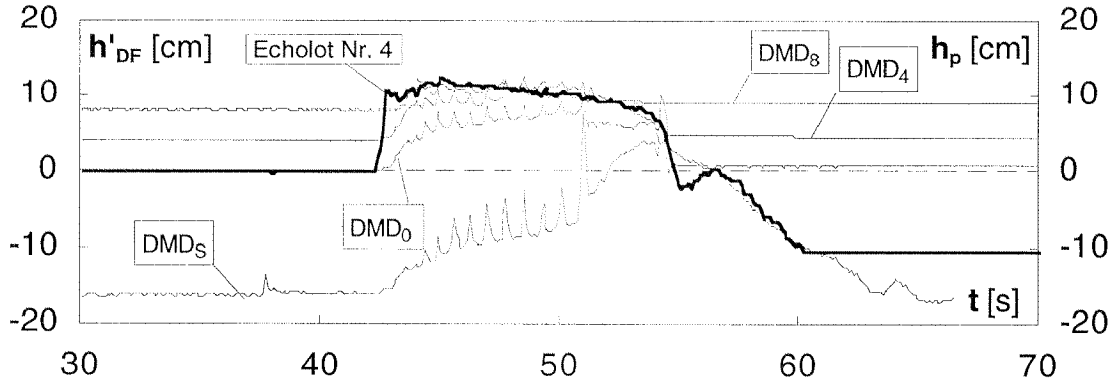


Fig. 7.29: Verlauf der freien Murgangoberfläche und der Wasserdrücke beim Messprofil X = 544 cm für den Versuch Nr. 067, Serie 5. Auffällig sind die unterschiedlichen Druckhöhen im Murgangkörper und die von mechanischen Instabilitäten hervorgerufenen Druckspitzen (vgl. Text). DMD steht für Druckmessdose (vgl. Kap. 4.3.2 und Fig. 4.9).

In diesen Fällen herrscht ein nach unten gerichteter Gradient, der das Wasser in den Untergrund fliessen lässt. Die genauen Druckverhältnisse werden im nächsten Abschnitt erklärt.

7.1.9.3 Druckverhältnisse in einer granularen Murgangwelle

Aus den obigen Ausführungen geht hervor, dass – sobald der Untergrund und der Murgangkörper gesättigt sind – die freie Oberfläche des Murganges und die (in cm-WS ausgedrückten) Druckhöhen zusammenfallen. In diesem Fall herrschen äquipotentiale Druckverhältnisse, und das Wasser fliesst sowohl im Untergrund als auch in der Murgangwelle parallel zur Sohle. Im Bereich der Murgangfront und gelegentlich auch im Bereich des Murgangkörpers (Fig. 7.29) kann es aber vorkommen, dass der Untergrund noch nicht gesättigt ist. In diesen Fällen herrscht ein Gradient, welcher das Wasser vom Murgangkörper in den Untergrund drückt. Die drei Fälle sind in Fig. 7.30 schematisch dargestellt.

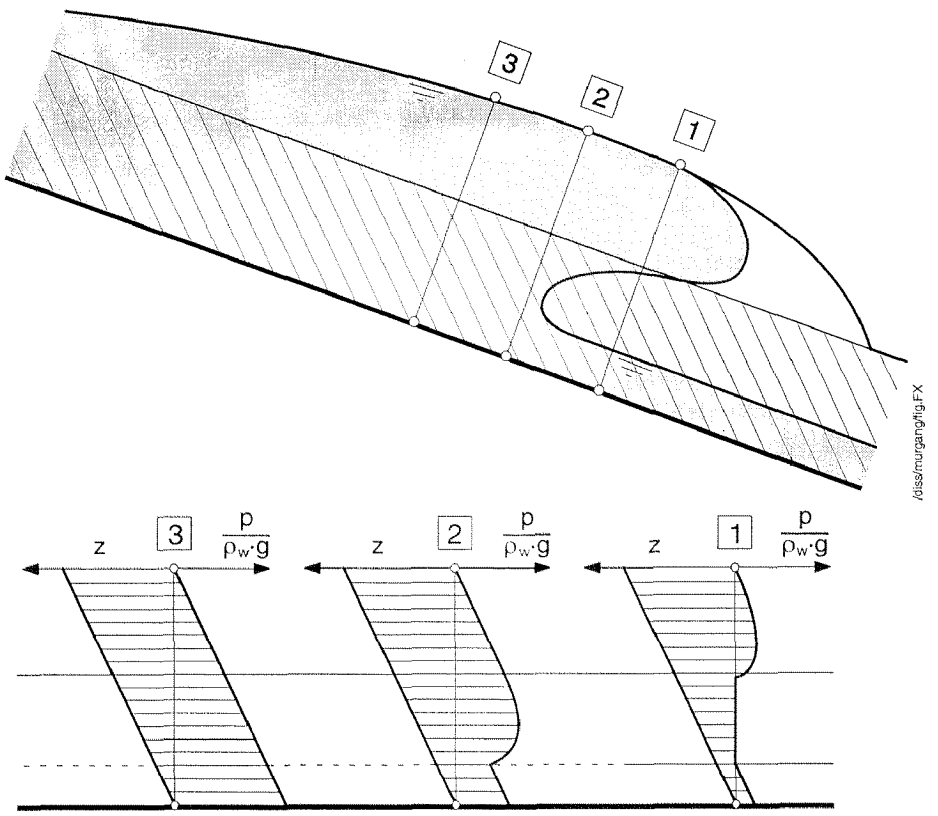


Fig. 7.30: Schematische Darstellung der Druckverhältnisse in einer Murgangwelle. Bei den Profilen 1 und 2 herrscht ein hydraulischer Gradient, der das Wasser in den Untergrund drückt. Beim Profil 3 herrschen dagegen äquipotentiale Druckverhältnisse (vgl. Text).

Im allgemeinen kann das hydraulische Potential Φ einer Sickerströmung folgendermassen definiert werden:

$$\Phi = \frac{p}{\rho_W \cdot g} + z + \frac{v_I^2}{2 \cdot g} \quad . \tag{7.1}$$

Dabei sind p der hydrostatische Druck, z die geodätische Höhe und v_I die Infiltrationsgeschwindigkeit des Wassers. Diese ist aber in den durchgeführten Versuchen relativ klein ($v_I < 0.2$ m/s) und die Geschwindigkeitshöhe kann für die Bestimmung des Potentials vernachlässigt werden. Es gilt demzufolge:

$$\Phi = \frac{p}{\rho_W \cdot g} + z \quad . \tag{7.2}$$

Aufgrund der Messungen der Wasserdrücke p kann deshalb messtechnisch nachgewiesen werden, ob ein hydraulischer Gradient und die entsprechende Sickerströmung vorhanden sind oder nicht.

Die Beobachtung, dass die gemessenen Druckhöhen im Normalfall nicht grösser sind als die Abflusstiefe, lässt darauf schliessen, dass in der Murgangwelle keine Porenwasserüberdrücke herrschen. Dies bedeutet, dass die fluide Phase kein Gewicht der festen Phase übernimmt. Trägt die fluide Phase das Gewichts der festen Phase, kann man den totalen hydraulischen Druck p folgendermassen ausdrücken (Pierson, 1981):

$$p = p_H + p_E. \tag{7.3}$$

Dabei ist $p_H = \rho_W \cdot g \cdot h$ der hydrostatische Wasserdruck und p_E der Porenwasserüberdruck, der von Pierson wie folgt beschrieben wird:

$$p_E = (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot \int_0^h c \cdot dh. \tag{7.4}$$

Dabei ist c die Feststoffkonzentration im Abfluss. Nach diesem Ansatz wird die gesamte Belastung des Feststoffs der fluiden Phase übertragen. Wenn man eine nicht vollständige Übertragung annimmt, kann der Porenwasserdruck wie folgt beschrieben werden:

$$p_E = a \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot \int_0^h c \cdot dh. \tag{7.5}$$

Dabei ist a ein Proportionalitätsfaktor ($a = 0 \,..\, 1$), der ausdrückt, welcher Anteil des Feststoffgewichtes der fluiden Phase übertragen wird. Falls die Feststoffe über die ganze Abflusstiefe homogen verteilt sind, dann lässt sich Gl. 7.4 in folgende Formel umwandeln:

$$p_E = a \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot c \cdot h \tag{7.6}$$

Demzufolge lässt sich der totale hydraulische Druck folgendermassen ausdrücken:

$$p = \rho_W \cdot g \cdot h + a \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot c \cdot h \tag{7.7}$$

In unseren Versuchen – abgesehen von einigen im vorherigen Abschnitt besprochenen Ausnahmen, bei denen plötzliche Druckspitzen auftreten – ist $p = p_H = \rho_W \cdot g \cdot h$, und demzufolge ist $p_E = 0$. Dabei ist die Feststoffkonzentration $c > 0$, so dass der Proportionalitätsfaktor $a = 0$ sein muss. Dies bedeutet, dass die Geschwindigkeit, mit der das Wasser durch die feste Phase fliesst, im Vergleich zur Geschwindigkeit der Belastung der festen auf die fluide Phase gross genug ist, dass keine Porenwasserüberdrücke entstehen können. Dies ist bedingt durch die relativ grosse Durchlässigkeit der verwendeten Materialien und die relativ kleine Viskosität des Fluides (Wasser).

Im Gegensatz zu den hier beschriebenen Fällen hat Iverson (1997) in seinen Versuchen die Bildung von Porenwasserüberdrücken in einem fliessenden Murgangkörper messtechnisch nachweisen können. Dies ist auf die

Charakteristika der verwendeten Kornmischung zurückzuführen, welche eine breitere Kornverteilung und insbesondere einen höheren Feinanteil aufweist. In diesem Fall sind die Durchlässigkeit der Matrix relativ klein und die Viskosität des Fluides relativ gross. Die fluide Phase kann sich deshalb einer Belastung durch die feste Phase nicht genügend schnell entziehen und Porenwasserüberdrücke bilden sich.

7.1.10 Andere beobachtete Transportmechanismen

Sind die Bedingungen für die Murgangentstehung nicht gegeben (zu kleine Neigung des Gerinnes, zu kleiner Oberflächenabfluss), so können im Gerinne andere Transportmechanismen beobachtet werden, und zwar fluvialer Geschiebetransport und hyperkonzentrierter Abfluss.
Die durchgeführten Versuche erlauben die Unterscheidung dreier Bereiche in Funktion der Gerinneneigung Θ:

- Bei $\Theta = 14°$ beobachtet man mit steigendem Oberflächenabfluss in dieser Reihenfolge: fluvialen Geschiebetransport, hyperkonzentrierten Abfluss und Murgänge.
- Für $17° < \Theta < \varphi_{Krit}$[1] treten fluvialer Geschiebetransport und Murgänge auf.
- Für $\Theta > \varphi_{Krit}$ kann man fluvialer Geschiebetrieb und Murgänge beobachten, solange noch keine bodenmechanischen Instabilitäten[2] die gesamte Lockermaterialschicht grossräumig destabilisiert haben.

In den nächsten Abschnitten werden diese Transportmechanismen näher erläutert.

7.1.10.1 Geschiebetransport

Wird ein bestimmter kritischer Oberflächenabfluss erreicht (vgl. Kap. 7.2.6), werden die Sohlenpartikeln destabilisiert und Geschiebetransport setzt ein. Dieser Geschiebetransport führt zu raschen morphologischen Veränderungen der ursprünglich eben eingebauten Sohle (Fig. 7.31). Es bilden sich dreidimensionale Strukturen, welche Ähnlichkeiten zu alternierenden Bänken und zu Stufen-Hinterwasser-Folgen aufweisen. Die gebildeten Strukturen können durch die Einwirkung von Oberflächen- und Grundwasser destabilisiert werden und kleine lokale Rutschungen können auftreten.

---

[1] φ_{Krit} bezeichnet den Stabilitätswinkel einer gesättigten, unendlich langen Böschung und beträgt für die verwendeten Materialien zwischen 27 und 30° (vgl. Kap. 5.4.3).

[2] Bei der Beurteilung der bodenmechanischen Stabilität in der Natur muss die Dilatanz des Materials berücksichtigt werden. Bei der Murgangentstehung infolge progressiver Erosion spielt dagegen die Dilatanz keine Rolle, weil es sich dabei um oberflächliche oder oberflächennahe Prozesse handelt, bei denen das Phänomen der Dilatanz nicht auftritt.

Der fluviale Geschiebetransport ist charakterisiert durch eine relativ kleine Feststoffkonzentration im Abfluss. Die Körner bewegen sich rollend oder leicht hüpfend in Sohlennähe.

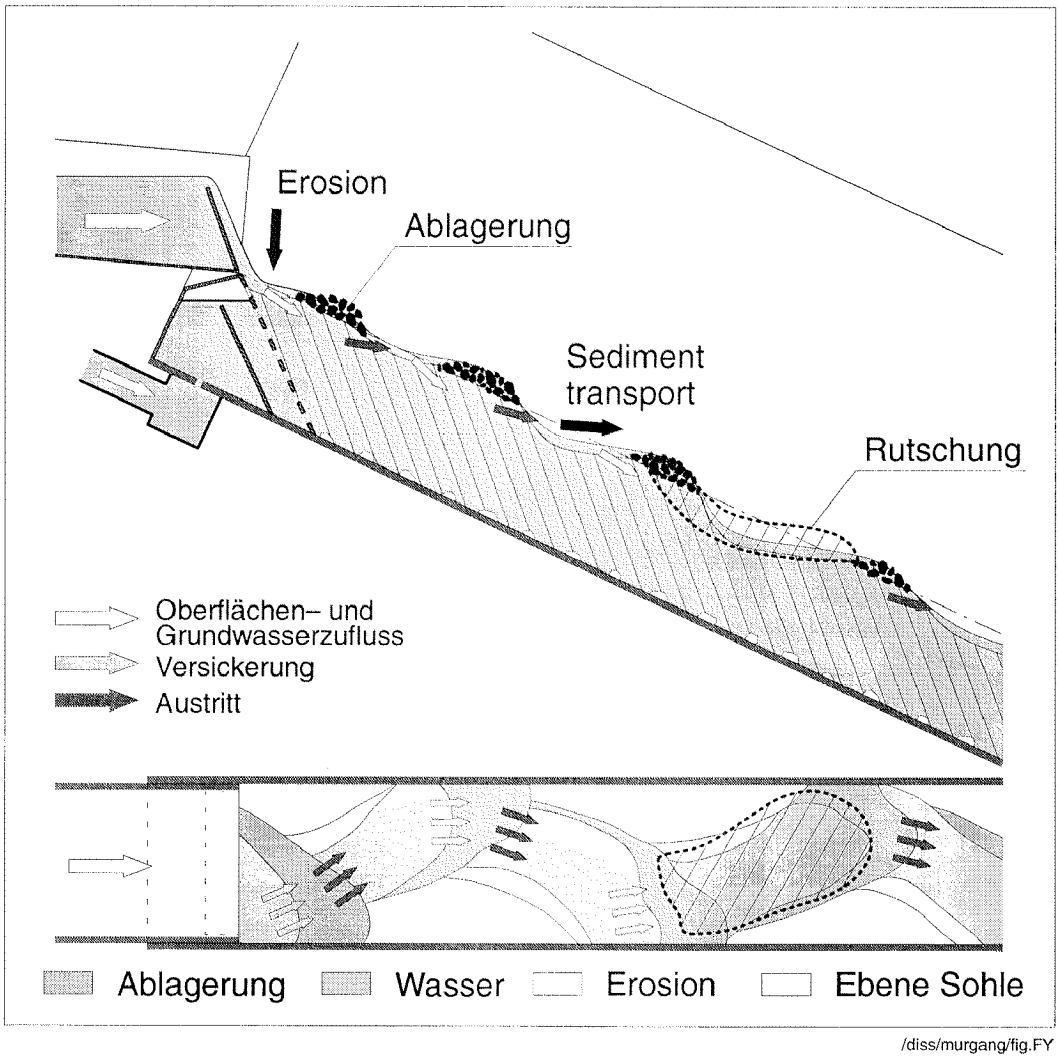


Fig. 7.31: Schematische Darstellung der morphologischen Veränderungen der Sohle infolge Geschiebetransport und daran beteiligte Prozesse.

7.1.10.2 Hyperkonzentrierter Abfluss

Bei grösseren Abflüssen erfolgt der Geschiebetransport in Form von einem sogenannten hyperkonzentrierten Abfluss, welcher eine Übergangsform zwischen fluvialem Geschiebetrieb und Murgängen darstellt. Dieser hyperkonzentrierte Abfluss weist im Vergleich zu Murgängen kleinere und im Vergleich zu normalem Geschiebetrieb grössere Feststoffkonzentrationen auf. Die Transportschicht ist mehrere Korndurchmesser mächtig.

In fast allen bei einer Neigung von $\Theta = 14°$ durchgeführten Versuchen wird bei einer plötzlichen Belastung der Lockermaterialschicht mit dem vorgegebenen Oberflächenabfluss ein hyperkonzentrierter Abfluss beob-

achtet. Der Oberflächenabfluss bildet eine Front, welche auf der Lockermaterialschicht mit grosser Geschwindigkeit fortschreitet und die Sohle erodiert. Im Gegenteil zu der Murgangfront kann man bei der Front eines hyperkonzentrierten Abflusses immer eine klare Wasserschicht erkennen. Die Körner werden nicht an der Front des Abflusses gesammelt und sind nicht über die ganze Abflusstiefe verteilt.
An der Front und im folgendem Abfluss beobachtet man dieselbe Abflusstiefe h_F, welche über die ganze Kanallänge praktisch unverändert (Fig. 7.32) bleibt. Dasselbe gilt auch für die Transportschicht.
Aus diesen Beobachtungen kann man folgern, dass die Fliessgeschwindigkeit des Abflusses an der Front und im nachfolgenden Teil praktisch gleich sein müssen. Ein hyperkonzentrierter Abfluss ist im Gegenteil zu einem Murgang ein quasistationärer Abfluss.

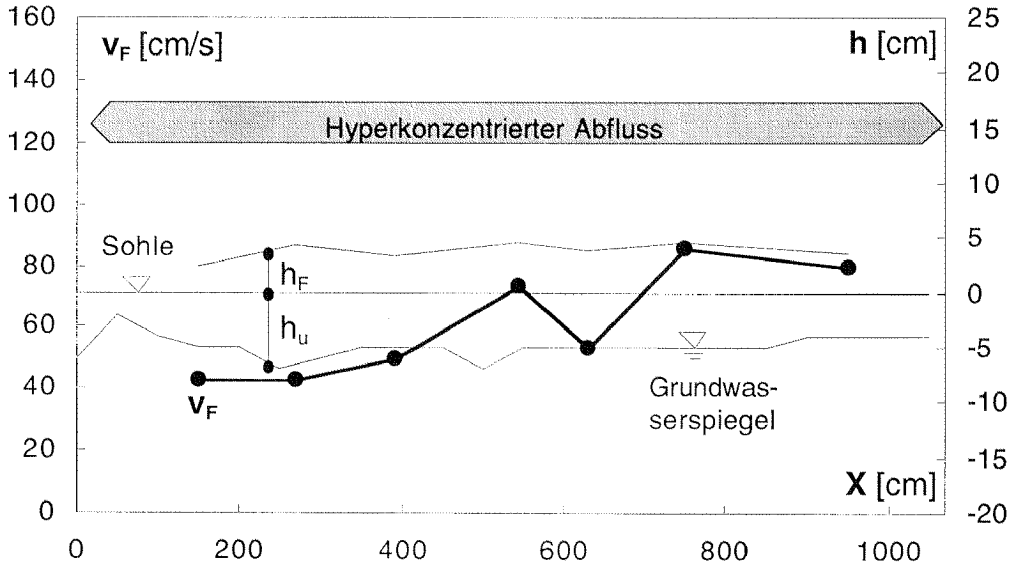


Fig. 7.32: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 040, Serie 4. $\Theta = 14°$, $Q_{SW} = 3.9$ l/s.

7.1.11 Übergang von einem hyperkonzentrierten Abfluss in einen Murgang

Wie in den vorangehenden Kapiteln beschrieben wurde, findet bei der Murgangentstehung ein rascher Übergang von fluvialem Transport über hyperkonzentrierten Abfluss hin zu einer vollausgebildeten Murgangbewegung statt. Der Übergang erfolgt im Versuch üblicherweise über eine sehr kurze Strecke.

Ausnahme bilden die Versuche Nr. 036 (Fig. 7.33) und Nr. 095 (Fig. 7.34). Beim Versuch Nr. 036 kann man in den ersten 150 cm des Versuchskanals einen eindeutigen hyperkonzentrierten Abfluss beobach-

ten. Anschliessend bildet sich eine granulare Front und der hyperkonzentrierte Abfluss geht in einen Murgang über. Der Übergang erfolgt relativ plötzlich. Dabei beobachtet man eine eindeutige Reduktion der Frontgeschwindigkeit. Die Verzögerung der Front kann auf den Verlauf des Grundwasserspiegels zurückgeführt werden. In den ersten 150 cm liegt der Grundwasserspiegel praktisch an der Oberkante der Lockermaterialschicht und der Oberflächenabfluss wird nicht durch Infiltrationsverluste reduziert. Sobald der Grundwasserspiegel sinkt, kann Wasser in den Untergrund infiltrieren. Demzufolge nimmt die Feststoffkonzentration an der Front zu und die Front wird gebremst. Die Abflusstiefe an der Front nimmt auf der folgenden Strecke (X = 150 .. 250 cm) schnell zu.

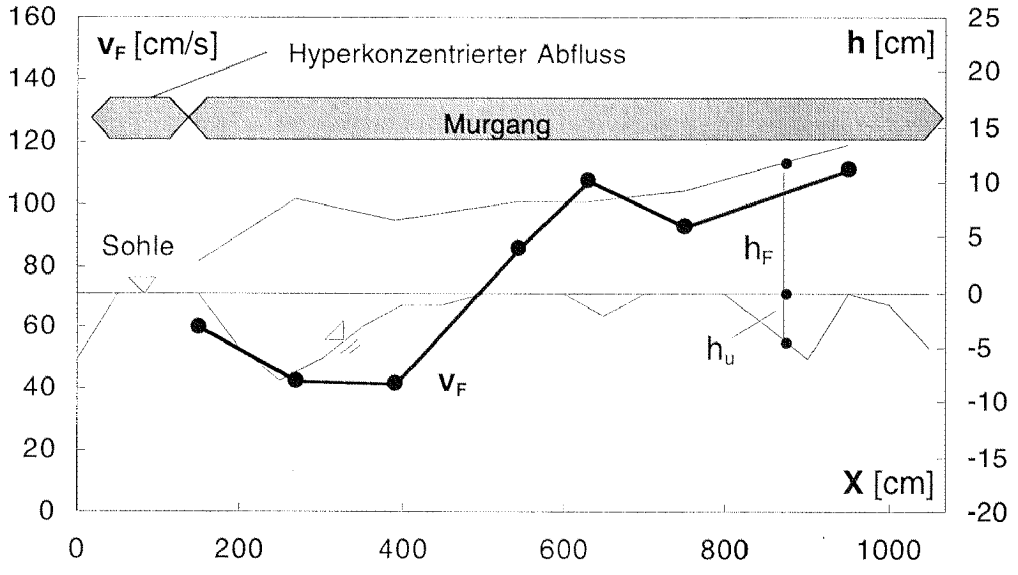


Fig. 7.33: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 036, Serie 4. $\Theta = 20°$, $Q_{SW} = 3.9$ l/s.

Ab X ≈ 300 cm steigt der Grundwasserspiegel wieder an und tritt ab X ≈ 500 cm sogar an die Oberfläche. Dementsprechend beschleunigt die Murgangfront auf dieser Strecke. Der Charakter der Bewegung bleibt erhalten: eine eindeutige granulare Front kann bis am unteren Ende des Kanals beobachtet werden. Kein inverser Übergang von Murgangbewegung zu hyperkonzentriertem Abfluss findet statt.

Auch bei $\Theta = 14°$ konnte der relativ plötzliche Übergang eines hyperkonzentrierten Abflusses in einen Murgang beobachtet werden (Vers. Nr. 095). Aus den Videoaufnahmen kann man bei diesem Versuch die relativ plötzliche Zunahme der Feststoffkonzentration an der Front und die Bildung einer granularen Front gut erkennen, in der keine klare Wasserschicht mehr zu beobachten ist. Dies geschieht bei etwa 2/3 der Kanallänge. Aus den Echolotaufnahmen (Fig. 7.34) kann man bei X ≈ 600 cm

eine Reduktion der Frontgeschwindigkeit erkennen. Dies ist auf den Verlauf des Grundwasserspiegels zurückzuführen. Aus der Fig. 7.34 kann man nämlich die langsame aber stetige Vergrösserung des Wertes von h_u beobachten (X ≈ 100 .. 900 cm). Dies verursacht eine in Fliessrichtung wachsende Wasserinfiltration in den Untergrund und eine entsprechend wachsende Drainage des Abflusses, die für die Abnahme der Frontgeschwindigkeit, die Zunahme der Feststoffkonzentration und die Bildung einer Murgangfront verantwortlich ist.

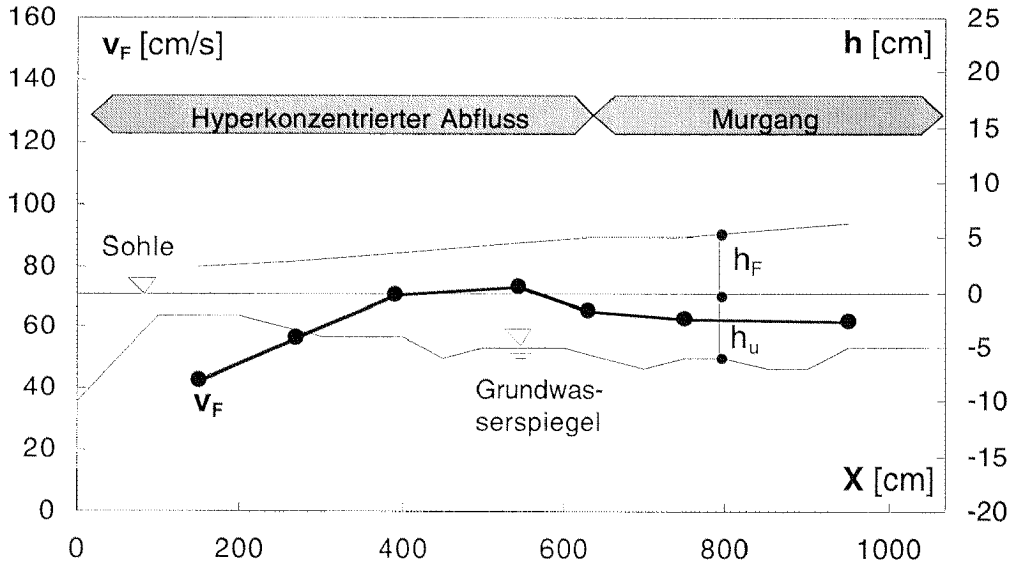


Fig. 7.34: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 095, Serie 5. $\Theta = 14°$, $Q_{SW} = 3.8$ l/s.

Aus den Ausführungen dieses Kapitels kann man folgern, dass die Wasserinfiltration in den Untergrund eine Bedingung zur Bildung einer granularen Murgangfront ist. Wird diese Bedingung nicht erfüllt, kann die Feststoffkonzentration an der Front die für eine vollausgebildete Murgangbewegung typischen Werte nicht erreichen.

7.1.12 Bedeutung der qualitativen Beobachtungen

In den vorhergehenden Kapiteln wurden Erscheinungen beschrieben, welche die durchgeführten Versuche charakterisieren. Wie erwähnt treten diese Erscheinungen auch bei Murgangereignissen in der Natur auf. Dies ist eine wichtige Bestätigung dafür, dass die im Labor nachgebildeten Prozesse grundsätzlich jenen eines Murgangs in der Natur entsprechen. Wie im Kap. 6 schon ausführlich erwähnt, kann trotz dieser qualitativen Ähnlichkeiten die Frage der Übertragbarkeit der Laborresultate auf natürliche Verhältnisse nur teilweise beantwortet werden. Trotzdem sollen

die qualitativen Übereinstimmungen dazu ermutigen, die Probleme der Modellähnlichkeiten weiterhin zu untersuchen.

7.2 Resultate aus den Versuchen

7.2.1 Einführung

Zur quantitativen Beschreibung der ablaufenden Prozesse wurde die Murgangwelle gemäss Fig. 7.35 idealisiert.

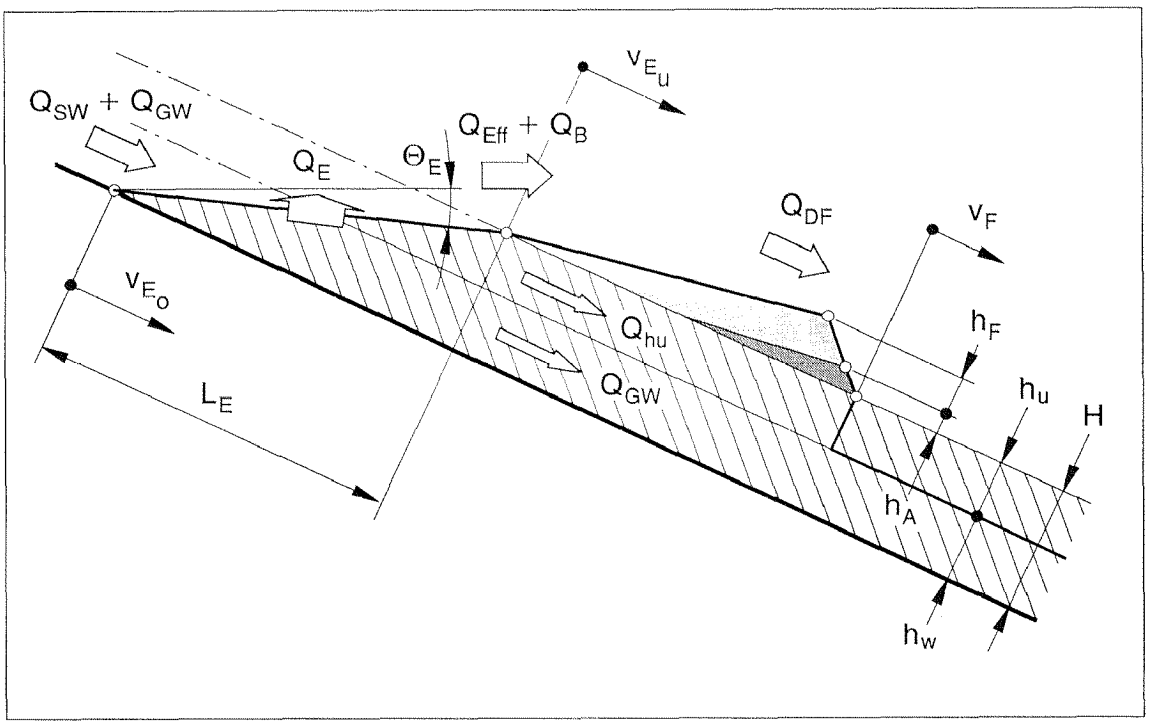


Fig. 7.35: Idealisierte Murgangwelle.

Die wichtigsten Grössen, welche die Murgangbewegung charakterisieren, sind:

- die Frontgeschwindigkeit v_F,
- die Frontabflusstiefe h_F,
- die Mächtigkeit der Ablagerungen h_A,
- die Erosionsgeschwindigkeit v_E (in Fig. 7.35 ist die Erosionsgeschwindigkeit am oberen (v_{E_O}) und am unteren Ende (v_{E_U}) der Erosionsstrekke L_E dargestellt) und
- die Neigung der Erosionszone Θ_E.

Diese fünf Murgangcharakteristika wurden für die durchgeführten Versuche gemessen. Der Murgangabfluss Q_{DF} lässt sich aus dem Produkt von Frontgeschwindigkeit v_F, Frontabflusstiefe h_F und Gerinnebreite b bestimmen.

Die beobachteten Murgänge sind dynamische und instationäre Phänomene. Wie im Kap. 7.1 ausführlich beschrieben, unterliegt die Frontgeschwindigkeit v_F relevanten Schwankungen entlang des Versuchskanals. Diese Schwankungen sind zu einem grossen Teil durch den unregelmässigen Verlauf des Grundwasserspiegels bedingt. Mindestens teilweise müssen sie aber mit grosser Wahrscheinlichkeit der komplexen Murgangdynamik zugeschrieben werden. Dasselbe gilt auch für die Erosionsgeschwindigkeit v_E und die Mächtigkeit der Ablagerungen h_A.
Die Neigung der Erosionzone Θ_E schwankt entlang des Versuchskanals um einen mittleren Wert. Diese Schwankungen können nicht mit dem Verlauf des Grundwasserspiegels erklärt werden und sind sehr wahrscheinlich der Murgangdynamik inhärent. Die Frontabflusstiefe h_F wächst entlang der Fliessstrecke und strebt einem Grenzwert zu (vgl. Kap. 7.1.3).

Zur Beurteilung des Einflusses der variierten Parameter auf die Charakteristika der Murgangwelle wurde deshalb entschieden, die lokalen[1] (h_F, h_A) oder lokal gemittelten[2] (v_F, v_E, Θ_E) Werte über die ganze Länge des Versuchskanals zu mitteln. Es entstehen somit für alle Parameter Mittelwerte ($h_{F,m}$, $h_{A,m}$, $v_{F,m}$, $v_{E,m}$, $\Theta_{E,m}$), die eine Murgangwelle von der Entstehung bis zu einem entwickelten Zustand charakterisieren. Diese Mittelwertbetrachtung soll den Einfluss der lokalen Schwankungen minimieren und den Einfluss der variierten Parameter richtig wiedergeben. Wie im Kap. 7.2.3 gezeigt wird, liefert diese Methode gute aussagekräftige Resultate. Ausserdem lassen sich die Mittelwerte der gemessenen Murgangparameter recht gut reproduzieren (vgl. Kap. 7.2.2), was dagegen für die lokalen oder lokal gemittelten Werte nicht der Fall ist.
Für die durchgeführten Analyse wird auch für die Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht h_u der Mittelwert über die ganze Kanallänge gebildet ($h_{u,m}$).

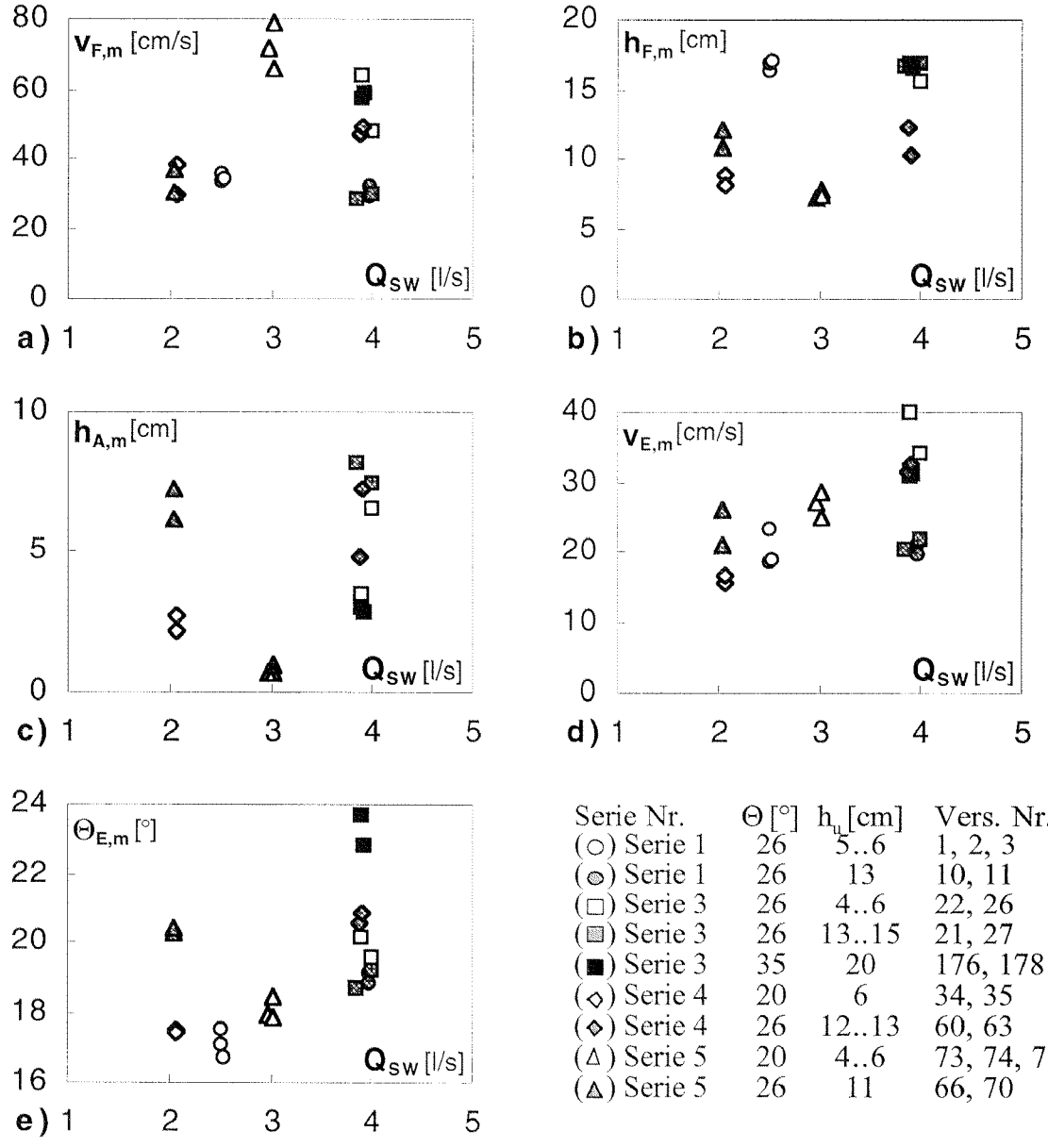
Die lokalen oder lokal gemittelten Werte der gemessenen Murgangcharakteristika folgen mit grosser Wahrscheinlichkeit grundsätzlich denselben Gesetzmässigkeiten wie die Mittelwerte. Sie werden aber durch die räumlich variablen Randbedingungen (vor allem durch den unregelmässigen Verlauf des Grundwasserspiegels) und durch das vernetzte Zusammenspiel der verschiedenen Prozesse (vgl. Kap. 7.1.2) massgebend geprägt. Diese Werte sind deshalb zur Untersuchung des Einflusses der va-

[1] Die Abflusstiefe h_F und die Ablagerungsmächtigkeit h_A werden an diskreten Stellen (bei den Echoloten) bestimmt.
[2] Die lokale Front- und Erosionsgeschwindigkeit v_F bzw. v_E und das lokale Gefälle der Erosionszone Θ_E werden aus den Aufnahmen von zwei benachbarten Echoloten bestimmt, und stellen deshalb einen Mittelwert für die zwischen diesen zwei Messstellen liegende Strecke dar.

riierten Parameter weniger geeignet als die über die ganze Kanallänge gemittelten Werte.

7.2.2 Reproduzierbarkeit der Resultate

Zur Abschätzung der Reproduzierbarkeit wurden einige Versuche zwei- bis dreimal unter denselben Anfangsbedingungen wiederholt.



Serie Nr.	Θ [°]	h_u [cm]	Vers. Nr.
(○) Serie 1	26	5..6	1, 2, 3
(◎) Serie 1	26	13	10, 11
(□) Serie 3	26	4..6	22, 26
(▨) Serie 3	26	13..15	21, 27
(■) Serie 3	35	20	176, 178
(◇) Serie 4	20	6	34, 35
(◈) Serie 4	26	12..13	60, 63
(△) Serie 5	20	4..6	73, 74, 75
(▲) Serie 5	26	11	66, 70

Fig. 7.36: Wiederholung ausgewählter Versuche zur Beurteilung der Reproduzierbarkeit. Empfindlichkeit von $v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$, $v_{E,m}$ und $\Theta_{E,m}$ aufgetragen in Funktion von Q_{SW}.

Die Resultate dieser Versuche sind in Fig. 7.36 dargestellt. Aufgetragen sind die Mittelwerte der wichtigsten Murgangparameter in Abhängigkeit vom Oberflächenabfluss Q_{SW}.

Im allgemeinen kann man Fig. 7.36 entnehmen, dass sich die Resultate von unter gleichen Anfangsbedingungen durchgeführten Versuchen recht gut reproduzieren lassen. Das gilt für alle untersuchte Grössen ($v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$, $v_{E,m}$ und $\Theta_{E,m}$) und für fast alle verwendeten Materialien (Material 6 wurde nicht auf Reproduzierbarkeit der Resultate untersucht, und Material 2 ist praktisch identisch mit Material 1).

Bei zwei Versuchspaaren weisen drei Grössen (v_F, h_A und v_E) bedeutende Unterschiede auf, die jedoch mindestens zum Teil erklärbar sind. Die Reproduzierbarkeit von h_A scheint dabei die grössten Schwierigkeiten zu bieten (Vers. 22/26 und 60/63). Diese Grösse unterliegt grossen Schwankungen, die im Moment nur ansatzweise geklärt werden können (vgl. Kap. 7.2.3.4). Die beobachteten Geschwindigkeitsunterschiede (Vers. 22/26) können dagegen auf den Einfluss der unterschiedlichen Tiefe des Grundwasserspiegels h_u zurückgeführt werden. Der Grundwasserspiegel liess sich nicht jedesmal auf das gewünschte Niveau einstellen, ist aber für die Frontgeschwindigkeit von zentraler Bedeutung.

Löst man sich von der Mittelwertbetrachtung, merkt man sofort die relativ schlechte Reproduzierbarkeit des räumlich-zeitlichen Verlaufes der einzelnen gemessenen Grössen. Die Graphiken in Fig. 7.37 und Fig. 7.38 sind dafür ein repräsentatives Beispiel. Die zwei dargestellten Versuche (Nr. 073 und 074) unterscheiden sich in den entsprechenden Mittelwerten der einzelnen Grössen kaum (Fig. 7.36). Analysiert man dagegen die lokalen Werte, erkennt man bei allen ermittelten Parametern merkliche Unterschiede. Diese Unterschiede sind insbesondere auf den unterschiedlichen Verlauf des Grundwasserspiegels zurückzuführen (vgl. Kap. 7.1.3). Die Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht h_u wirkt sich nämlich massgebend auf die Frontgeschwindigkeit v_F und auf die Ablagerungsmächtigkeit h_A aus (vgl. Kap. 7.2.3).

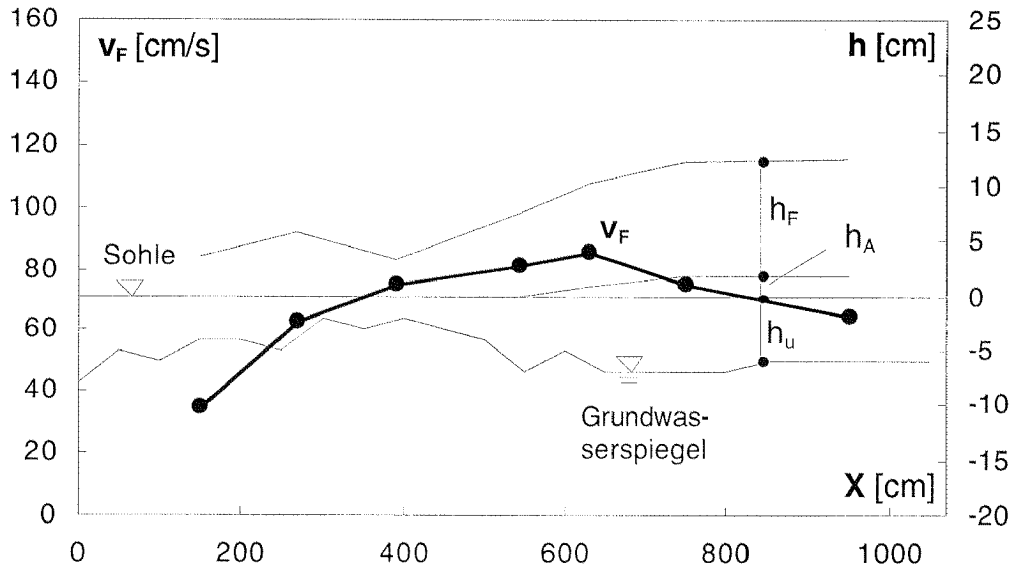


Fig. 7.37: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 073, Serie 5. $\Theta = 20°$, $Q_{SW} = 3$ l/s.

Bedeutend sind vor allem die unterschiedlichen Frontgeschwindigkeiten und die unterschiedlichen Ablagerungsmächtigkeiten im unteren Teil des Versuchskanals. Bei Vers. Nr. 074 beobachtet man eine grosse Beschleunigung der Front und keine Ablagerungen unterhalb von X = 800 cm. Im Vers. Nr. 073, dagegen wird die Murgangfront verzögert und Ablagerungen bilden sich. Diese Beobachtungen können mit der Lage des Grundwasserspiegels gut erklärt werden: im Vers. Nr. 074 steigt er gegen Ende des Kanals leicht an, im Vers. Nr. 073 dagegen sinkt er leicht.

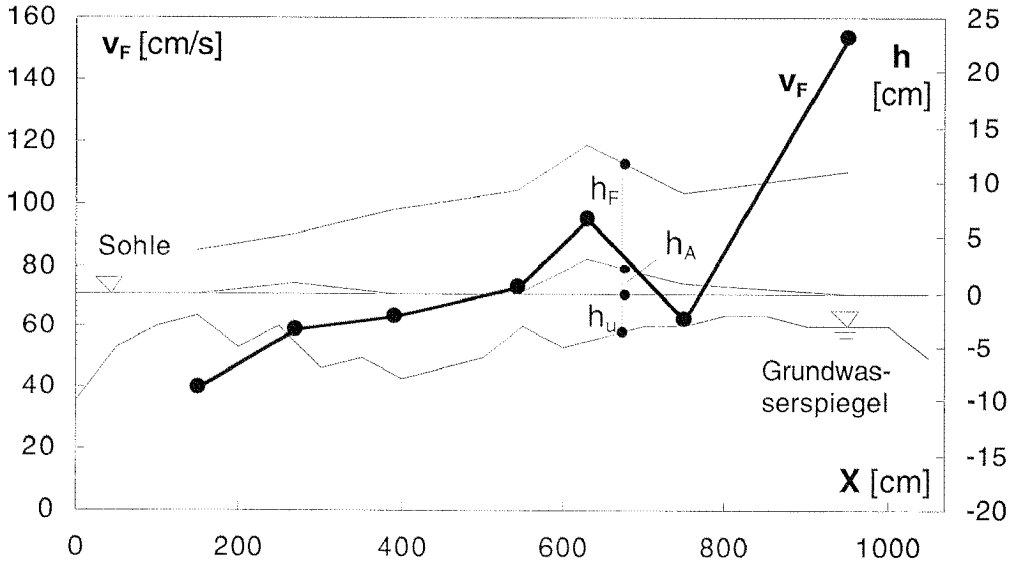


Fig. 7.38: Verlauf der gemessenen Grössen entlang des Versuchskanals. Vers. Nr. 074, Serie 5. $\Theta = 20°$, $Q_{SW} = 3$ l/s.

Ein weiterer wahrscheinlicher Grund für die relativ schlechte Reproduzierbarkeit des zeitlichen Verlaufes einer Murgangwelle sind die komplexen Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Prozessen (vgl. Kap. 7.1.2). Merkliche Schwankungen der Frontgeschwindigkeit treten nämlich auch bei relativ ausgeglichenem Grundwasserspiegelverlauf (vgl. z.B. Vers. Nr. 025 in Fig. 7.12).

7.2.3 Einfluss der variierten Parameter auf die Murgangcharakteristika

Der Einfluss der variierten Parameter a oder der variierten Anfangsbedingungen A^{IC} auf charakteristische Murgangparameter A^{DF} wird graphisch untersucht. Für ausgewählte Versuche werden die über der ganzen Kanallänge gemittelten Murgangparameter (vgl. Kap. 7.2.1) als Funktion von jeweils einer unabhängigen Variablen aufgezeichnet, wobei die übrigen unabhängigen Variablen nach Möglichkeit konstant gehalten werden. Diese Auswertung wird mit dimensionsbehafteten Grössen durchgeführt. Der Vorteil dieser Methode ist ihre Anschaulichkeit. Ihre Nachteile sind die Anforderung, dass für bestimmte Versuchsreihen alle Parameter bis auf einen konstant bleiben sollten und die Tatsache, dass nur ein Teil der Versuche aus der gesamten Palette ausgewertet werden kann. In diesem Kapitel werden ausgewählte repräsentative Beispiele gezeigt. Alle anderen Graphiken sind im Anhang C zusammengestellt.

Folgende Tabelle gibt einen Überblick der in diesem Kapitel untersuchten Grössen:

Einfluss von	**auf**
• unabhängigen Parametern (a): Q_{SW}, d_m, d_{10}, Θ, H und n • Anfangsbedingungen (A^{IC}): $h_{u,m}$, k_D	• Murgangcharakteristika (A^{DF}): $v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$, $v_{E,m}$ und $\Theta_{E,m}$

Tab. 7.1: Überblick der im Kap. 7.2.3 durchgeführten Analysen.

7.2.3.1 Frontgeschwindigkeit und Erosionsgeschwindigkeit

Die Front- und die Erosionsgeschwindigkeit (v_F und v_E) können als repräsentative Geschwindigkeiten der ganzen Murgangwelle betrachtet werden. Die Resultate zeigen, dass beide Geschwindigkeiten recht empfindlich auf die Verfügbarkeit von Wasser und auf die Neigung des Gerinnes reagieren.

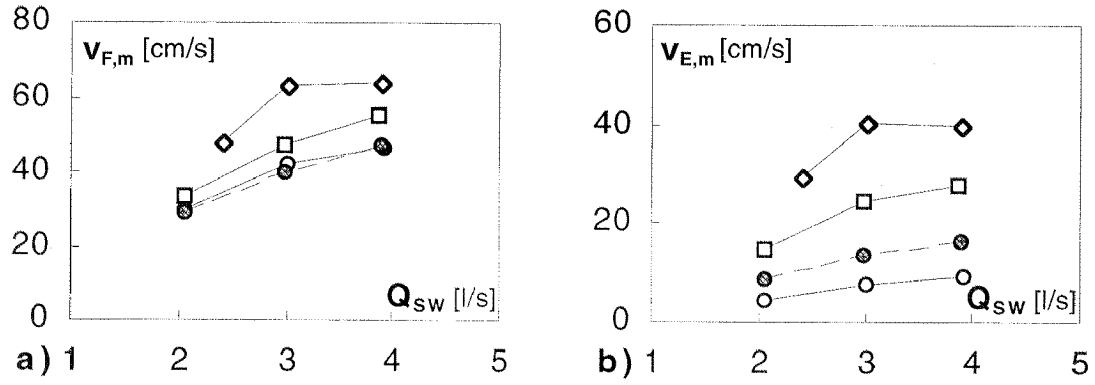


Fig. 7.39: Einfluss von Q_{SW} auf $v_{F,m}$ und $v_{E,m}$, Serie 3, h_u = 3..7 cm.
(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (◇) 26 °

Die Verfügbarkeit von Wasser beeinflusst die Fliessdynamik eines Murschubes wesentlich. Einerseits sind sowohl die Front- als auch die Erosionsgeschwindigkeit eine direkte Funktion des Oberflächenabflusses Q_{SW} (Fig. 7.39). Je grösser die verfügbare Wassermenge ist, desto schneller wird die Murgangwelle.
Weitere Zusammenhänge sind in den Fig. 7.40 bis Fig. 7.42 dargestellt. Die Geschwindigkeiten der Front und der Erosionszone nehmen bei zunehmender Mächtigkeit der oberen, trockenen Untergrundschicht h_u bedeutend ab (Fig. 7.40). Eine klare Geschwindigkeitabnahme kann auch bei Vergrösserung der Durchlässikeit k_D (Fig. 7.41) oder bei einer Vergrösserung des Korndurchmessers d_{10} (Fig. 7.42) beobachtet werden. Diese drei aufgeführten Abhängigkeiten deuten darauf hin, dass der Wasserentzug vom Murgangkörper – bedingt durch die Infiltration von Wasser in den Untergrund – eine verzögernde Wirkung auf den fliessenden Murgang hat. Die Infiltration nimmt mit zunehmenden Werten von h_u, k_D und d_{10} zu und entsprechend nimmt die Geschwindigkeit ab.

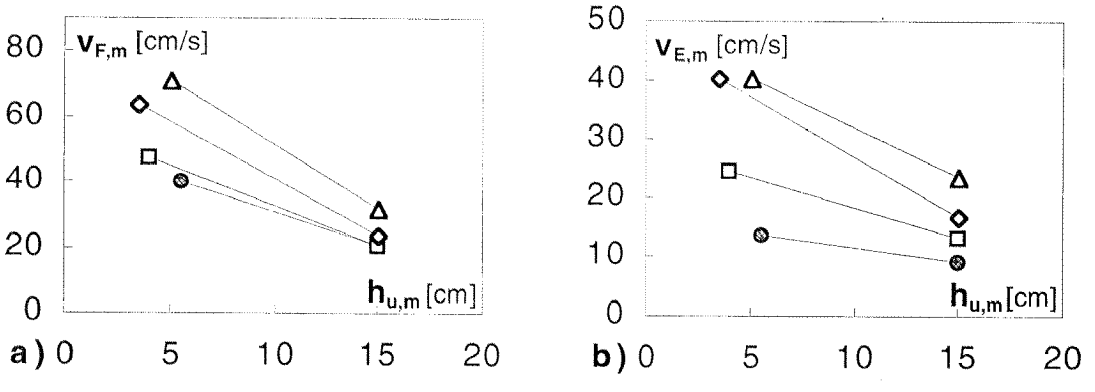


Fig. 7.40: Einfluss von $h_{u,m}$ auf $v_{F,m}$ und auf $v_{E,m}$, Serie 3, Q_{SW} = 3 l/s.
(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (◇) 26 ° (△) 30 °

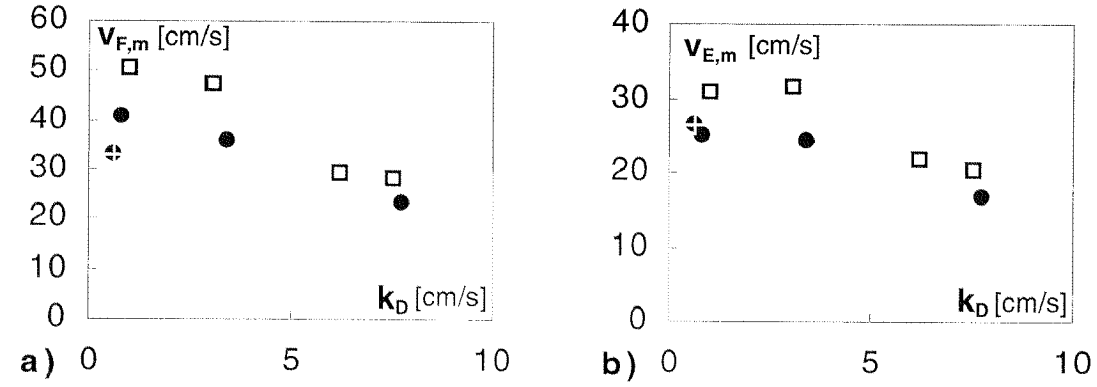


Fig. 7.41: Einfluss von k_D auf $v_{F,m}$ und auf $v_{E,m}$, $\Theta = 26°$, $h_u = 12..20$ cm.
(•) $Q_{SW} = 3$ l/s (□) $Q_{SW} = 4$ l/s (+) Material verdichtet

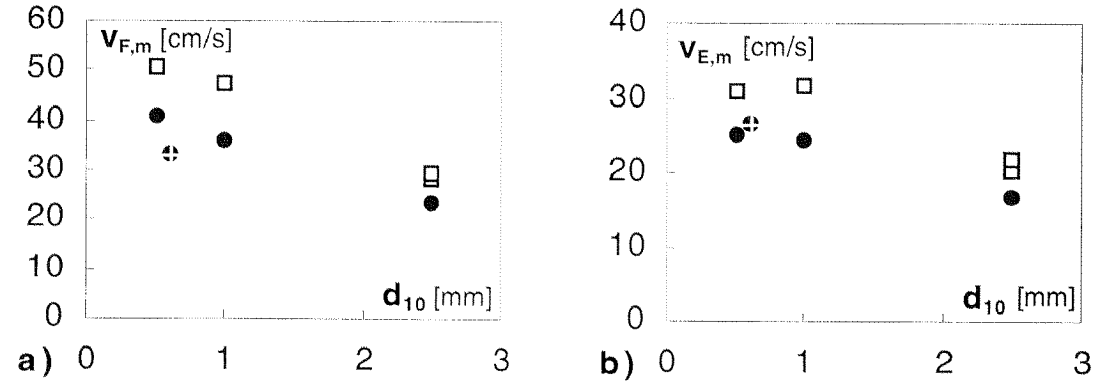


Fig. 7.42: Einfluss von d_{10} auf $v_{F,m}$ und auf $v_{E,m}$, $\Theta = 26°$, $h_u = 12..20$ cm.
(•) $Q_{SW} = 3$ l/s (□) $Q_{SW} = 4$ l/s (+) Material verdichtet

Ein anderer Parameter, der sich auf die Bewegungsgeschwindigkeit spürbar auswirkt, ist der Verdichtungsgrad (ausgedrückt z.B. durch die Porosität n). Nach Fig. 7.43 ist die Murganggeschwindigkeit grösser bei einem locker eingebauten Material als bei einem manuell verdichteten. Mit der Veränderung des Verdichtungsgrades werden gleichzeitig andere Parameter geändert. Vor allem die Durchlässigkeit k_D wird kleiner. Diese zwei Grössen (n und k_D) wirken aber gegenläufig: während eine verkleinerte Porosität die Verfügbarkeit an effektivem Oberflächenabfluss Q_{Eff} reduziert (vgl. Kap. 7.2.4.1) und entsprechend die Murganggeschwindigkeit verkleinert, fördert eine kleinere Durchlässigkeit eine grössere Geschwindigkeit durch verminderte Wasserdrainage aus dem Murgangkörper.

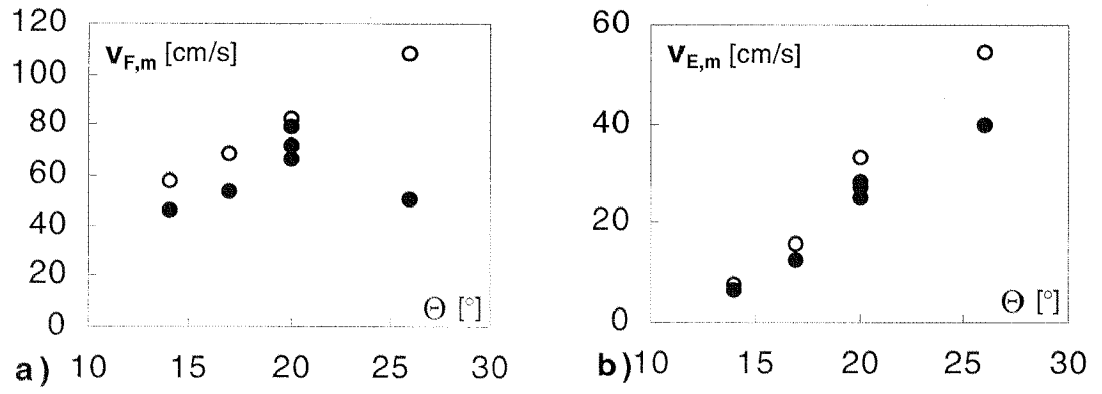


Fig. 7.43: Einfluss des Verdichtungsgrades auf $v_{F,m}$ und auf $v_{E,m}$ für Q_{SW} = 3 l/s und h_u = 3 .. 7 cm (Serie 5).
(○) Material locker eingebaut; (●) Material manuell verdichtet.

Der Einfluss der Mächtigkeit der Lockermaterialschicht auf die Front- und Erosionsgeschwindigkeit ist in Fig. 7.44 dargestellt. Zur Untersuchung dieses Einflusses wurde die Mächtigkeit der eingebauten Lockermaterialschicht in den unteren zwei Dritteln des Versuchskanals zwischen 3 und 20 cm variiert. Dazu wurde im Versuchskanal einen zweiten Boden eingebaut (vgl. Kap. 7.1.4 und Fig. 7.15). Die Mächtigkeit der Lockermaterialschicht beträgt im oberen Teil des Kanals H_O = 20 cm und im unteren Teil H_U = 3 oder 20 cm. Für alle dargestellte Fälle beträgt die Mächtigkeit der obersten, ungesättigten Lockermaterialschicht h_u zwischen 2.5 und 4 cm.

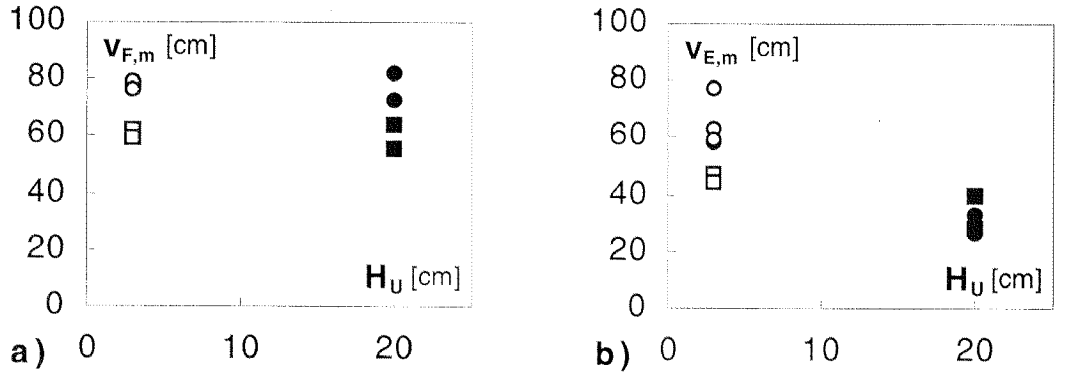


Fig. 7.44: Einfluss der Mächtigkeit der Lockermaterialschicht im unteren Teil der Rinne H_U auf $v_{F,m}$ und auf $v_{E,m}$.
(□) H_u = 3 cm, Serie 3; (○) H_u = 3 cm, Serie 5.
(■) $H_u = H_o$ = 20 cm, Serie 3; (●) $H_u = H_o$ = 20 cm, Serie 5.

Der Fig. 7.44 kann man entnehmen, dass die mittlere Frontgeschwindigkeit $v_{F,m}$ praktisch unabhängig von der Mächtigkeit der Lockermaterialschicht ist. Dagegen wird die mittlere Erosionsgeschwindigkeit $v_{E,m}$ bei Verkleinerung von H bedeutend grösser. Die Erklärung für diese Beobachtung ist offensichtlich. Das Volumen des pro Längeneinheit erodierten

Lockermaterials nimmt mit abnehmender Mächtigkeit der Lockermaterialschicht ab. Demzufolge nimmt bei einem gegebenen Oberflächenzufluss die Erosionsgeschwindigkeit zu.

7.2.3.2 Abflusstiefe

Die mittlere Abflusstiefe der Murgangwelle hängt primär von den Materialeigenschaften und der Neigung des Kanals ab. Die Verfügbarkeit an Wasser beeinflusst die mittlere Abflusstiefe verhältnismässig wenig. Diese Zusammenhänge sind in den Fig. 7.45 bis Fig. 7.49 dargestellt.

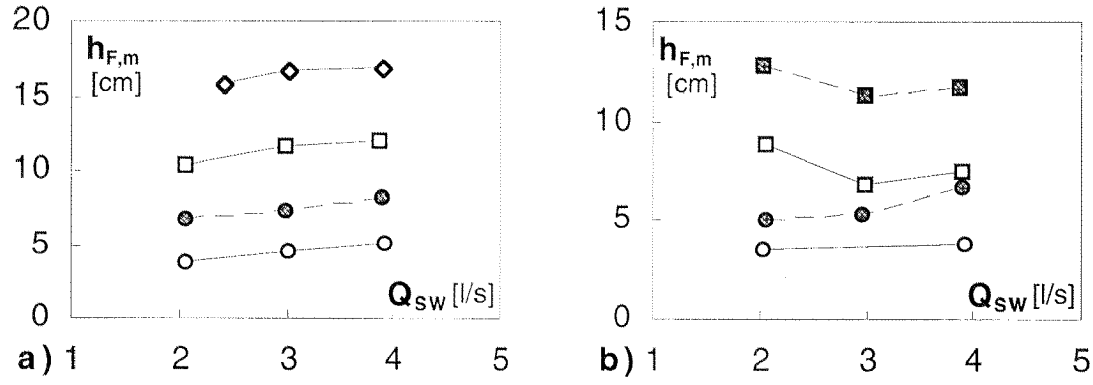


Fig. 7.45: Einfluss von Q_{SW} auf $h_{F,m}$ für Serie 3 (**a**) und Serie 4 (**b**), h_u = 3..7 cm.
(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 °

In Fig. 7.45 erkennt man für die Serie 3 eine leichte Erhöhung der mittleren Abflusstiefe $h_{F,m}$ bei zunehmendem Oberflächenabfluss Q_{SW}. Für die Serie 4 kann dagegen kein eindeutiger Zusammenhang zwischen den zwei Grössen erkannt werden. Keine eindeutige Beziehung besteht auch bei den anderen Versuchsserien (vgl. Anhang C).

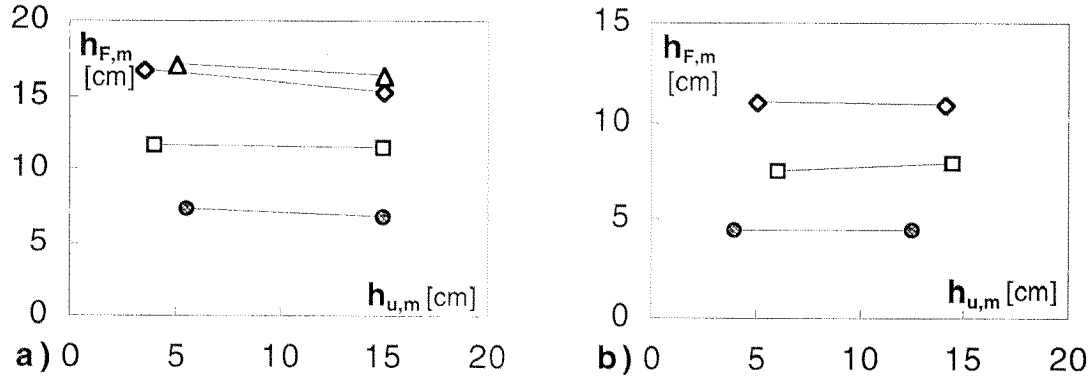


Fig. 7.46: Einfluss von $h_{u,m}$ auf $h_{F,m}$ für Serie 3 (**a**) und Serie 5 verdichtet (**b**), Q_{SW} = 3 l/s.
(○) 17° (□) 20 ° (◇) 26 ° (△) 30 °

Die Versuche der Serie 3 bilden diesbezüglich eine Ausnahme, deren Bedeutung aber relativiert werden kann, weil die beobachteten Änderungen der mittleren Abflusstiefe bescheiden sind.

Aus Fig. 7.46 kann man die Indifferenz der mittleren Frontabflusstiefe $h_{F,m}$ gegenüber einer Variation der mittleren Mächtigkeit der oberen trokkenen Lockermaterialschicht $h_{u,m}$ erkennen. Dies deutet darauf hin, dass die Wasserdrainage vom Murgang in den Untergrund keinen Einfluss auf die Abflusstiefe ausübt. Aus diesem Grund lässt sich der Zusammenhang zwischen Durchlässigkeit k_D und mittlerer Abflusstiefe $h_{F,m}$ (Fig. 7.47) nicht auf die Bedeutung der Durchlässigkeit selbst zurückführen. Die beobachtete Zunahme der mittleren Abflusstiefe bei zunehmender Durchlässigkeit k_D kann mit der engen Beziehung zwischen k_D und d_{10} erklärt werden (vgl. Kap. 5.4.2).
Wie aus Fig. 7.47 ersichtlich nimmt die mittlere Abflusstiefe mit zunehmendem Korndurchmesser d_{10} zu. Aus derselben Figur kann man auch entnehmen, dass die Abflusstiefe $h_{F,m}$ besser mit d_{10} als mit d_m korreliert. Es scheint deshalb, dass d_{10} die mechanischen Eigenschaften der fliessenden Murgangwelle und ihrer Front besser beschreibt als d_m.

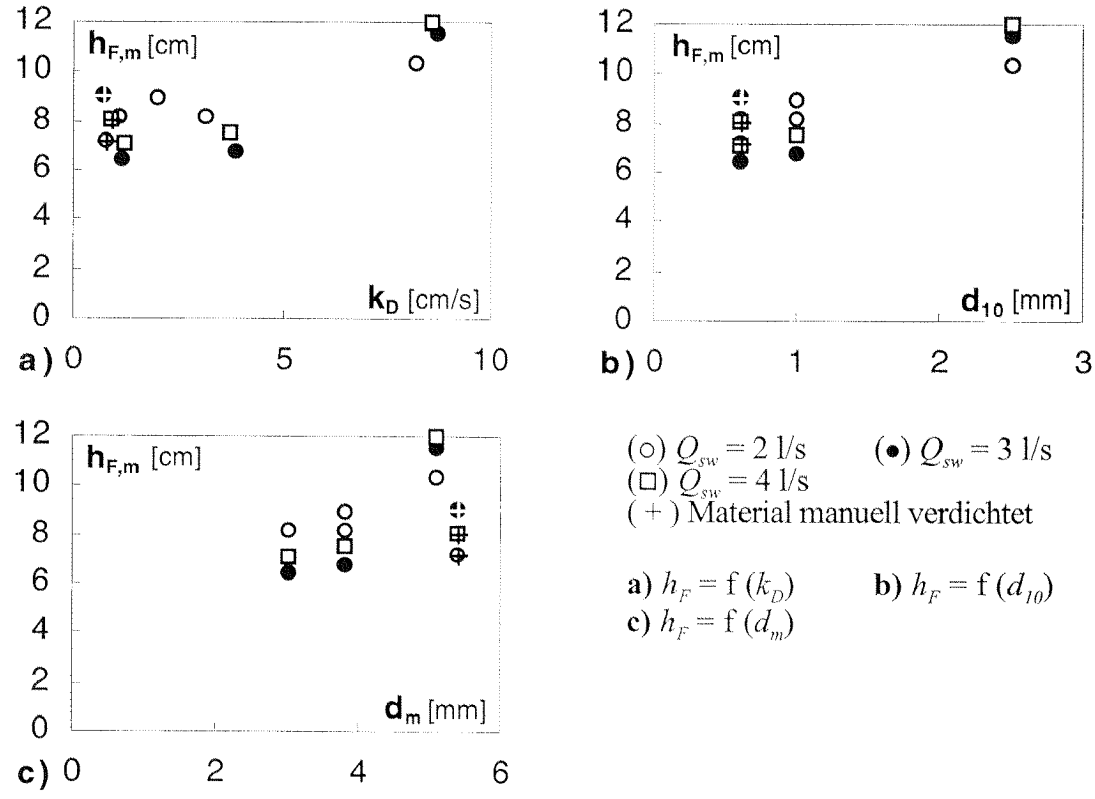


Fig. 7.47: Einfluss von k_D, d_{10} und d_m auf $h_{F,m}$ für $\Theta = 20°$ und $h_u = 3..7$ cm.

Die starke Abhängigkeit der mittleren Frontabflusstiefe $h_{F,m}$ von der Gerinneneigung Θ ist in Fig. 7.48 dargestellt.
Interessant ist der Trendwechsel bei einer Neigung von 26°: ab diesem Gefälle nimmt die Abflusstiefe nicht mehr mit dem Gefälle zu, sondern bleibt mehr oder weniger konstant (Serie 3) oder nimmt sogar ab (Serie 5). Dieser Effekt könnte auf bodenmechanische Eigenschaften des Lockermaterials zurückgeführt werden, insbesondere auf den inneren Reibungswinkel unter gesättigten Verhältnissen φ_{Krit}. Dieser beträgt etwa 27° beim Material der Serie 3 und etwa 30° bei Material der Serie 5. Die Daten der Fig. 7.48 deuten darauf hin, dass φ_{Krit} einer Gerinneneigung entspricht, ab welcher keine Zunahme der Abflusstiefe mehr zu erwarten ist.

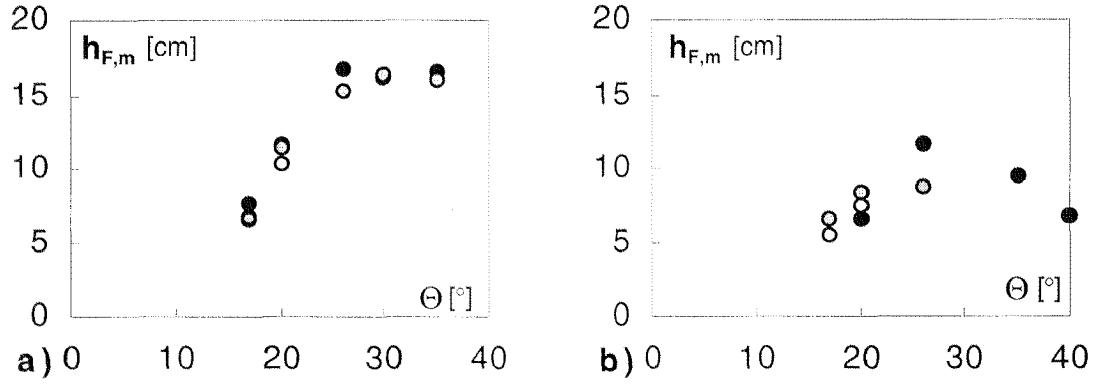


Fig. 7.48: Einfluss von Θ auf $h_{F,m}$ für Serie 3 und Serie 5 unverdichtet.
(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s
a) h_u = 12..20 cm, Serie 3; **b)** h_u = 3..7 cm, Serie 5.

Die Abflusstiefe ändert nicht mit dem Verdichtungsgrad des eingebauten Materials (Fig. 7.49). Dies soll aber nicht als Indiz dafür verstanden werden, dass Materialparameter keinen Einfluss auf die Abflusstiefe ausüben. Der Verdichtungsgrad ist nämlich eine Charakteristik des Untergrundes, aber das vom Oberflächenabfluss erodierte Material weist mechanische Eigenschaften auf, die von der ursprünglichen Verdichtung unabhängig sind. Vielmehr deutet die Indifferenz von h_F gegenüber einer Variation des Verdichtungsgrades nochmals darauf hin, dass das Wasser keinen wesentlichen Einfluss auf die Abflusstiefe hat.

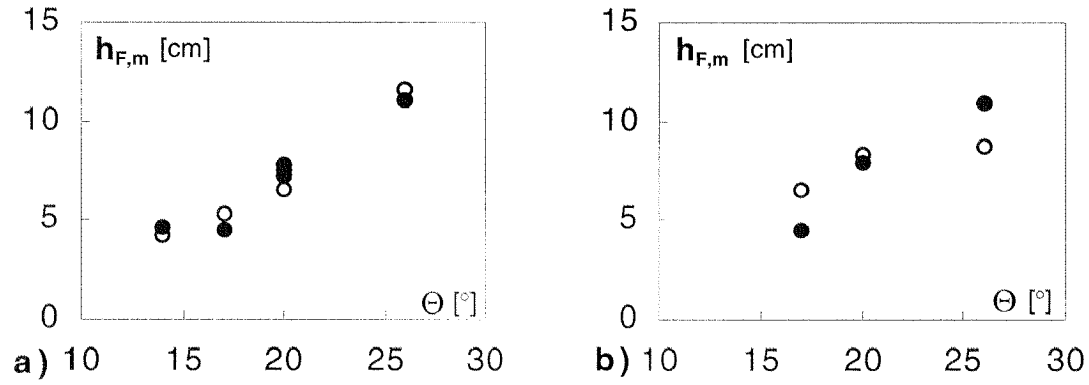


Fig. 7.49: Einfluss des Verdichtungsgrades auf $h_{F,m}$ (Serie 5).
(○) Material locker eingebaut; (●) Material manuell verdichtet.
a) Q_{sw} = 3 l/s, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** Q_{sw} = 3 l/s, h_u = 12 .. 20 cm.

Der Einfluss der Mächtigkeit der Lockermaterialschicht auf die mittlere Abflusstiefe ist in Fig. 7.50 dargestellt. Wie man den graphischen Darstellungen entnehmen kann, scheint der Wert von H_U keinen wesentlichen Einfluss auf die mittlere Abflusstiefe zu haben. Die unterschiedlichen Abflusstiefen, die in Fig. 7.50 **a)** erkennbar sind, können nämlich auf den Einfluss des Gerinnegefälles Θ zurückgeführt werden (Fig. 7.50 **b)**).

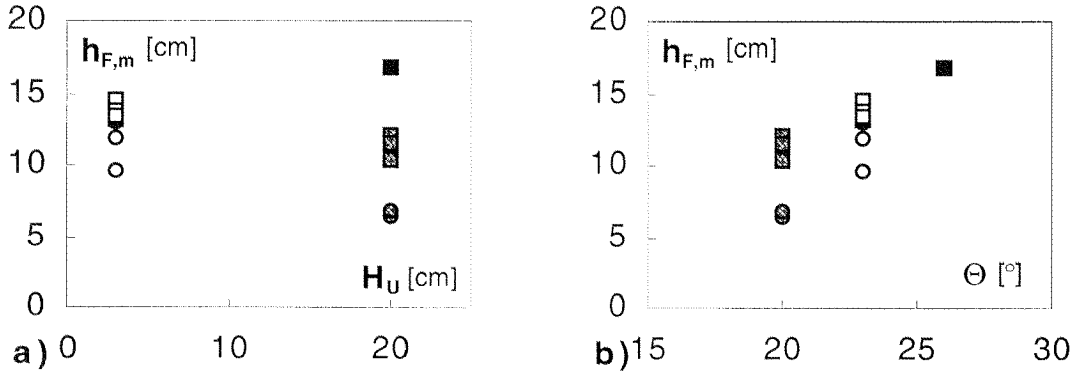


Fig. 7.50: Einfluss der Mächtigkeit der Lockermaterialschicht im unteren Teil der Rinne H_U auf $h_{F,m}$, aufgetragen in Funktion von H_U (**a**) und Θ (**b**) (vgl. Text).
(□) H_u = 3 cm, Θ = 23°, Serie 3; (○) H_u = 3 cm, Θ = 23°, Serie 5;
(▨) H_u = 20 cm, Θ = 20°, Serie 3 ; (◎) H_u = 20 cm, Θ = 20°, Serie 5;
(■) H_u = 20 cm, Θ = 26°, Serie 3;

7.2.3.3 Gefälle der Erosionszone

Das mittlere Gefälle der Erosionszone $\Theta_{E,m}$ scheint vor allem vom Gefälle der eingebauten Sohle Θ abhängig zu sein (Fig. 7.51). Eine Gewisse Rolle spielen auch die Mächtigkeit der obersten trockenen Schicht h_u (Fig. 7.53) und die zugeführten Wassermengen Q_{SW} (Fig. 7.52).
Wie Fig. 7.51 zeigt, weicht mit zunehmendem Rinnengefälle das Gefälle der Erosionszone immer stärker vom Rinnengefälle selber ab und scheint

gegen einen Wert zu tendieren, der dem Winkel der Scherfestigkeit bei vollgesättigten Verhältnissen (φ_{Krit}) entspricht. Dieser Winkel scheint die obere Grenze für das Gefälle der Erosionszone darzustellen.

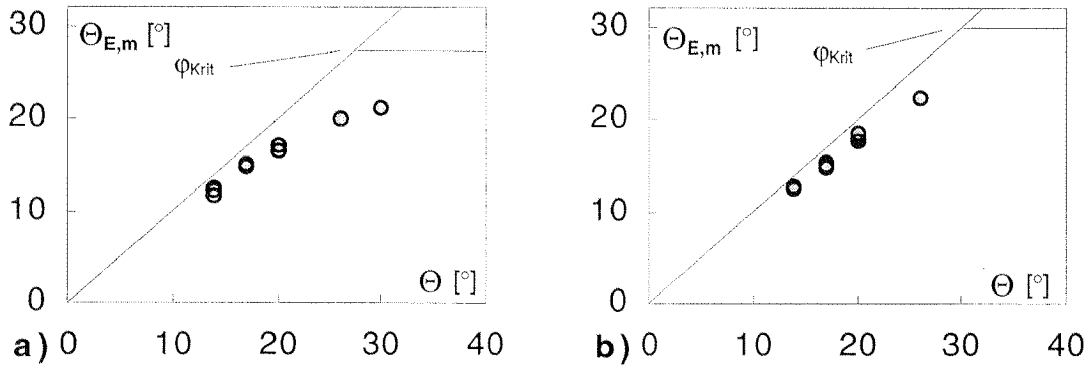


Fig. 7.51: Einfluss von Θ auf Θ_E für Serie 3 (a) und Serie 5 verdichtet (b), h_u = 3..7 cm.
(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

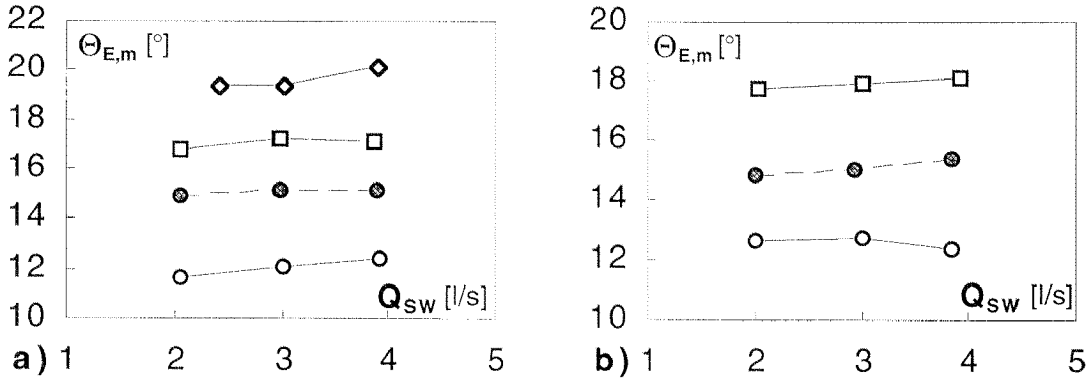


Fig. 7.52: Einfluss von Q_{SW} auf Θ_E für Serie 3 (**a**) und Serie 5 verdichtet (**b**), h_u = 3..7 cm.
(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (◇) 26 °

Die Abhängigkeit des Erosionsgefälles von $h_{u,m}$ (Fig. 7.53) könnte darauf zurückgeführt werden, dass bei einem hohen Grundwasserspiegel (d.h. bei kleinerem Wert von h_u) weniger Wasser in den Untergrund versickern kann und somit mehr Wasser für die Erosionsprozesse zur Verfügung steht. Damit kann mehr Material erodiert werden und das sich bildende Gefälle ist grösser. Das ist im Einklang mit der beobachteten Zunahme des Gefälles der Erosionszone bei steigendem Oberflächenabfluss Q_{SW} (Fig. 7.52). Diese Tendenz wird bei allen Serien beobachtet (vgl. Anhang C).

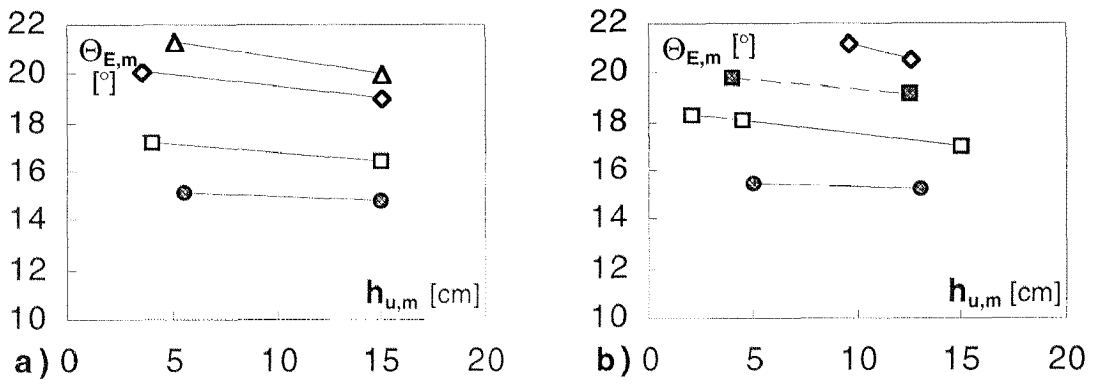


Fig. 7.53: Einfluss von h_u auf Θ_E für Serie 3 und 4.
(○) 17° (□) 20 ° (▨) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 °
a) Serie 3, Q_{SW} = 3.0 l/s; **b)** Serie 4, Q_{SW} = 4.0 l/s;

7.2.3.4 Mächtigkeit der Ablagerungen

Die Mächtigkeit der Ablagerungen unter der Murgangfront h_A ist diejenige Grösse, welche am stärksten schwankt und für welche eine Korrelation mit den Anfangsbedingungen nur ansatzweise besteht.
Trotzdem zeigen die Resultate, dass das Wasser und die Geometrie die Ablagerungsmächtigkeit spürbar beeinflussen. Keinen eideutigen Einfluss üben dagegen die Materialparameter aus.

Wie die Frontgeschwindigkeit v_F ist die mittlere Ablagerungsmächtigkeit $h_{A,m}$ entscheidend vom Wasser gesteuert. Die Ablagerungsmächtigkeit nimmt mit abnehmender Verfügbarkeit von Wasser im Murgangkörper zu. Je mehr Wasser aus dem Murgangkörper in den Untergrund infiltriert und je weniger Oberflächenwasser zugeführt wird, desto mächtiger ist die abgelagerte Schicht. Dies deutet darauf hin, dass zur Erhaltung einer minimalen Wasserkonzentration im sich bewegenden Murgangkörper Material abgelagert werden muss.
Die hier beschriebenen Zusammenhänge sind in den Fig. 7.54 und Fig. 7.55 dargestellt.

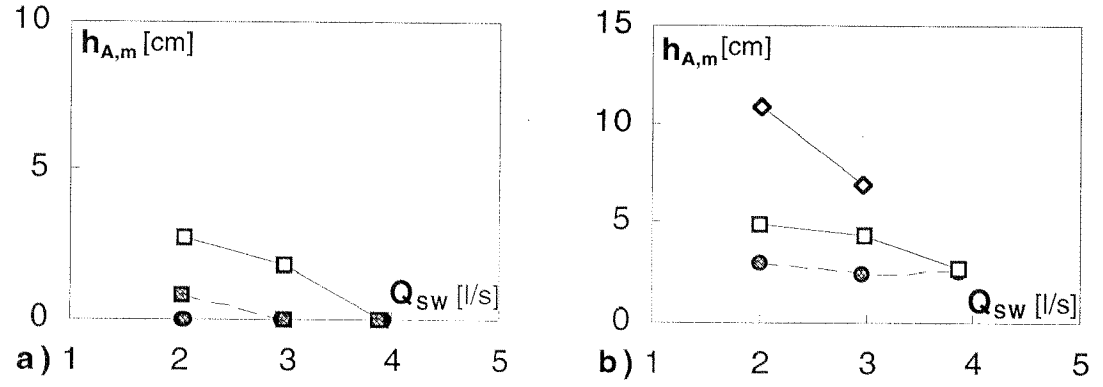


Fig. 7.54: Einfluss von Q_{SW} auf h_A für Serie 4 und 6.
(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°
a) Serie 4, h_u = 3..7 cm; **b)** Serie 6, h_u = 12..20 cm.

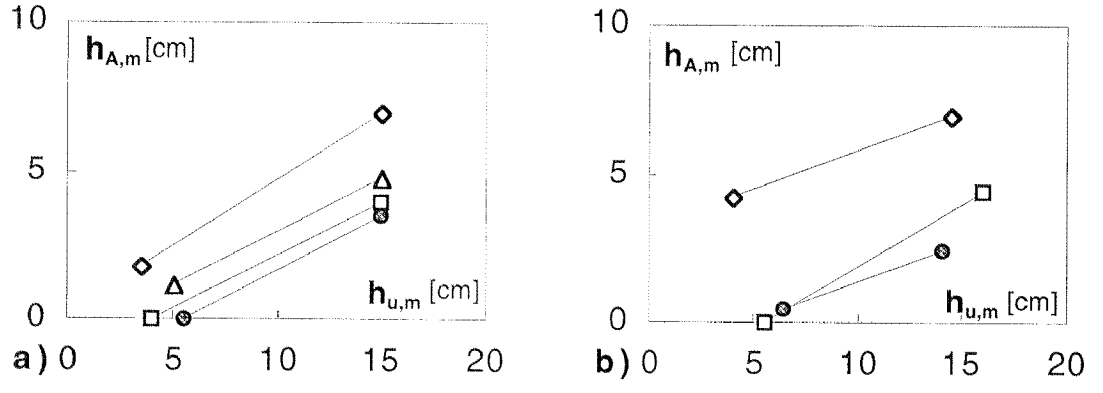


Fig. 7.55: Einfluss von h_u auf auf h_A für Serie 3 und 6.
(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°
a) Serie 3, Q_{SW} = 3.0 l/s; **b)** Serie 6, Q_{SW} = 3.0 l/s.

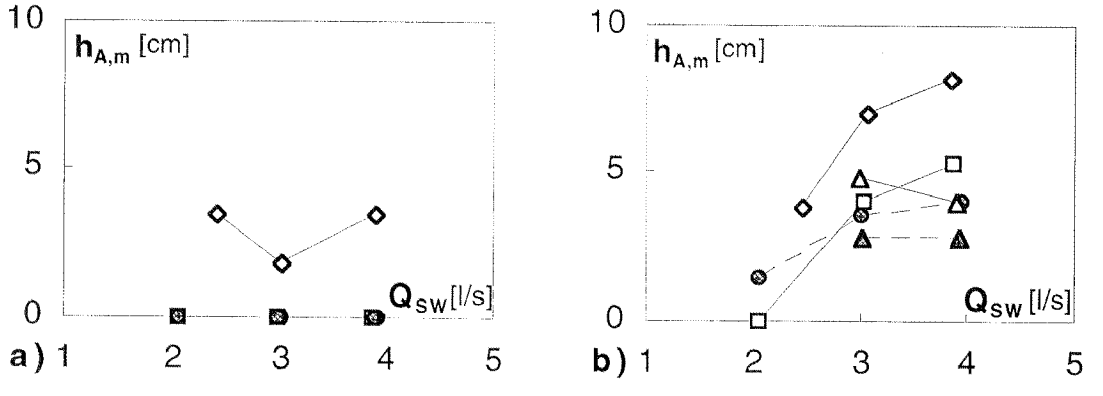


Fig. 7.56: Einfluss von Q_{SW} auf h_A für Serie 3.
(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°
a) Serie 3, h_u = 3..7 cm; **b)** Serie 3, h_u = 12..20 cm.

Einzige Ausnahme zu diesem im allgemeinen für alle Serien und alle Werte von h_u gültigen Trend (vgl. Anhang C) bilden die Resultate der Serie 3, die bezüglich des Verhaltens von h_A in Funktion von Q_{SW} eine um-

gekehrte Tendenz aufweisen. Dieser Zusammenhang ist in Fig. 7.56 dargestellt und kann im Moment nicht erklärt werden.

Auch der Einfluss des Gefälles kann aus den Resultaten relativ klar herauskristallisiert werden (Fig. 7.57). Trotz der Steuung der einzelnen Werte kann gesagt werden, dass die Ablagerungsmächtigkeit mit zunehmendem Gefälle zunimmt. Ab einem Gefälle von 26° ist aber ein Wechsel in der Tendenz zu beobachten. Ähnlich wie für die Abflusstiefe h_F könnte dieser Trendwechsel auf den inneren Reibungswinkel unter gesättigten Verhältnissen φ_{Krit} zurückgeführt werden. Dieser beträgt etwa 27° beim Material der Serie 3 und etwa 30° beim Material der Serie 5 und entspricht dem Gerinnegefälle Θ, ab welchem die Ablagerungsmächtigkeit nicht mehr zunimmt.

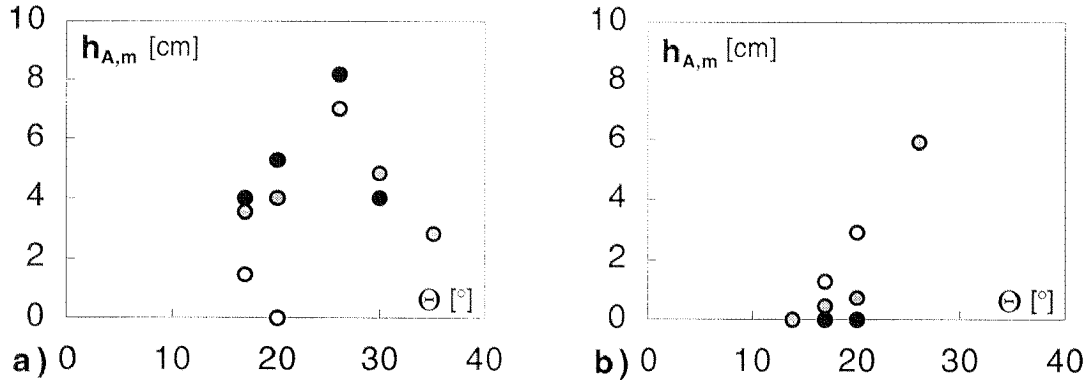


Fig. 7.57: Einfluss von Θ auf h_A für Serie 3 und Serie 5 verdichtet.
(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s
a) h_A = f (Θ), h_u = 12..20 cm, S. 3; **b)** h_A = f (Θ), h_u = 3..7 cm, S. 5.

Zwischen der mittleren Mächtigkeit der Ablagerungen $h_{A,m}$ und den Korndurchmessern (d_{10} oder d_m) und der Durchlässigkeit k_D besteht kein klarer Zusammenhang (vgl. Anhang C).

7.2.4 Quantitative Beziehungen für die Frontgeschwindigkeit und die Abflusstiefe

7.2.4.1 Einführung

Die Frontgeschwindigkeit und die Abflusstiefe sind wesentliche Murgangparameter, welche eine grosse Praxisrelevanz haben. Für diese zwei Parameter ist es deshalb wünschenswert, nicht nur qualitative Angaben über die relative Bedeutung der einzelnen Einflussfaktoren zu machen – wie es im Kap. 7.2.3 gemacht wurde –, sondern quantitative Beziehungen zu ihrer Abschätzung herzuleiten.

Die Versuchsdaten erlauben es, diese quantitativen Beziehungen zwischen den Entstehungsbedingungen und der Frontgeschwindigkeit sowie der Abflusstiefe herzuleiten. Dazu werden dimensionslosen Grössen verwendet, welche im Kap. 6.3 definiert wurden.

Zur Herleitung der Beziehungen zwischen dimensionslosen Frontgeschwindigkeit v_F^* und Frontabflusstiefe h_F^* und dimensionslosen unabhängigen Parametern X_i und Anfangsbedingungen $\Pi_{A_j^{IC}}$ wird angenommen, dass die dimensionslosen Murgangparameter $\Pi_{A_i^{DF}}$ als Exponentialfunktionen der Parameter X_i und der Anfangsbedingungen $\Pi_{A_j^{IC}}$ ausgedrückt werden können:

$$\Pi_{A^{DF}} = \varphi_{A^{DF}}(X_i, \Pi_{A_j^{IC}}) = \alpha \cdot X_1^{\beta_1} \cdot \ldots \cdot X_m^{\beta_m} \cdot \Pi_{A_1^{IC}}^{\gamma_1} \cdot \ldots \cdot \Pi_{A_n^{IC}}^{\gamma_n} + \delta. \qquad (7.8)$$

Die Exponenten β und γ und die Faktoren α und δ werden nach der Methode der kleinsten Quadrate mit einer linearen, schrittweisen, multiplen Regressionsanalyse bestimmt. Dabei gilt die Annahme (die aus den statistischen Untersuchungen bestätigt werden konnte), dass die Residuen normalverteilt sind. Die lineare multiple Regressionsanalyse wird mit einem kommerziellen Statistikprogramm (StatView™ II) durchgeführt.

7.2.4.2 Frontgeschwindigkeit

Wie im Kap. 7.1.3 beschrieben, erreicht die Frontgeschwindigkeit der Murgangwelle im unteren Drittel des Versuchskanals einen mehr oder weniger konstanten Endwert. Die beobachteten Schwankungen der Frontgeschwindigkeit sind einerseits auf den Grundwasserspiegelverlauf und andererseits auf die komplexe Murgangdynamik zurückzuführen. Zur Beschreibung der Endgeschwindigkeit der Murgangfront $v_{F,e}$ wird deshalb der Mittelwert der im unteren Drittel des Versuchskanals gemessenen Frontgeschwindigkeiten gebildet. Seine dimensionslose Form lautet (vgl. auch Kap. 6.3):

$$v_{F,e}^* = \frac{v_{F,e}}{g^{0.5} \cdot d_m^{0.5}}. \qquad (7.9)$$

Mit Hilfe einer multiplen Regressionsanalyse lässt sich folgende Beziehung zwischen $v_{F,e}^*$ und den unabhängigen Parametern und Anfangsbedingungen herleiten:

$$v_{F,e}^* = 1.86 \cdot q_{SW}^{*\,0.96} \cdot h_u^{*\,-0.69} \cdot d_{10}^{*\,-0.53} \cdot \tan\Theta^{0.51} \cdot n^{0.77} + 0.07. \qquad (7.10)$$

Die in Gl. 7.10 dargestellte Kombination von Parametern und Anfangsbedingungen liefert die bestmögliche Korrelation zwischen gemessenen und berechneten Werten von $v_{F,e}^*$ (vgl. Fig. 7.58).

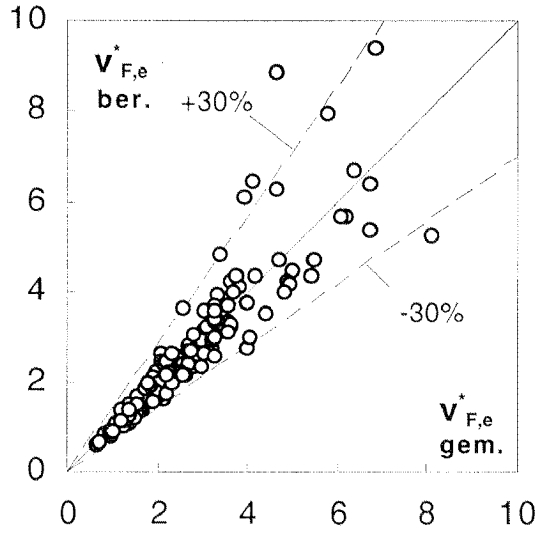


Fig. 7.58: Gemessene vs. berechnete (Gl. 7.10) dimensionslose Frontgeschwindigkeit.

Der lineare Korrelationskoeffizient zwischen gemessenen und mit Gl. 7.10 berechneten dimensionslosen Frontgeschwindigkeiten beträgt R = 0.885. Wie man in Fig. 7.58 erkennt, weichen die meisten Daten um höchstens 30% vom berechneten Wert ab.

Aus der multiplen Regressionsanalyse resultiert, dass auch zwei andere Kombinationen von Parametern und Anfangsbedingungen zu guten Korrelationen zwischen berechneten und gemessenen dimensionslosen Frontgeschwindigkeiten führen. Diese Beziehungen lauten:

$$v_{F,e}^{*} = 1.00 \cdot q_{SW}^{*\,0.98} \cdot h_{u}^{*\,-0.68} \cdot d_{10}^{*\,-0.25} \cdot \tan\Theta^{0.48} + 0.13, \qquad (7.11)$$

$$v_{F,e}^{*} = 0.56 \cdot q_{SW}^{*\,1.02} \cdot h_{u}^{*\,-0.64} \cdot d_{10}^{*\,-0.19} + 0.12. \qquad (7.12)$$

Die Vergleiche zwischen gemessenen und mit Gl. 7.11 und Gl. 7.12 berechneten Werten von $v^{*}_{F,e}$ sind in Fig. 7.59 bzw. Fig. 7.60 dargestellt, und die entsprechenden linearen Korrelationskoeffizienten zwischen gemessenen und berechneten dimensionslosen Frontgeschwindigkeiten $v^{*}_{F,e}$ betragen R = 0.864 bzw. R = 0.843.

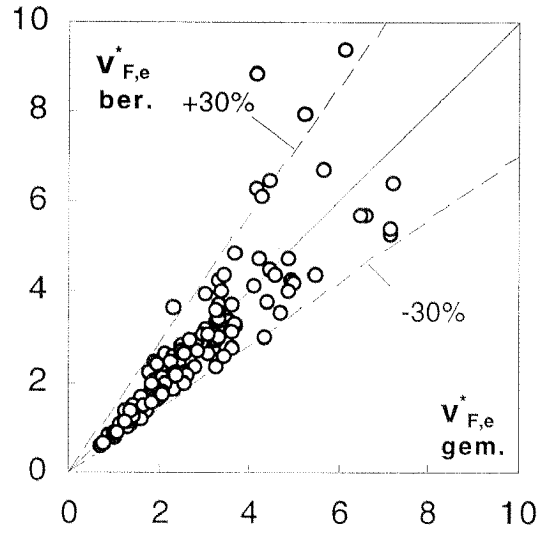


Fig. 7.59: Gemessene vs. berechnete (Gl. 7.11) dimensionslose Frontgeschwindigkeit.

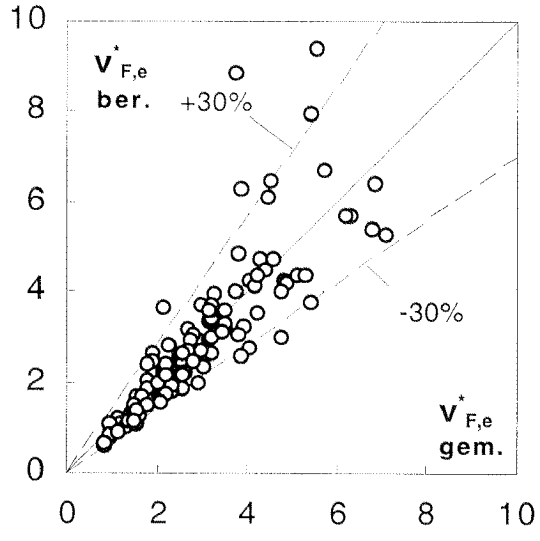


Fig. 7.60: Gemessene vs. berechnete (Gl. 7.12) dimensionslose Frontgeschwindigkeit.

Wie man den Figg. 7.58 bis 7.60 entnehmen kann, liefern die drei hergeleiteten Beziehungen für $v^*_{F,e}$ (Gl. 7.10, 7.11 und 7.12) ähnlich gute Resultate. Der Grad der Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Werten ist angesichts der beobachteten Geschwindigkeitsschwankungen (vgl. Kap. 7.1.3) recht befriedigend.

Bei der Anwendung der Gl. 7.10 bis 7.12 auf natürliche Verhältnisse sollen folgende Gültigkeitsbereiche beachtet werden:
$q_{SW}{}^* = 4 \,..\, 52$, $h_u{}^* = 5 \,..\, 70$, $d_{10}{}^* = 0.07 \,..\, 0.7$,
$\tan\Theta = 0.25 \,..\, 0.58$, $n = 0.24 \,..\, 0.43$.

Ausserdem ist der Einfluss der im Kap. 6.5 beschriebenen Massstabseffekte auf die Frontgeschwindigkeit einer granularen Murgangwelle noch schwer quantifizierbar.

7.2.4.3 Frontabflusstiefe

Die Frontabflusstiefe h_F strebt im Versuchskanal einen Endwert zu (vgl. Kap. 7.1.3). Dieser Endwert der Frontabflusstiefe wird $h_{F,e}$ bezeichnet. Seine dimensionsloser Form lautet (vgl. auch Kap. 6.3):

$$h^*_{F,e} = \frac{h_{F,e}}{d_m}. \tag{7.13}$$

Die bestmögliche Beziehung zwischen unabhängigen Parametern und Anfangsbedingungen einerseits und dimensionsloser Frontabflusstiefe andererseits lässt sich mit einer multipler Regressionsanalyse bestimmen. Sie lautet:

$$h^*_{F,e} = 11.65 \cdot \tan\Theta^{1.77} \cdot q^{*\,0.16}_{SW} \cdot q^{*\,0.10}_{GW} \cdot H^{*0.56} + 2.60. \tag{7.14}$$

Der Korrelationskoeffizient zwischen gemessenen und mit Gl. 7.14 berechneten Werten $h^*_{F,e}$ beträgt R = 0.909. Aus Fig. 7.61 kann man die recht gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Werten erkennen.

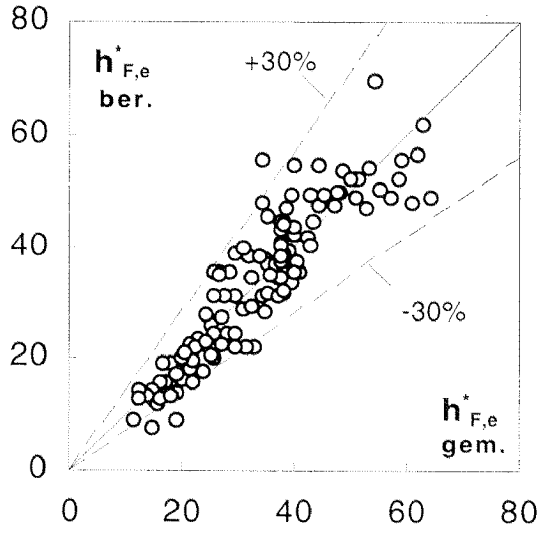


Fig. 7.61: Gemessene vs. berechnete (Gl. 7.14) dimensionslose Frontabflusstiefe.

Aus der multiplen Regressionsanalyse geht hervor, dass zwei andere Parameterkombinationen zu recht guten Korrelationen zwischen gemessenen und berechneten Werten führen. Diese lauten:

$$h^*_{F,e} = 43.70 \cdot \tan\Theta^{1.76} \cdot q^{*\,0.43}_{SW} + 3.93, \tag{7.15}$$

$$h^*_{F,e} = 10.37 \cdot \tan\Theta^{1.90} \cdot H^{*0.73} + 4.40. \qquad (7.16)$$

Die Resultaten der mit Gl. 7.15 und 7.16 berechneten Werte sind in Fig. 7.62 bzw. in Fig. 7.63 dargestellt. Der lineare Korrelationskoeffizient beträgt R = 0.865 bzw. R = 0.859.

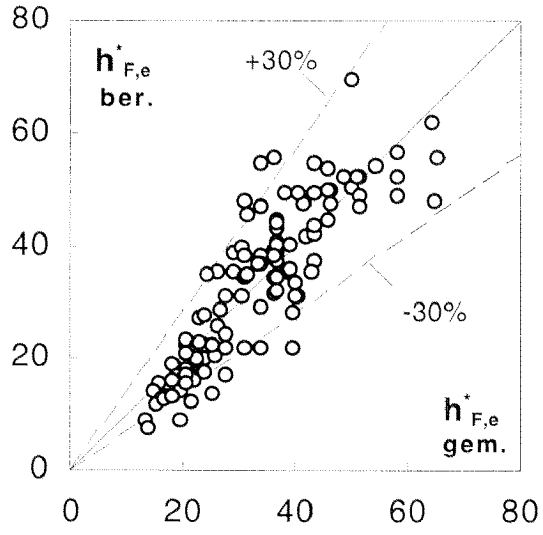


Fig. 7.62: Gemessene vs. berechnete (Gl. 7.15) dimensionslose Frontabflusstiefe.

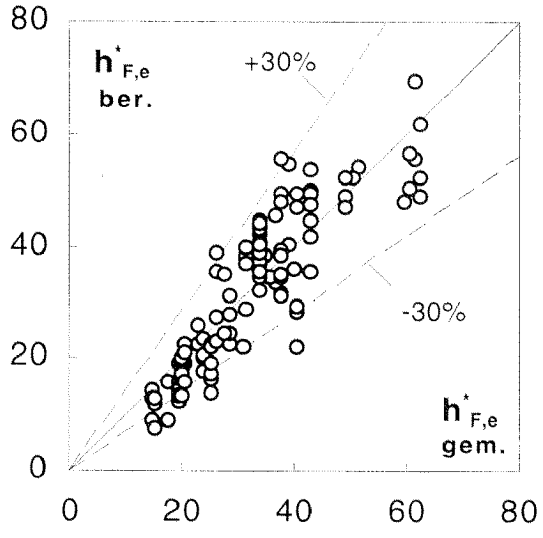


Fig. 7.63: Gemessene vs. berechnete (Gl. 7.16) dimensionslose Frontabflusstiefe.

Die Figg. 7.61 bis 7.63 zeigen die relativ gute Übereinstimmung der gemessenen mit den berechneten dimensionslosen Frontabflusstiefen $h^*_{F,e}$.

Die Gl. 7.14 bis 7.16 sind für folgende Bereiche gültig:
$\tan\Theta = 0.24 \,..\, 0.49$, $H^* = 9 \,..\, 70$, $q^*_{SW} = 4 \,..\, 52$, $q^*_{GW} = 0 \,..\, 5$.

Wie den Ausführungen im Kap. 6.5 entnommen werden kann, muss bei der Frontabflusstiefe mit merklichen Massstabseffekten infolge Oberflächenspannungen gerechnet werden. Insbesondere zeigen die Daten von Bölsterli (1999), dass eine Zunahme der scheinbaren Kohäsion eine Zunahme der Frontabflusstiefe bewirkt. Dies muss bei einer allfälligen Anwendung der Gl. 7.14 bis 7.16 auf natürliche Verhältnisse beachtet werden. Wie im Kap. 6.4.1 beschrieben, muss man im Modell mit einer höheren scheinbaren Kohäsion gerechnet werden als in der Natur. Demzufolge liefern die Gl. 7.14 bis 7.16 eher grosse Werte für die Frontabflusstiefe einer granularen Murgangwelle.

7.2.5 Verhältnisse in der Erosionszone und Erosionsvermögen

Wie schon gesagt, wird die Lockermaterialschicht ausschliesslich fluvial im Nachlauf der Murgangwelle erodiert. Diese fluviale Erosion findet auf der sogenannten Erosionsstrecke L_E statt (vgl. Kap. 7.1 und Fig. 7.35). Aus den Echolotaufnahmen geht hervor, dass die Erosionsgeschwindigkeit am oberen und am unteren Ende der Erosionszone (v_{E_o} bzw. v_{E_u}) praktisch gleich sind und dass die Form dieser Erosionszone über die ganze Kanallänge mehr oder weniger unverändert bleibt.
Im vorhergehenden Kapitel wurden schon einige Zusammenhänge zwischen Anfangsbedingungen und Neigung der Erosionszone Θ_E aufgezeigt. In diesem Kapitel wird näher auf die Erosionsvorgänge eingegangen.

7.2.5.1 Erosionsrate und Transportvermögen

Für die Bestimmung der Erosionsrate und des Transportvermögens wird angenommen, dass die Erosionsstrecke L_E voll ausgebildet ist, d.h. dass die Erosion am oberen Ende der Strecke L_E die feste Sohle erreicht hat. Durch fluviale Erosion wird entlang der Strecke L_E sowohl Geschiebe erodiert als auch Porenwasser freigesetzt. Wasser kann aber auch in den Untergrund infiltrieren (vgl. Fig. 7.35).
Am oberen Ende der Erosionsstrecke kann der wirksame Oberflächenabfluss Q_{Eff_o} folgendermassen ausgedrückt werden:

$$Q_{Eff_o} = Q_{SW} + Q_{GW}. \tag{7.17}$$

Am oberen Ende der Erosionszone wird noch kein Geschiebe transportiert, was durch folgende Beziehung ausgedrückt werden kann:

$$Q_{B_O} = 0. \tag{7.18}$$

Ausserdem ist dort weder Wasser von der Erosionzone freigesetzt worden noch in den Untergrund infiltriert:

$$Q_{E_o} = Q_{Inf_o} = 0. \tag{7.19}$$

Die Transportrate Q_B und der effektive Oberflächenabfluss Q_{Eff} am unteren Ende der Erosionsstrecke L_E können wie folgt bestimmt werden. Die Transportrate Q_{B_u} ist das Produkt des pro Zeiteinheit abgetragenen Volumens ($H \cdot b \cdot v_E$) und der Feststoffkonzentration im Sohlenmaterial c^*:

$$Q_{B_u} = H \cdot b \cdot v_E \cdot c^*. \tag{7.20}$$

Dabei ist H die Mächtigkeit der Lockermaterialschicht und b die Gerinnebreite. Der effektive Oberflächenabfluss Q_{Eff} resultiert aus der Summe von Oberflächen- (Q_{SW}), Grundwasser- (Q_{GW}) und aus der Sohle freigesetztem Abfluss (Q_{E_u}) abzüglich des in die Sohle infiltrierten Abflusses (Q_{Inf_u}):

$$Q_{Eff_u} = Q_{SW} + Q_{GW} + Q_{E_u} - Q_{Inf_u}. \tag{7.21}$$

Dabei gelten für den auf der Strecke L_E freigesetzten bzw. infiltrierten Wasserabfluss folgende Beziehungen. Der freigesetzte Wasserabfluss berechnet sich aus dem Produkt des pro Zeiteinheit abgetragenen Volumens ($H \cdot b \cdot v_E$) und der Porosität n:

$$Q_{E_u} = H \cdot b \cdot v_E \cdot n, \tag{7.22}$$

Der infiltrierte Wasserabfluss entspricht dem Grundwasserabfluss durch die gesamte Lockermaterialschicht H:

$$Q_{Inf_u} = Q_{GW} + Q_{h_u} = Q_{GW} + Q_{GW} \cdot \frac{h_u}{h_w} = Q_{GW} \cdot \frac{H}{h_w}. \tag{7.23}$$

Dabei ist h_u die obere, vor dem Versuch noch trockene Lockermaterialschicht, Q_{h_u} der durch h_u fliessende Grundwasserabfluss, h_w die Mächtigkeit des Grundwassers vor dem Versuch und Q_{GW} der durch h_w fliessende Grundwasserabfluss (vgl. Fig. 7.35).
Da die Form der Erosionszone während des Erosionsvorganges erhalten bleibt und da $v_{E_o} = v_{E_u}$, kann angenommen werden, dass entlang der Erosionsstrecke Q_E, Q_{Inf} und Q_B linear zunehmen. Dementsprechend nimmt auch Q_{Eff} linear zu (vgl. Fig. 7.64).

Ein Vergleich der prozentualen Anteile von Q_{SW}, Q_{GW}, Q_E und Q_{Inf} an Q_{Eff} zeigt, dass der erosionsbedingte Anteil des effektiven Oberflächenabflusses (Q_E) im Mittel 39 % und in Extremfällen bis zu 68 % des gesamten Abflusses beträgt (Tab. 7.2). Dagegen spielen normalerweise der Grundwasserabfluss und die infiltrierende Wassermenge keine bedeutende Rolle für die Bestimmung von Q_{Eff}.

	Q_{SW}	Q_{GW}	Q_E	Q_{Inf}
Mittelwert	51	4	39	6
Max. Wert	78	16	68	23
Min. Wert	25	0	16	1

Tab. 7.2: Prozentualer Anteil von Q_{SW}, Q_{GW}, Q_E und Q_{Inf} an Q_{Eff}.

7.2.5.2 Feststoffkonzentration in der Erosionszone

Aus Q_{B_u} und Q_{Eff_u} lässt sich die Feststoffkonzentration im Abfluss am unteren Ende der Erosionszone (c_u) folgendermassen bestimmen:

$$c_u = \frac{Q_{B_u}}{Q_{B_u} + Q_{Eff_u}}. \tag{7.24}$$

Am oberen Ende der Erosionszone trägt der Oberflächenabfluss noch kein Geschiebe und die Feststoffkonzentration ist dort $c_o = 0$.
Die Feststoffkonzentration c nimmt im Gegensatz zu den anderen Grössen entlang der Erosionsstrecke L_E nicht linear zu, sondern hyperbolisch[1] (Fig. 7.64).

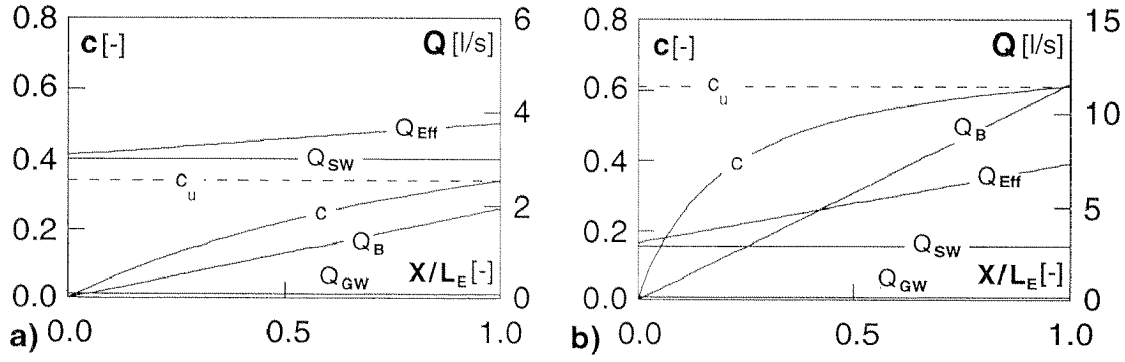


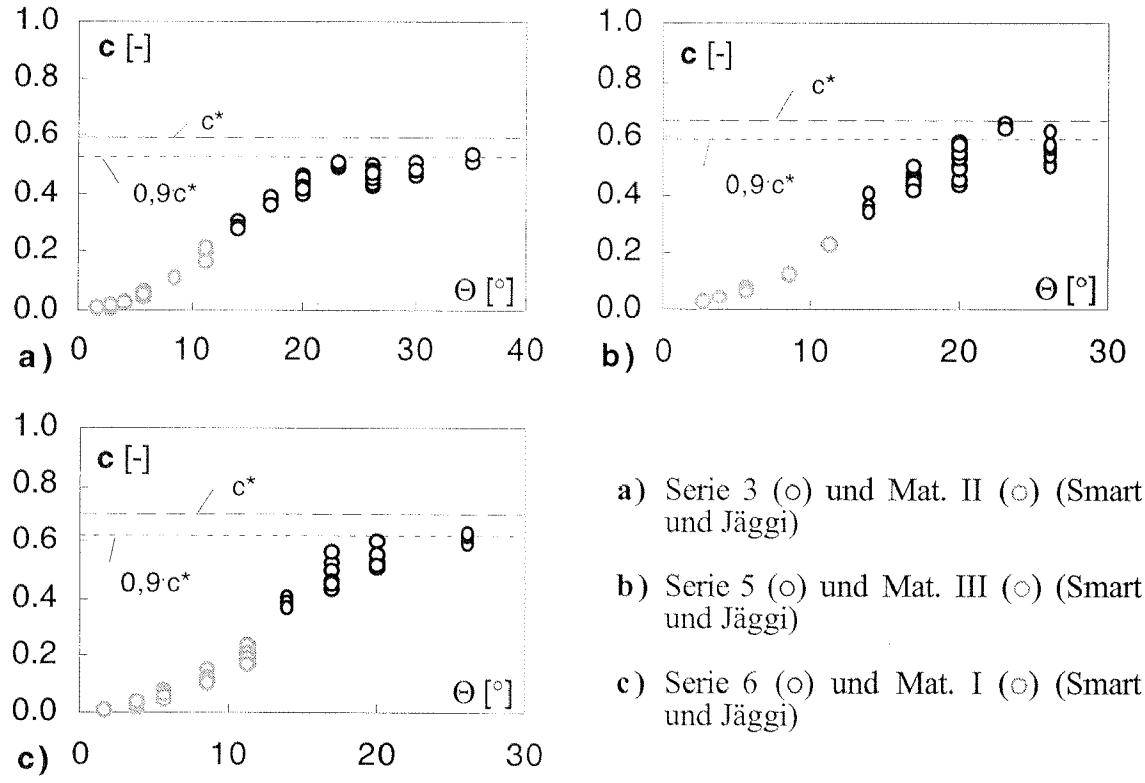
Fig. 7.64: Verlauf von Q_{GW}, Q_{SW}, Q_{Eff}, Q_B und c über die Länge der Erosionsstrecke L_E für: **a)** Vers. 154 (Kanalneigung $\Theta = 14°$) und **b)** Vers. 155 ($\Theta = 26°$).

Infolge Zunahme des effektiven Oberflächenabflusses nimmt auch die Transportkapazität entlang der Erosionsstrecke ständig zu, bis sie am unteren Ende den Maximalwert erreicht. Am Anfang nimmt die Feststoffkonzentration schneller zu als im unteren Teil der Erosionszone, wo sie den Endwert erreicht.
Der Endwert der Feststoffkonzentration ist für die Serien 3, 5 und 6 in Fig. 7.65 dargestellt. In den drei Graphiken sind zum Vergleich auch die aus den Resultaten von Smart und Jäggi (1983) bestimmten Feststoffkon-

[1] Der Quotient von zwei linearen Funktionen (Q_B und Q_B+Q_{Eff}) ist eine Hyperbel.

zentrationen im Oberflächenabfluss für vergleichbare Materialien dargestellt.

In den Graphiken in Fig. 7.65 kann man die starke Abhängigkeit der Feststoffkonzentration c von der Neigung Θ des Kanals erkennen. Beachtenswert ist, dass die Daten der vorliegenden Studie praktisch nahtlos an die Versuchsdaten von Smart und Jäggi ($\Theta < 12°$) anschliessen.
Aus den Graphiken in Fig. 7.65 geht auch deutlich hervor, dass die Feststoffkonzentration im Abfluss c bei einem Gefälle von etwa 25° einen Grenzwert erreicht. Dieser beträgt etwa 90% der Feststoffkonzentration des ruhenden Lockermaterials c^*.



a) Serie 3 (o) und Mat. II (○) (Smart und Jäggi)

b) Serie 5 (o) und Mat. III (○) (Smart und Jäggi)

c) Serie 6 (o) und Mat. I (○) (Smart und Jäggi)

Fig. 7.65: Feststoffkonzentration c im Oberflächenabfluss in Funktion der Neigung des Kanals Θ. Vergleich mit den Daten der Geschiebetriebversuche von Smart und Jäggi (1983) ($\Theta < 12°$). c^* stellt die Feststoffkonzentration des Lockermaterials dar (vgl. Text).

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird im allgemeinen nicht mehr zwichen Q_{B_o} und Q_{B_u}, Q_{Eff_o} und Q_{Eff_u}, usw. unterschieden, sondern mit den Grössen Q_B, Q_{Eff}, Q_{Inf}, Q_E und c werden die Werte am unteren Ende der Erosionsstrecke L_E bezeichnet.

7.2.6 Entwicklung einer neuen Geschiebetransportformel

Das vorhandene Datenmaterial erlaubt die Entwicklung einer neuen Geschiebetransportformel für Gefälle bis etwa 60% (30°).
Für den Geschiebetransport wird von verschiedenen Autoren folgende Formel vorgeschlagen[1]:

$$Q_B = \alpha \cdot Q_W \cdot J^{\beta} \tag{7.25}$$

Dabei ist Q_W der Reinwasserabfluss, der für den Geschiebetransport verantwortlich ist. Für die Koeffizienten α und β werden unterschiedliche empirisch ermittelte Werte angegeben (Tab. 7.3).

Autor	β	α	Gültigkeitsbereich
Smart und Jäggi (1983)	1.6	2.5	2.9 - 20.0% (1.7 - 11.3°)
Mizuyama (1981)	2.0	5.5	4.9 - 25.0% (2.8 - 14.0°)
Rickenmann (1990)	2.1	6.8	bis 20.0% (11.3°)

Tab. 7.3 Koeffizienten für die Geschiebetransportformel aus der Literatur.

Diese für relativ flache Gefällsbereiche entwickelten Formeln können auf steilere Verhältnisse nicht extrapoliert werden. Diese Formeln ergeben bei grossen Gefällen Feststoffkonzentrationen c grösser als die Feststoffkonzentration des ruhenden Lockermaterials c^*, was physikalisch nicht möglich ist (Fig. 7.66). Zur Beschreibung des Transportvermögens auch bei grossen Gefällen wird deshalb hier ein neuer empirischer Ansatz vorgeschlagen.

Für die Entwicklung der neuen Transportformel werden die Resultate der vorliegenden Arbeit ($J > 25\%$) und die Daten von Smart und Jäggi (1983) ($J < 20\%$, Materialien I, II und III) verwendet. Alle Daten sind in Fig. 7.66 dargestellt.

[1] Die hier aufgeführte ist eine vereinfachte Version der von den verschiedenen Autoren vorgeschlagenen Formel. Dabei werden verschiedene Einflüsse wie jener der Kornverteilung, der Querprofilform sowie des kritischen Shields-Faktors bei Transportbeginn nicht berücksichtigt.

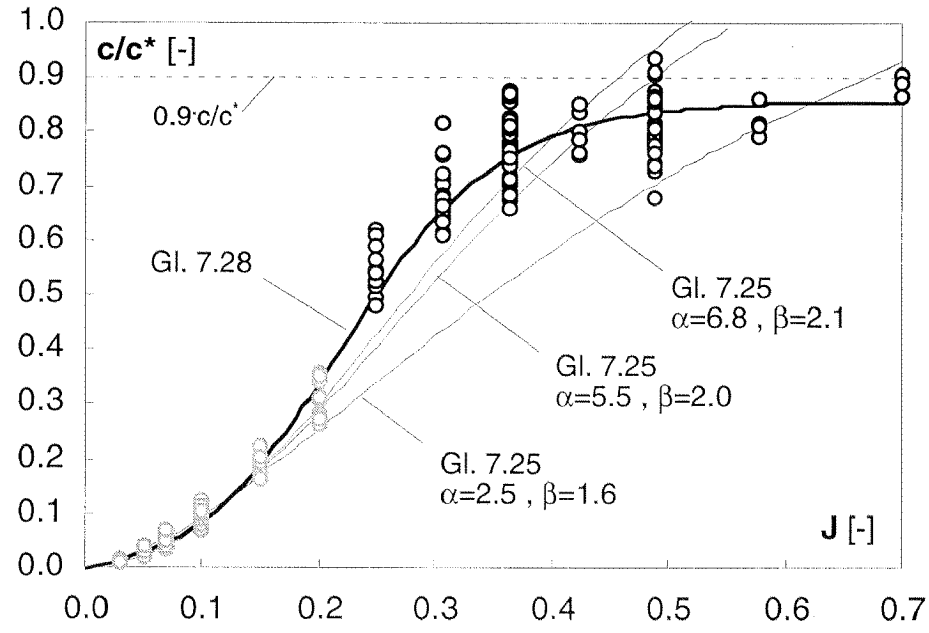


Fig. 7.66: Normierte Feststoffkonzentration c/c^* in Funktion des Gefälles J. Dargestellt sind die Resultate der vorliegenden Arbeit (○) und die Daten von Smart und Jäggi (○).

In Fig. 7.66 ist die normierte Feststoffkonzentration c/c^* in Funktion des Gefälles J aufgetragen. Dabei wird die Feststoffkonzentration folgendermassen definiert:

$$c = \frac{Q_B}{Q_B + Q_W}. \tag{7.26}$$

Für die Feststoffkonzentration des ruhenden Materials gilt:

$$c^* = 1 - n, \tag{7.27}$$

wobei n die Porosität darstellt. Der Wert von n ist für die in der vorliegenden Studie verwendeten Materialien bekannt (Tab. 5.2). Smart und Jäggi machen keine Angaben bezüglich den Wert von n. Weil die Materialien der Studie von Smart und Jäggi ähnliche Kornverteilungskurven aufweisen, wird angenommen, dass sie dieselbe Porosität haben wie die entsprechenden Materialien der vorliegenden Arbeit. Tab. 7.4 gibt den Überblick der verwendeten Werte.

Mat.		n	c^*
Murgänge	Smart und Jäggi		
3	II	0.41	0.59
5	III	0.34	0.66
6	I	0.31	0.69

Tab. 7.4: Für die Bestimmung der normierten Feststoffkonzentration der Versuche von Smart und Jäggi (1983) angenommene Werte von n und c^*.

Empirisch kann man folgende Beziehung zwischen der normierten Feststoffkonzentration c/c^* und dem Gefälle J aufstellen:

$$\frac{c}{c^*} = f(J) = \frac{\tanh(7.10 \cdot J^{0.80} - 2.15)}{2.30} + 0.43. \qquad (7.28)$$

Die Werte der vorkommenden Koeffiziente wurden zuerst nach einer visuellen Anpassung der Kurve an die Daten bestimmt und mit der Methode der kleinsten Quadrate optimiert.
Aus den Gl. 7.26 und 7.28 kann die neue empirische Geschiebetransportformel wie folgt formuliert werden:

$$Q_B = \frac{c^* \cdot f(J)}{1 - c^* \cdot f(J)} \cdot Q_W. \qquad (7.29)$$

Daraus ist ersichtlich, dass die Transportrate vom Oberflächenabfluss Q_W, dem Gefälle J und der Feststoffkonzentration des ruhenden Materials c^* abhängig ist. In Fig. 7.67 sind die gemessenen und die mit Gl. 7.29 berechneten Geschieberaten graphisch aufgetragen.

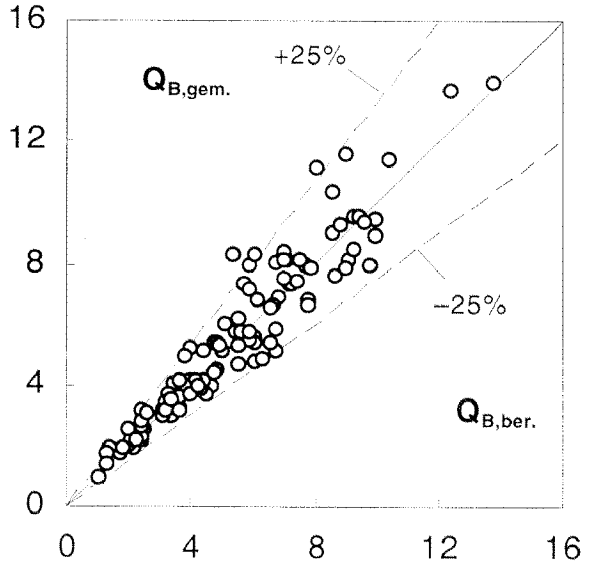


Fig. 7.67: Gemessene und mit Gl. 7.29 berechnete Geschieberaten Q_B [l/s]. Dargestellt sind die Resultate aller auswertbaren Versuche.

In den durchgeführten Versuchen wurde beobachtet, dass das Gefälle der Erosionszone J_E kleiner ist als jenes der eingebauten Sohle J (Fig. 7.35). Die Differenz zwischen diesen zwei Gefällen wird mit zunehmendem Gefälle J grösser (vgl. Kap. 7.2.3.4). Wird die normierte Feststoffkonzentration c/c^* in Funktion vom Gefälle der Erosionszone J_E aufgetragen, dann ergibt sich das Bild in Fig. 7.68.

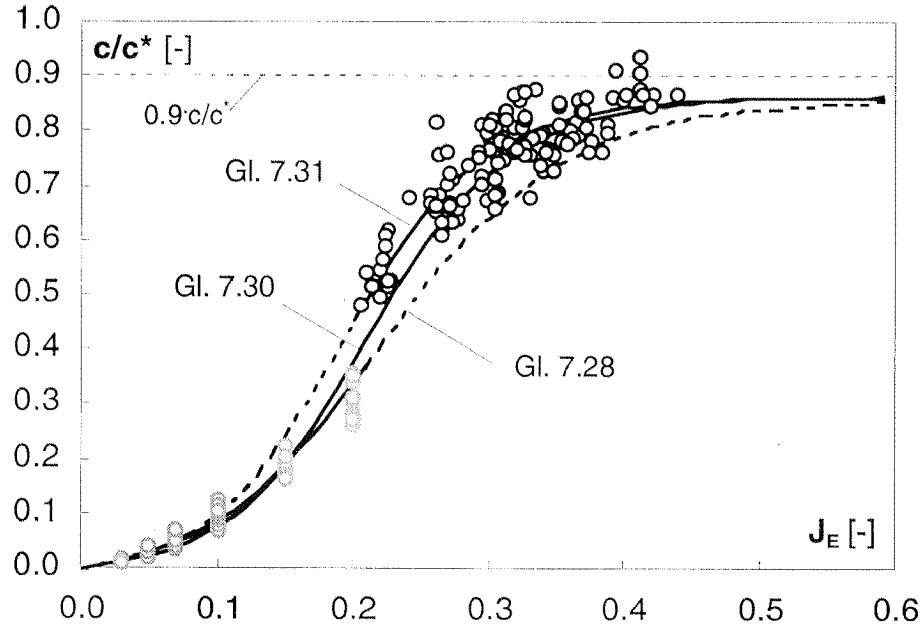


Fig. 7.68: Normierte Feststoffkonzentration c/c^* in Funktion des Gefälles J_E. Dargestellt sind die Resultate der vorliegenden Arbeit (○) und die Daten von Smart und Jäggi (○).

Wie man dieser Figur entnehmen kann, ist in diesem Fall der Übergang von den Daten von Smart und Jäggi zu den Daten der vorliegender Arbeit nicht mehr nahtlos. Falls der gesamte Datensatz mit einer einzigen Formel beschrieben wird, ergibt sich folgender Ausdruck:

$$\frac{c}{c^*} = f(J_E) = \frac{\tanh(9.0 \cdot J_E^{0.85} - 2.4)}{2.3} + 0.43. \qquad (7.30)$$

Der Darstellung in Fig. 7.68 kann man entnehmen, dass Gl. 7.30 sowohl die Daten von Smart und Jäggi als auch die Daten der vorliegender Arbeit im Bereich zwischen 20 und 25% relativ schlecht beschreibt. Es erscheint deshalb sinnvoll, für die zwei Datensätze zwei unterschiedliche Formeln zu verwenden. Für Gefälle $J_E > 20\%$ werden die Daten durch folgende Formel gut beschrieben:

$$\frac{c}{c^*} = f(J_E) = \frac{\tanh(8.9 \cdot J_E^{0.80} - 2.4)}{2.3} + 0.43. \qquad (7.31)$$

Im unteren Gefällsbereich (J < 20%) können die Daten durch Gl. 7.25 oder Gl. 7.28 beschrieben werden.
Die in Fig. 7.68 bei ca. 20% beobachtete Diskordanz der zwei Datensätze dürfte methodisch[1] und nicht physikalisch bedingt sein.

Bei der Übertragung der Gl. 7.29 auf natürliche Verhältnisse gilt im allgemeinen – wie bei den anderen Geschiebetriebformel – das Ähnlichkeitsgesetz nach Froude. Man muss jedoch beachten, dass ab einer bestimmten Feststoffkonzentration c – bzw. ab einem bestimmten Gefälle Θ – die Anwendbarkeit der für relativ wenig intensiven Geschiebetrieb gültigen Ähnlichkeit nach Froude überprüft werden soll. Dies gilt natürlich auch für die Anwendung anderer Geschiebetriebformel (wie z.B. Gl. 7.25).

7.2.7 Sohlenstabilität

Einige Versuche wurden auch zur Ermittlung des kritischen Oberflächenabflusses für die Stabilität der Sohle durchgeführt.
Mit Material 2 wurden bei 3 Neigungen (16, 18 und 20°) zwei kritische Abflüsse bestimmt:

- Q_{BB}: ist der Abfluss, bei dem sich einzelne exponierte Körner zu bewegen beginnen;
- Q_{SD}: ist der Abfluss, ab dem sich die Sohle zu deformieren beginnt.

Diese Versuche wurden nicht systematisch durchgeführt. Die unterstehende Tabelle fasst die erhaltenen Resultate zusammen.

Θ [°]	J [%]	Q_{BB} [l/s]	Q_{SD} [l/s]
16	28.7	0.15	0.22
18	32.5	0.11	0.18
20	36.4	0.10	0.15

Tab. 7.5: Bewegungsbeginn.

Die beobachteten Abflusstiefen variieren dabei zwischen 0.2 und 1.2 cm, liegen also in derselben Grössenordnung wie die Korngrösse des verwendeten Materials. Es ist deshalb schwierig, eine repräsentative Wassertiefe für jeden Abfluss zu definieren.

Wie die Graphik in Fig. 7.69 zeigt, passen die gemachten Beobachtungen gut mit dem Stabilitätskriterium für natürliche Sohlen nach Bathurst (1985) überein. Dieser Ansatz wurde allerdings nur für Neigungen bis

[1] Bei ihren Versuchen haben Smart und Jäggi (1983) die Geschieberaten direkt bestimmt. Die Geschieberaten der vorliegenden Arbeit wurden dagegen aufgrund der Messung der Erosionsgeschwindigkeit bestimmt (vgl. Gl. 7.20).

11.3° entwickelt (vgl. Kap. 2.6.3), scheint aber auch für die beschriebenen Verhältnisse grundsätzlich anwendbar zu sein.

7.3 Entwicklung eines Murgangentstehungskriteriums

Die Untersuchungen im Versuchskanal haben gezeigt, dass ein Murgang infolge Destabilisierung der Lockermaterialschicht durch einen Oberflächenabfluss entsteht.
Es erscheint deshalb sinnvoll, für die Festlegung eines Enstehungskriteriums für Murgänge den Ansatz zu verwenden, der für die Beschreibung der Stabilität von Deckwerken entwickelt wurde. Dieser Ansatz hat folgende allgemeine Form (vgl. auch Kap. 2.6.3):

$$q_c^* = \frac{A}{(\tan\Theta)^B}. \tag{7.32}$$

Dabei wird der dimensionslose kritische Oberflächenabfluss wie folgt definiert:

$$q_c^* = \frac{q_c}{g^{0.5} \cdot (\frac{\rho_S}{\rho_W} - 1)^{0.5} \cdot d_i^{1.5}}. \tag{7.33}$$

Dabei ist q_c der spezifische kritische Oberflächenabfluss, g die Gravitationskonstante, ρ_S und ρ_W die Dichten von Feststoff und Wasser und d_i ein charakteristischer Korndurchmesser.
Verschiedene Autoren haben für die Konstanten A und B und für den charakteristischen Korndurchmesser d_i unteschiedliche Werte vorgeschlagen (Tab. 7.6).

	A	B	d_i	Anwendungsbereich
Schoklitsch (1950)	0.149	1.17	d_{40}	kleine Gefälle
Bathurst (1985)	0.117	1.12	d_{50}	0.14 .. 11.3°
Whittaker und Jäggi (1986)	0.256	1.17	d_{65}	2.9 .. 14.0°

Tab. 7.6: Konstanten und charakteristische Korndurchmesser für die Ermittlung des kritischen Abflusses für die Stabilität von natürlichen Sohlen und Deckwerken.

Für die durchgeführten Versuche wird der für die Destabilisierung der Lockermaterialschicht und die anschliessende Entstehung eines Murganges effektive Oberflächenabfluss q_{DI} wie folgt bestimmt:

$$q_{DI} = q_{SW} - q_{h_u}. \tag{7.34}$$

Dabei ist q_{SW} der spezifische Oberflächenzufluss und q_{h_u} ist der in die oberste, trockene Lockermaterialschicht h_u infiltrierende spezifische Abfluss. Als charakteristischer Korndurchmesser für die Bildung des dimensionslosen Abflusses wird d_m verwendet:

$$q_{DI}^{*} = q_{SW}^{*} - q_{h_u}^{*} = \frac{q_{SW} - q_{h_u}}{g^{0.5} \cdot (\frac{\rho_S}{\rho_W} - 1)^{0.5} \cdot d_m^{1.5}} . \tag{7.35}$$

Die für die durchgeführten Versuche bestimmten Werte von q_{DI}^{*} sind in der Graphik in Fig. 7.69 aufgetragen. In derselben Graphik erscheinen auch die Funktionen für die Grenzabflüsse nach Whittaker und Jäggi (1986), Schoklitsch (1962) und Bathurst (1988). Aufgetragen sind auch die Grenzabflüsse, bei denen für Material 2 die ersten exponierten Körner in Bewegung geraten und ab denen sich die Sohle zu deformieren beginnt (vgl. Kap. 7.2.7).

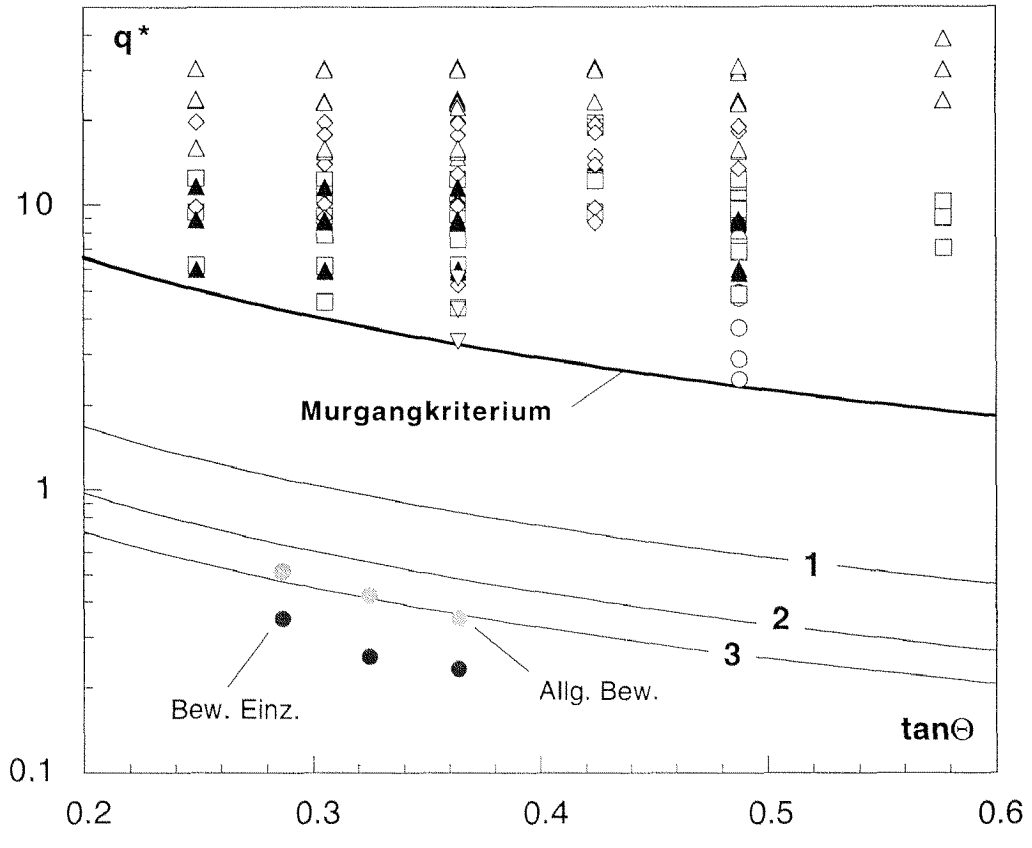


Fig. 7.69: Entstehungskriterium für Murgänge (Gl. 7.36) im Vergleich mit den Kriterien zur Bestimmung des Grenzabflusses für die Erosion nach Whittaker und Jäggi (1), Schoklitsch (2) und Bathurst (3) (Gl. 7.32 und Tab. 7.6). Aufgetragen sind die Daten aller auswertbaren Versuche.

Die umhüllend an die Messpunkten angepasste Kurve kann durch Gl. 7.32 mit B = 1.17 und A = 1.0 beschrieben werden. Der empirisch definierte, dimensionslose effektive Grenzabfluss für die Entstehung eines Murganges infolge plötzlichen Oberflächenabflusses ($q^{*}_{DI_c}$) kann dementsprechend wie folgt angegeben werden:

$$q^{*}_{DI_c} = q^{*}_{SW_c} - q^{*}_{h_u} = \frac{1.0}{(\tan\Theta)^{1.17}}. \tag{7.36}$$

Die entsprechende dimensionsbehaftete Formulierung lautet:

$$q_{DI_c} = q_{SW_c} - q_{h_u} = g^{0.5} \cdot (\frac{\rho_S}{\rho_W} - 1)^{0.5} \cdot \frac{d_m^{1.5}}{(\tan\Theta)^{1.17}}. \tag{7.37}$$

Wenn der Oberflächenabfluss diesen Grenzwert überschreitet, dann entsteht ein Murgang. Wird der effektive kritische Oberflächenabfluss für die Murgangentstehung nicht erreicht und wird der kritische Abfluss für die Destabilisierung eines Deckwerkes überschritten, dann tritt Geschiebetrieb auf und morphologische Veränderungen der ursprünglich ebenen Sohlen finden statt. Ist dagegen der Oberflächenabfluss kleiner als der kritische Abfluss für die Destabilisierung des Deckwerkes, tritt keine Erosion auf und, solange kein Geschiebe von oben herantransportiert wird, findet auch kein Geschiebetransport statt. Dies kann folgendermassen zusammengefasst werden:

$$q^{*} \geq q^{*}_{DI_c} \quad \Rightarrow \quad \textit{Murgangentstehung} \tag{7.38}$$

$$q^{*}_{c} \leq q^{*} \leq q^{*}_{DI_c} \quad \Rightarrow \quad \textit{Erosion und Geschiebetrieb} \tag{7.39}$$

$$q^{*} \leq q^{*}_{c} \quad \Rightarrow \quad \textit{keine Erosion} \tag{7.40}$$

8 Murgangentstehung infolge Blockade

8.1 Qualitative Beschreibung der Versuche

8.1.1 Einleitung

Die Versuche zur Murgangentstehung infolge Blockade des Gerinnes wurden mit Material 7 durchgeführt. Dieses Material enthält eine sehr grobe Fraktion ($d_{max} \cong 100$ mm), welche die Ausbildung einer stabilen Bachsohle bei steilen Gefällen erlaubt.

8.1.2 Bildung einer Abpflästerungsschicht und einer Wildbachstruktur

Die stabile Bachsohle wird aus dem homogen eingebauten Lockermaterial infolge selektiver Erosion der feinsten Fraktionen durch Oberflächenabfluss und entsprechender Vergröberung der Sohlendeckschicht (Abpflästerung) herausgebildet. Welche Fraktionen aus der Sohle erodiert werden können, hängt vom Gefälle, vom Oberflächenabfluss und von der Struktur und Kornverteilung des Sohlenmaterials selbst ab. Diese fraktionierte Erosion ist zeitabhängig. Zur Bildung einer Abpflästerungsschicht und einer Wildbachstruktur wird der Oberflächenabfluss in Schritten von 0.1 bis 0.2 l/s sukzessive erhöht.
In den durchgeführten Versuchen (Kanalneigungen von 14, 17 und 20°) beginnen die Erosion und der Transport der feinsten Fraktionen schon bei einem Oberflächenabfluss von 0.3 l/s. Die ursprünglich eben eingebaute Sohle beginnt sich unter dem Einfluss des Oberflächenabflusses zu verformen und rasch bilden sich dreidimensionale Strukturen. Die gröberen Fraktionen können bei kleinen Abflüssen nicht erodiert werden; durch die Erosion der umliegenden feineren Körner können sie aber kurz aus dem Gleichgewicht geraten, bis sie, nach einer kleinen Bewegung, eine neue stabile Lage erreichen. Durch diese Verschiebungen der gröberen Fraktionen können feinere Körner der Strömung ausgesetzt werden, welche erodiert und bachabwärts transportiert werden. Diese sich gegenseitig beeinflussenden Prozesse spielen sich solange ab, bis die ganze Sohle für einen gegebenen Abfluss im Gleichgewicht ist.
Sobald ein stabiles Gleichgewicht erreicht wird, kann im Versuch der Oberflächenabfluss erhöht werden. Die erhöhte hydraulische Belastung führt erneut zu einer Erosion, bis sich wieder ein Gleichgewicht einstellt.

Die Struktur der Sohle wird mit zunehmendem Abfluss immer ausgeprägter, die Deckschicht wird zunehmend gröber. Ab einem Oberflächen-

abfluss von etwa 0.3 l/s entwickelt sich ausgehend von der ebenen Sohle eine durch eine Folge von kleinen Stufen, Abstürzen und Becken charakterisierte Morphologie. Durch sukzessiven Anstieg des Oberflächenabflusses kollabieren diese kleinen Strukturen. Oft wird eine Art Dominoeffekt beobachtet: der Kollaps einer Stufe verursacht die Instabilität anderer, bachaufwärts gelegener Stufen. Die Instabilität wird nach oben übertragen, bis eine genug stabile Struktur die Kettenreaktion beendet. Diese kleinräumigen Strukturen werden mit zunehmendem Abfluss ausgeprägter: die Stufen werden höher und die Becken tiefer. Durch diese lokalen Umstrukturierungen der Bachsohle entstehen sogenannte Absturz-Becken Sequenzen (Schälchli, 1991). Diese Strukturen charakterisieren den Abflussbereich zwischen 0.6 und 2.4 l/s. Ab einem Abfluss von 2.4 l/s werden sie instabil und eine globale Umstrukturierung der Bachsohle tritt ein. Diese ist charakterisiert durch die vollständige Erosion bis zur festen Kanalsohle im oberen Teil des Versuchskanals und durch die Umlagerung von groben Blöcken flussabwärts. Im unteren Teil des Versuchskanals findet eine Auflandung der Sohle und eine Anreicherung an groben Blökken statt. Die Absturz-Becken Sequenzen verschwinden und die neu entstandene Struktur kann als natürliche Blockrampe oder als Block-Gleitstrecke bezeichnet werden. Diese Abpflästerungsschicht wird von den groben Blöcken gebildet und eine weitere Vergröberung ist nicht mehr möglich.

Die im Versuchskanal beobachteten morphologischen Strukturen bilden die in der Natur anzutreffenden gut nach. Schälchli (1991) beschreibt nämlich im gleichen Gefällsbereich ähnliche Sohlenmorphologien in Bächen im alpinen Bereich.
Zusammenfassend kann man in Abhängigkeit vom strukturbildenden Oberflächenabfluss Q_{SB} die sich bildenden morphologischen Strukturen wie folgt einteilen:

- $Q_{SB} \cong 0.3$ bis 0.6 l/s: Folge von kleinen Stufen, Abstürzen und Becken.
- $Q_{SB} \cong 0.6$ bis 2.4 l/s: Absturz-Becken Sequenzen.
- ab $Q_{SB} \cong 2.4$ l/s: Destabilisierung der Absturz-Becken Sequenzen und Bildung einer Block-Gleitstrecke.

Diese Beobachtungen gelten für ein Sohlengefälle zwischen 14 und 20°.

Während der Bildung der Sohlenstruktur ist bei einem bestimmten strukturbildenden Oberflächenabfluss der Geschiebeaustrag aus dem Versuchskanal nicht konstant, sondern nimmt mit der Zeit allmählich ab, weil das Geschiebepotential langsam abgebaut wird. Kurz nach der Destabilisierung eines groben Blockes oder nach dem Kollaps einer Stufe kommt es aber zu Spitzen in der Geschiebeführung, weil Material plötzlich mobilisiert werden kann. Die Transportkapazität des Gerinnes ist deshalb nur

unmittelbar nach einer Erhöhung des Oberflächenabflusses oder nach einer kleinen Instabilität im Gerinne ausgenutzt.

Eine wichtige Bedingung für die Entstehung einer gröberen Deckschicht und einer stabilen Wildbachstruktur ist, dass der Oberflächenabfluss langsam erhöht wird, so dass für die relativ langsame Anpassung der Sohlenmorphologie an die geänderte hydraulische Beanspruchung genügend Zeit vorhanden ist.

8.1.3 Blockade und Murgangentstehung

Sobald die gewünschte stabile Sohlenstruktur durch einen bestimmten strukturbildenden Oberflächenabfluss Q_{SB} gebildet ist, wird ein Abfluss Q_{SW} eingestellt, der während des ganzen Versuches konstant gehalten wird. Um erneute morphologische Veränderungen zu verhindern, wird Q_{SW} kleiner oder gleich Q_{SB} eingestellt.

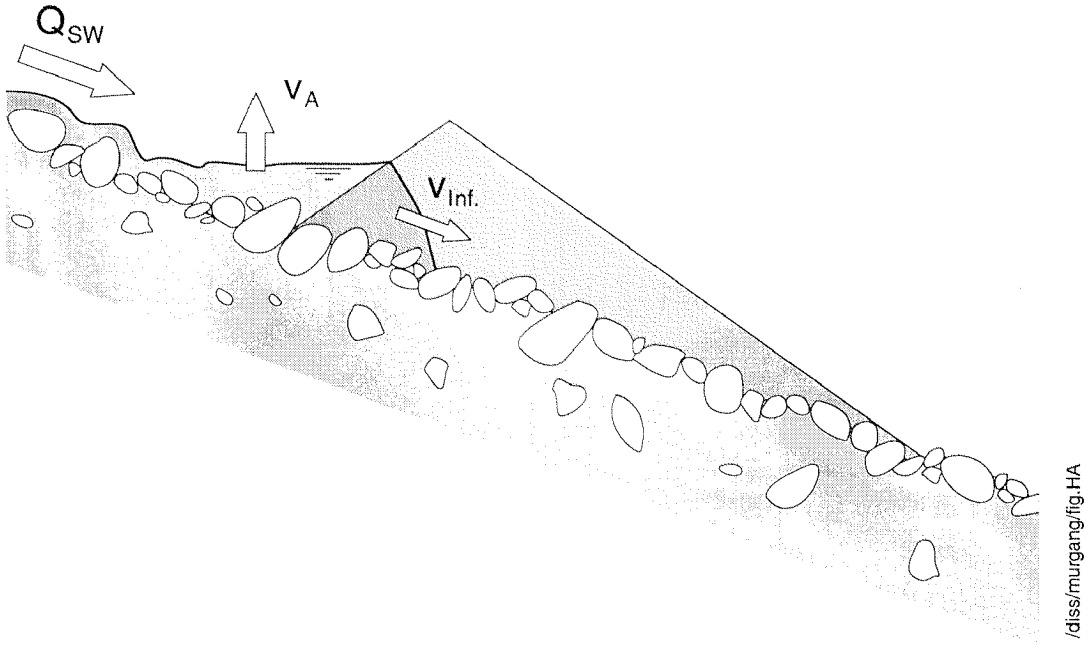


Fig. 8.1: Schematische Darstellung der Blockade.

Im oberen Teil des Versuchskanals wird durch plötzliches Entleeren einer Mulde ein bestimmtes Lockermaterialvolumen in den Kanal hineingeschüttet. Simuliert wird damit eine seitliche Rutschung, welche eine Art Erddamm bildet, der den Bach blockiert (Fig. 8.1). In den durchgeführten Versuchen hat der Damm ein annähernd dreieckförmiges Längenprofil; die Böschungsneigungen sind auf der Luft- und auf der Wasserseite praktisch gleich (ca. 32°). Als Folge dieser Blockade klingt der Oberflä-

chenabfluss unterhalb des geschütteten Dammes vollständig ab; gleichzeitig wird durch den Damm ein kleiner See aufgestaut.
Als Rutschungsmaterial wurde in den durchgeführten Versuchen das Material verwendet, das während der Bildung der Wildbachmorphologie infolge Erosion und Geschiebetransport aus dem Versuchskanal heraustransportiert wurde.

Wegen der Durchlässigkeit des aufgeschütteten Materials infiltriert ein Teil des aufgestauten Wassers in den Dammkörper hinein. Die Infiltrationsgeschwindigkeit (v_I) hängt im Wesentlichen von der Durchlässigkeit des Dammmaterials und von der Aufstauhöhe im sich bildenden See ab.
Die Aufstaugeschwindigkeit (v_A) hängt ihrerseits bei gegebenen geometrischen Verhältnissen mit dem Oberflächenabfluss und mit der Infiltrationsrate in den Dammkörper zusammen.
In den durchgeführten Versuchen ist die Aufstaugeschwindigkeit im Verhältnis zur Infiltrationsgeschwindigkeit genügend gross, so dass ein Überlaufen des Sees über die Dammkrone vor der vollständigen Sättigung des Dammes infolge Wasserinfiltration stattfinden kann. Damit sind die Bedingungen gegeben, dass keine bodenmechanischen Instabilitäten des Dammes vor dem Überlaufen eintreten (vgl. Takahashi, 1991).

Sobald der Wasserspiegel die Dammkrone erreicht, bildet sich ein Oberflächenabfluss, der auf der Luftseite des Dammes erosionswirksam wird. In einem sich aufschaukelnden Prozess wird die Dammkrone immer schneller erodiert und der über die einsinkende Krone abfliessende Abfluss wird immer grösser (Fig. 6.2).
Falls die Böschungslänge genügend gross ist, kann sich auf der Luftseite des Dammes infolge progressiver Erosion und Aufnahme von Geschiebe ein Murgang bilden. Die sich abspielenden Prozesse sind dabei im Grunde genommen dieselben, wie im Kap. 7 beschrieben. Dabei findet ein schneller Übergang von fluvialem Geschiebetransport, über hyperkonzentrierten Abfluss bis hin zu einer Murgangbewegung statt.
Falls dagegen der Damm relativ klein ist (z.B. Vers. 161, a), dann entsteht kein Murgang, sondern das Material des Dammes wird nach dem Überlaufen in Form von einfachem Geschiebetrieb oder hyperkonzentriertem Abfluss transportiert.

Falls ein Murgang sich auf der luftseitigen Dammböschung vollständig entwickeln kann, dann fliesst er über der stark strukturierten Sohle weiter. In den Versuchen wurde beobachtet, dass – solange die Bachstruktur unter der dynamischen Einwirkung der Murgangwelle nicht vollständig kollabiert – sich mächtige Materialablagerungen zwischen den einzelnen groben Blöcke der Bachsohle bilden: die morphologischen Strukturen

werden praktisch vollständig eingekiest. Durch diese bedeutenden Materialverluste reduziert sich der Feststoffgehalt der Murgangwelle rasch und der Murgangabfluss klingt schnell ab.

8.1.4 Stabilität der Bachsohle

Die relativ kurz andauernde, dynamische Belastung durch die vorbeifliessende Murgangwelle kann in den durchgeführten Versuchen nur in zwei Fällen die Bachsohle massgebend destabilisieren (Tab. 8.1). In den meisten Fällen wird dagegen beobachtet, dass die Struktur der Sohle – abgesehen von lokalen Veränderungen – gesamthaft erhalten bleibt. Dies ist sehr wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass die Sohlenstruktur durch die oben beschriebenen mächtigen Ablagerungen massgebend geschützt wird. Nach dem Abklingen der Murgangwelle werden diese Ablagerungen vom Oberflächenabfluss Q_{SW} wieder fluvial abgetragen, so dass die Struktur teilweise oder vollständig (in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen dem aktuellen Q_{SW} und dem massgebenden Q_{SB}) wieder zum Vorschein kommen kann.
Eine weitere mögliche Erklärung für die relativ hohe Stabilität der Sohle liegt in der Dauer der Belastung. Die Belastungsdauer beim Durchgang einer Murgangwelle ist bedeutend kleiner als diejenige des morphologiebildenden Oberflächenabflusses. Um den Einfluss der Belastungsdauer auf die Sohlenstabilität detaillierter zu untersuchen, müssten zusätzliche Versuche mit Reinwasserganglinien durchgeführt werden, deren Abflussspitzen grösser sind als Q_{SB}.

8.1.5 Wichtige Parameter

Theoretische und praktische Überlegungen erlauben zu sagen, dass die Gerinneneigung und das Volumen der Rutschung zwei zentrale Parameter sind, welche die Charakteristika des entstehenden Murgangs massgebend beeinflussen.
Je grösser das Rutschungsvolumen ist, desto eher bildet sich ein Murgang und desto grösser sind seine Dimensionen. Der Einfluss des Bachgefälles ist dagegen nicht eindeutig. Das Gefälle spielt nämlich eine wesentliche Rolle bei verschiedenen Prozessen:

- *Bildung der Struktur der Bachsohle*; bei konstantem strukturbildendem Oberflächenabfluss und gleichem Sohlenmaterial ist die relative Rauigkeit bei kleinem Gefälle kleiner als bei grossem Gefälle.
- *Destabilisierung der Deckschicht*; je grösser das Gefälle ist, desto eher gerät das Sohlenmaterial in Bewegung. Die zur Destabilisierung einer

Deckschicht nötige Belastung nimmt aber mit steigender relativer Rauigkeit zu.

Die relative Bedeutung dieser Prozesse wurde in der vorliegenden Arbeit nicht untersucht. Weitere experimentelle Untersuchungen könnten hier neue wichtige Erkenntnisse liefern.

8.2 Resultate aus den Versuchen

Die wenigen quantitativen Aussagen über die Murgangentstehung infolge plötzlicher Blockade des Gerinnes sind in Tab. 8.1 zusammengefasst. Sie haben keinen Anspruch auf Vollständigkeit und liefern lediglich einige Anhaltspunkte für weitere Untersuchungen.

Vers. Nr.	Θ [°]	Q_{SB} [l/s]	Q_{SW} [l/s]	V_R [l]	DH [cm]	MG ja / nein	DS st. / unst.
161-a	20	1.0	1.0	8	~8	nein	stabil
161-b	20	1.2	1.2	32	~25	ja	stabil
163-a	17	2.4	1.6	32	~25	ja	stabil
163-b	17	2.4	2.4	32	~25	ja	stabil
163-c	17	2.4	2.4	56	~40	ja	unstabil
166-a	14	2.4	1.6	48	~35	ja	stabil
166-b	14	2.4	2.0	56	~40	ja	unstabil

Tab. 8.1: Resultate der Versuche über Murgangentstehung infolge Blockade. DH: Dammhöhe, MG: Murgang, DS: Deckschicht; diese Kolonne gibt an, ob nach Entstehung und Vorbeifliessen der Murgangwelle die DS stabil geblieben ist oder ob sie destabilisiert wurde.

Die dargestellten Resultate erlauben jedoch einige Folgerungen:

- Zur Entstehung einer Murgangwelle muss ein minimales Rutschungsvolumen vorhanden sein. Das Rutschungsvolumen im Vers. Nr. 161-a ist zu klein für die Bildung eines Murganges.
- Wie im Kap. 8.1.4 beschrieben, ist die Stabilität der Sohle relativ gross. Erst eine im Vergleich zum maximalen Korndurchmesser d_{max} [1] grosse Rutschung kann die Sohle grossräumig destabilisieren.

[1] Beim verwendeten Material 7 beträgt $d_{max} \cong 7$ cm.

9 Praktische Anwendungen

In diesem Kapitel werden drei relativ gut dokumentierte natürliche Murgangereignisse anhand der gewonnenen Kenntnisse analysiert. Insbesondere wird die Anwendbarkeit des entwickelten Murgangentstehungskriteriums untersucht.
Die Übertragung des im Labor entwickelten Entstehungskriteriums auf natürliche Verhältnisse basiert auf die Modellähnlichkeit nach Froude. Die dargestellten Beispiele liefern eine erste Bestätigung der Anwendbarkeit dieses Modellgesetzes für die Beschreibung der Murgangentstehung infolge progressiver Erosion einer Lockermaterialschicht. Eine breitere Validierung des entwickelten Murgangentstehungskriteriums anhand neuer Naturdaten wäre trotzdem erstrebenswert.

9.1 Murgang im Riale Buffaga, Ronco s. Ascona (TI)

Am 28. August 1997 lösten intensive Gewitterniederschläge einen Murgang im Riale Buffaga in Ronco s. Ascona (TI) aus. Das Ereignis verursachte im dicht besiedelten Dorf Sachschäden in Millionenhöhe. Rund 3'000 m^3 Material wurden im Dorf abgelagert. Trotz des plötzlichen Eintretens und der Heftigkeit des Murganges war glücklicherweise kein Personenschaden zu beklagen. Der Murgangentstehungsmechanismus ist mit grosser Wahrscheinlichkeit die progressive Erosion des Gerinnebettes infolge Oberflächenabflusses. Das Ereignis ist in FNP/WSL (1998) dokumentiert und in den folgenden Abschnitten sind die für unsere Zwecke wichtigsten Erkenntnisse zusammengefasst.

- *Charakterisierung des Einzugsgebietes und der Anrisszone*

Das Einzugsgebiet des Riale Buffaga hat eine Fläche von 0.355 km^2, weist eine mittlere Hangneigung von etwa 60% auf, erstreckt sich von 209 bis 1280 m ü.M. und entwässert direkt in den Lago Maggiore. Das Gerinne weist ein sehr einheitliches und steiles Gefälle auf. Im Bereich der Entstehung des Murganges findet man Gerinneneigungen zwischen 65 und 70%. Der Boden ist extrem skelettreich und die Durchlässigkeit ist sehr gross. Die Bodenmächtigkeit ist kleinflächig höchst variabel. Das Speichervermögen kann als relativ gross angenommen werden.

Sehr wichtig für die hydrologischen Verhältnisse im Einzugsgebiet während des Ereignisses ist der Waldbrand vom Frühling 1997, der rund 80% der Waldfläche des Einzugsgebietes des Riale Buffaga zerstört hat.

Im oberen, für die Entstehung der Murgangwelle massgebenden Gebiet kann man sogar von der vollständigen Zerstörung des Waldbestandes ausgehen (FNP/WSL, 1998). Zur Zeit des Murgangereignisses muss deshalb verglichen mit einem Gebiet, das normale Bodenverhältnisse aufweist, mit einer um ein Vielfaches reduzierten Wasserinfiltration in den Boden gerechnet werden, und damit mit einem deutlich höheren Oberflächenabfluss.

- *Niederschlagsdaten und Abflussabschätzung*

Im oberen Teil des Einzugsgebietes war eine automatische Regenmessstation installiert, die das Niederschlagsereignis vom 28. August 1997 mit einer Auflösung von 10 Minuten erfasst hat. Basierend auf diesen Daten konnte der zeitliche Verlauf der Niederschläge rekonstruiert und eine Schätzung der Oberflächenabflüsse durchgeführt werden.
Dabei wurden grundsätzlich zwei Situationen unterschieden:
- Ohne Berücksichtigung der Brandschäden und der entsprechenden reduzierten Wasserinfiltration in den Boden,
- Mit Berücksichtigung der Folgen des Brandes, d.h. mit einer relativ starken Reduktion der Wasserinfiltration in den Boden.

Für eine Abflusssektion in der Nähe der Entstehungszone wurden gemäss FNP/WSL (1998) folgende Spitzenabflüsse infolge des Gewitterniederschlages geschätzt:
- ohne Brand: $Q_{max} = 0.6$ m^3/s,
- mit Brand: $Q_{max} = 1.1$ bis 2.1 m^3/s in Abhängigkeit des angenommenen Wasserspeichervermögens bzw. des Abflusskoeffizientes.

- *Abschätzung des kritischen Oberflächenzuflusses*

Basierend auf dem in der vorliegenden Arbeit entwickelten Entstehungskriterium kann der kritische Oberflächenzufluss im Riale Buffaga abgeschätzt werden. Dabei werden folgende Annahmen getroffen:
- Die Gerinneneigung beträgt zwischen 65 und 70% ($\Theta = 33$ .. 35°);
- Die massgebende Gerinnebreite b beträgt 4 m;
- Der massgebende Korndurchmesser (d_m) des Lockermaterials beträgt 7 bis 10 cm. Dieser Wert wurde anlässlich einer Feldbegehung abgeschätzt und sollte für die Verhältnisse des Sohlenmaterials im Entstehungsgebiet repräsentativ sein. Dies stimmt mit der beobachteten mittleren Korngrösse des Bodenskelettes gut überein (FNP/WSL, 1998).
- Die Gesteinsdichte ρ_S beträgt 2650 kg/m^3;
- Die Mächtigkeit der Lockermaterialschicht beträgt im Gerinne zwischen 0.5 und 1.0 m;
- Die Durchlässigkeit k_D der Lockermaterialsohle beträgt zwischen 0.01 und 0.05 m/s;

- Es fliesst zur Zeit der Entstehung des Murgangs kein Grundwasser.

Aufgrund dieser Annahmen können folgende Grössen abgeschätzt werden:

- der in den Untergrund infiltrierende Oberflächenabfluss q_{h_u} wird in Anlehnung an Gl. 5.2 bestimmt und beträgt zwischen 0.003 und 0.029 $m^3/s \cdot m$ ($H = 0.5$ m, $k_D = 0.01$ m/s und $\Theta = 33°$ bzw. $H = 1.0$ m, $k_D = 0.05$ m/s und $\Theta = 35°$).
- Der spezifische effektive Grenzabfluss zur Auslösung eines Murganges q_{DI_c} wird mit Gl. 7.37 bestimmt und liegt zwischen 0.11 und 0.21 $m^3/s \cdot m$ ($d_m = 0.07$ m und $\Theta = 35°$ bzw. $d_m = 0.10$ m und $\Theta = 33°$).
- Der spezifische kritische Oberflächenzufluss q_{SW_c} kann mit Gl. 7.37 bestimmt werden und liegt im Bereich 0.11 bis 0.24 $m^3/s \cdot m$.
- Für die Stabilität der unvorbelasteten Sohle wird das Kriterium von Whittaker und Jäggi angewendet (Gl. 7.32). Als massgebender Korndurchmesser wird d_{65} der Unterschicht angenommen (d_{65US}). Der resultierende kritische Abfluss $q_{WJ,US}$ liegt zwischen 0.03 und 0.05 $m^3/s \cdot m$ ($d_m = 0.07$ m und $\Theta = 35°$ bzw. $d_m = 0.10$ m und $\Theta = 33°$).

Folgende Figur gibt einen Überblick der abgeschätzten Abflüsse.

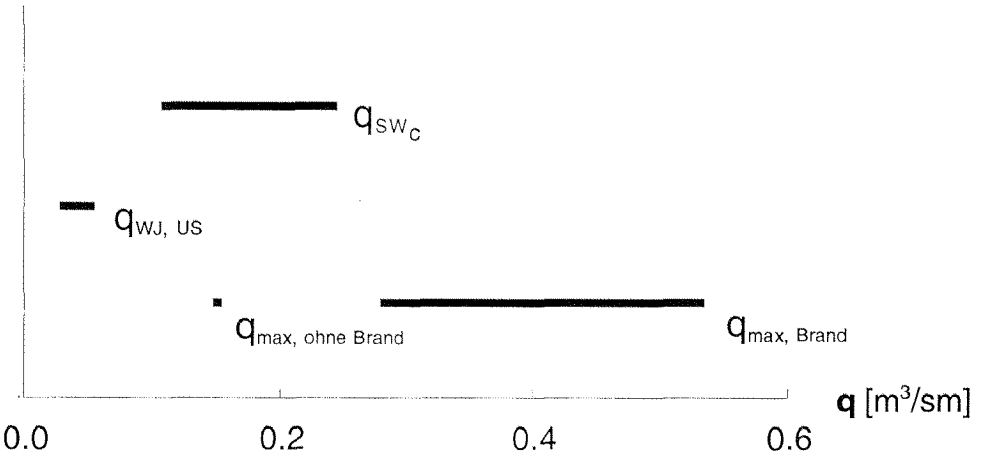


Fig. 9.1: Übersicht der abgeschätzten Abflüsse für das Ereignis im Riale Buffaga.

Aus den abgeschätzten Abflüssen ergibt sich:

- Wird die Einwirkung des Brandes auf die abflussbildenden Prozesse berücksichtigt, ist der abgeschätzte Abfluss $q_{max,\ Brand}$ eindeutig grösser als der kritische Oberflächenzufluss zur Auslösung eines Murganges q_{SWc}. Mit der Anwendung des entwickelten Entstehungskriteriums wäre es in diesem Fall möglich gewesen, für das entsprechende Niederschlagsereignis das Auftreten des Murganges vorauszusagen.

- Ohne die Brandeinwirkungen läge der abgeschätzte Abfluss $q_{max,\ ohne\ Brand}$ im unteren Bereich des für die Murgangbildung kritischen Oberflächenzuflusses q_{SW_c}. Nur für die ungünstigsten der oben erwähnten Randbedingungen wäre es zur Auslösung eines Murgangs gekommen. In diesem Fall wäre eine zuverlässige Anwendung des Entstehungskriteriums nur mit einer präziseren Erhebung der Randbedingungen im Gerinne möglich. Der Abfluss $q_{max,\ ohne\ Brand}$ ist aber deutlich grösser als $q_{SW,US}$ und kann deshalb die unvorbelastete Gerinnesohle destabilisieren und zu fluvialen Geschiebeumlagerungen führen.

Dieses Beispiel zeigt eindeutig, welche Folgen die Einwirkung eines Brandes auf die abfluss- und murgangbildenden Prozesse haben kann. Insbesondere kann infolge Brandeinwirkung auch in einem bewaldeten Gebiet, das vorher durch Murgangtätigkeit nicht gekennzeichnet war, zur Auslösung von Murgängen kommen.

9.2 Murgang im Minstigertal (VS)

Am 24. August 1987 ereignete sich im Minstigertal ein Murgang. Dies war durch einen einzigen Schub charakterisiert. Das Ereignis wird in VAW (1992) dokumentiert und analysiert. Der in der periglazialen Zone entstandene Murgang erreichte und verwüstete das Dorf Münster innerhalb von wenigen Minuten.

Der Murgang entstand in einem mit Lockermaterial gefüllten Felscouloir unterhalb der Gletscherzunge des Minstigergletschers. Das Couloir war noch bis vor 50 Jahren durch den Gletscher bedeckt. Als Entstehungsmechanismus wird die plötzliche Verlegung eines Gletscherbaches angenommen. Die Hauptgeschiebemasse des Murganges stammt aus diesem Felscouloir, welches infolge des Ereignisses bis auf die Felsunterlage ausgeräumt wurde.

- *Charakterisierung des Einzugsgebietes und der Anrisszone*

Das Einzugsgebiet oberhalb der Anrisszone weist eine Fläche von 3.5 km^2 auf, die praktisch vollständig gletscherbedeckt ist. Das Felscouloir hat eine Neigung zwischen 55 und 62%. Es ist anzunehmen, dass das Lockermaterial im Felscouloir vor dem Ereignis hydraulisch nicht gross vorbelastet war. Aus den Linienzahlanalysen ergeben sich folgende Korngrössen für das ursprüngliche Material: d_m = 0.20 .. 0.22 m, d_{65} = 0.20 .. 0.22 m, d_{90} = 0.50 .. 0.55 m. Das Material hat einen Durchlässigkeitsbeiwert von k_D < 0.01 cm/s (VAW, 1992).

• *Niederschlagsdaten und Abflussabschätzung*

Der in das Felscouloir verlegte Abfluss setzt sich aus Niederschlag- und Schmelzwasser zusammen und wird mit 4 bis 5 m^3/s abgeschätzt. Der Schmelzabfluss beträgt etwa 1 bis 1.5 m^3/s, der Rest ist Niederschlagswasser (VAW, 1992).

• *Abschätzung des kritischen Oberflächenzuflusses*

Der kritische Oberflächenzufluss für die Murgangentstehung wird mit folgenden Annahmen abgeschätzt:

- Die Neigung im Couloir beträgt zwischen 55 und 62% ($\Theta = 29$ .. 32°);
- Die massgebende Gerinnebreite b liegt zwischen 3 und 5 m;
- Die Lockermaterialschicht war vor dem Ereignis hydraulisch nicht vorbelastet. Der massgebende Korndurchmesser der Sohle beträgt $d_m = 0.20$ .. 0.22 m.
- Die Gesteinsdichte ρ_S beträgt 2650 kg/m^3;
- Die Wasserinfiltration in den Untergrund kann vernachlässigt werden ($k_D < 0.1$ mm/s);

Aufgrund dieser Annahmen können folgende Grössen abgeschätzt werden:

- Der spezifische effektive Grenzabfluss zur Auslösung eines Murganges q_{DI_e} auf einer unvorbelasteten Sohle wird mit Gl. 7.37 bestimmt und liegt zwischen 0.63 und 0.84 $m^3/s{\cdot}m$ ($d_m = 0.20$ m und $\Theta = 32°$ bzw. $d_m = 0.22$ m und $\Theta = 29°$).
- Weil keine Wasserinfiltration in den Untergrund stattfindet ($q_{h_u} = 0$), ist der resultierende kritische Oberflächenzufluss q_{SW_c} gleich dem kritischen effektiven Grenzabfluss q_{DI_c} (vgl. Gl. 7.37).
- Für die Stabilität der unvorbelasteten Sohle wird das Kriterium von Whittaker und Jäggi angewendet (Gl. 7.32). Als massgebender Korndurchmesser wird d_{65} der Unterschicht angenommen (d_{65US}). Der resultierende kritische Abfluss $q_{WJ,US}$ liegt zwischen 0.16 und 0.22 $m^3/s{\cdot}m$ ($d_{65US} = 0.20$ m und $\Theta = 32°$ bzw. $d_{65US} = 0.22$ m und $\Theta = 29°$).
- Nimmt man eine hydraulisch vorbelastete Sohle an, kann ihre Stabilität ebenso mit dem Kriterium von Whittaker und Jäggi beurteilt werden (Gl. 7.32). Als massgebender Korndurchmesser wird d_{65} der Deckschicht angewendet (d_{65DS}). Für diesen Korndurchmesser gilt die Annahme $d_{65DS} = d_{90US}$. Der entsprechende kritische Abfluss $q_{WJ,DS}$ liegt im Bereich 0.64 bis 0.85 $m^3/s{\cdot}m$ ($d_{65DS} = 0.50$ m und $\Theta = 32°$ bzw. $d_{65DS} = 0.55$ m und $\Theta = 29°$).

Diese Resultate sind in der folgenden Graphik zusammengefasst.

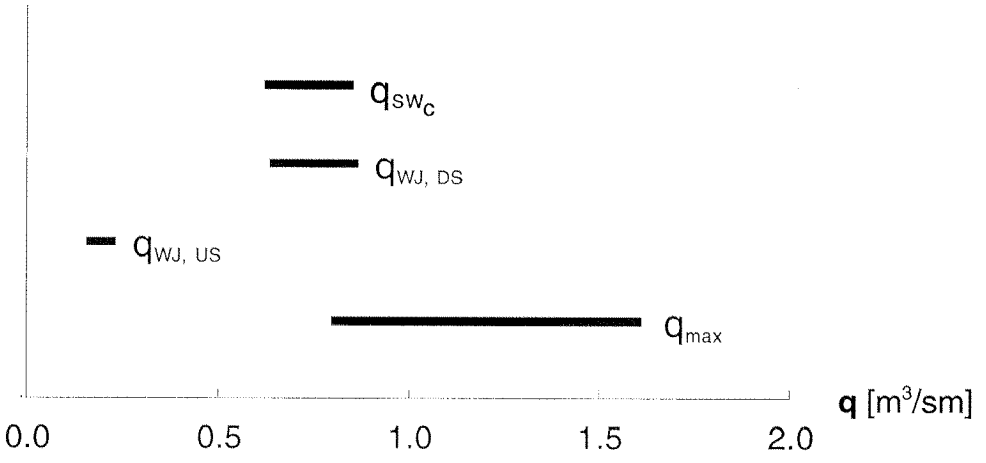


Fig. 9.2: Übersicht der abgeschätzten Abflüsse für das Ereignis im Minstigertal.

Aus den Resultaten kann man entnehmen, dass der abgeschätzte Oberflächenabfluss q_{max} grösser ist als der mit dem Murgangentstehungskriterium abgeschätzte kritische Oberflächenzufluss q_{SW_c}. Auch in diesem Fall erweist sich das entwickelte Kriterium als brauchbar. Das Murgangkriterium – bezogen auf d_{mUS} – und das Stabilitätskriterium nach Whittaker und Jäggi – bezogen auf d_{65DS} – liefern ähnliche Werte ($q_{SW_c} \approx q_{WJ,DS}$). Auch wenn im Felscouloir eine Deckschicht vorhanden gewesen wäre, hätte ein Murgang entstehen können. Zuerst wäre die Deckschicht durch den Oberflächenabfluss destabilisiert worden. Auf dem freigelegenen Untergrundmaterial hätte dann eine Murgangwelle entstehen können.

9.3 Murgang in der Val Varuna, Puschlav (GR)

In dem für heftige Murgangtätigkeiten in weiten Regionen der Schweizer Alpen bekannten Sommer 1987 ereigneten sich auch in der Val Varuna zwei Murgänge. Der erste löste eine Serie von Schüben zwischen dem 17. und dem 19. Juli aus. Der zweite ereignete sich zwischen dem 24. und dem 25. August ebenso mit einer Serie von Schüben. Diese Ereignisse sind in einer tiefgehenden Untersuchung (VAW, 1992) dokumentiert und analysiert worden. Die in den folgenden Abschnitten zusammengefassten wichtigsten Daten sind der genannten Arbeit entnommen worden.

- *Charakterisierung des Einzugsgebietes und der Anrisszone*

Die oberste Anrisszone der Murgangereignisse in der Val Varuna befindet sich am Übergang einer steilen Felswand in eine Schutthalde auf 2700

m ü.M.. Andere mögliche Anrissgebiete wurden entlang der Fliessstrecke beobachtet. In der vorliegenden Analyse sei nur die oberste Anrisszone untersucht. Diese weist eine Neigung von 51 bis 55% auf.
Infolge des ersten Ereignisses (Juli) hat sich in der Schutthalde eine bis zu 4 m tiefe Erosionsrinne gebildet. Diese hat sich im Verlaufe des zweiten Ereignisses (August) nur noch wenig weiter vertieft. Diese Erosionsrinne weist eine Pflästerungsschicht auf, die im Verhältnis zum ursprünglichen Material bedeutend gröber ist. Die Linienzahlanalysen ergeben folgende Korngrössen für die Unterschicht bzw. für das ursprüngliche Material: $d_m = 0.19$ m, $d_{65} = 0.18$ m, $d_{90} = 0.50$ m. Das Material hat einen Durchlässigkeitsbeiwert $k_D < 0.01$ cm/s.
Oberhalb der Anrissstelle hat das Einzugsgebiet eine Fläche von 19.9 ha. Wegen des felsigen Untergrundes kann ein Abflusskoeffizient von 1 angenommen werden.

- *Niederschlagsdaten und Abflussabschätzung*

Die maximalen Niederschlagsintensitäten wurden für das erste Ereignis auf 7 mm/h und für das zweite auf etwa 14 mm/h abgeschätzt. Die Fläche des Einzugsgebietes beträgt 0.21 km^2. Bei Annahme eines maximalen Abflusskoeffizienten von 1.0 lassen sich die maximalen Abflüsse im Bereich der Anrissstelle ableiten: sie betragen 0.4 m^3/s für das erste bzw. 0.8 m^3/s für das zweite Ereignis.

- *Abschätzung des kritischen Oberflächenzuflusses*

Für die Abschätzung des kritischen Oberflächenzuflusses für die Murgangentstehung werden folgende Annahmen getroffen:
- Die Neigung beträgt zwischen 51 und 55% ($\Theta = 27$ .. 29°);
- Die massgebende Gerinnebreite b liegt zwischen 3 und 5 m;
- Die Lockermatertialschicht war vor dem ersten Ereignis hydraulisch nicht vorbelastet. Der massgebende Korndurchmesser der damaligen Sohle entspricht demjenigen des Untergrundes und beträgt $d_m = 0.19$ m.
- Die Gesteinsdichte ρ_S beträgt 2650 kg/m^3;
- Die Wasserinfiltration in den Untergrund kann vernachlässigt werden ($k_D < 0.01$ cm/s);
- Während des ersten Ereignisses findet eine Abflästerung der Sohle statt.

Aufgrund dieser Annahmen können folgende Grössen abgeschätzt werden:
- Der spezifische effektive Grenzabfluss zur Auslösung eines Murganges q_{DI_c} auf einer unvorbelasteten Sohle wird mit Gl. 7.37 bestimmt und liegt zwischen 0.67 und 0.73 m^3/s·m ($d_m = 0.19$ m und $\Theta = 29°$ bzw. $\Theta = 27°$).

- Weil keine Wasserinfiltration in den Untergrund stattfindet ($q_{hu} = 0$), ist der resultierende kritische Oberflächenzufluss q_{SW_c} gleich dem kritischen effektiven Grenzabfluss q_{DI_c} (vgl. Gl. 7.37).
- Für die Stabilität der unvorbelasteten Sohle wird das Kriterium von Whittaker und Jäggi angewendet (Gl. 7.32). Als massgebender Korndurchmesser wird d_{65US} angenommen (d_{65} der Unterschicht). Der resultierende kritische Abfluss $q_{WJ,US}$ liegt zwischen 0.16 und 0.17 m³/s·m ($d_{65US} = 0.18$ m und $\Theta = 29°$ bzw. $\Theta = 27°$).
- Die Stabilität der hydraulisch belasteten Sohle (nach dem ersten Ereignis) kann auch mit dem Kriterium vom Whittaker und Jäggi beurteilt werden (Gl. 7.32). Als massgebender Korndurchmesser wird d_{65} der Deckschicht angewendet (d_{65DS}). Für diesen Korndurchmesser gilt die Annahme $d_{65DS} = d_{90DS}$. Der entsprechende kritische Abfluss $q_{WJ,DS}$ liegt im Bereich 0.73 bis 0.80 m³/s·m ($d_{65DS} = 0.50$ m und $\Theta = 29°$ bzw. $\Theta = 27°$).

Diese Resultate sind in folgender Graphik zusammengefasst.

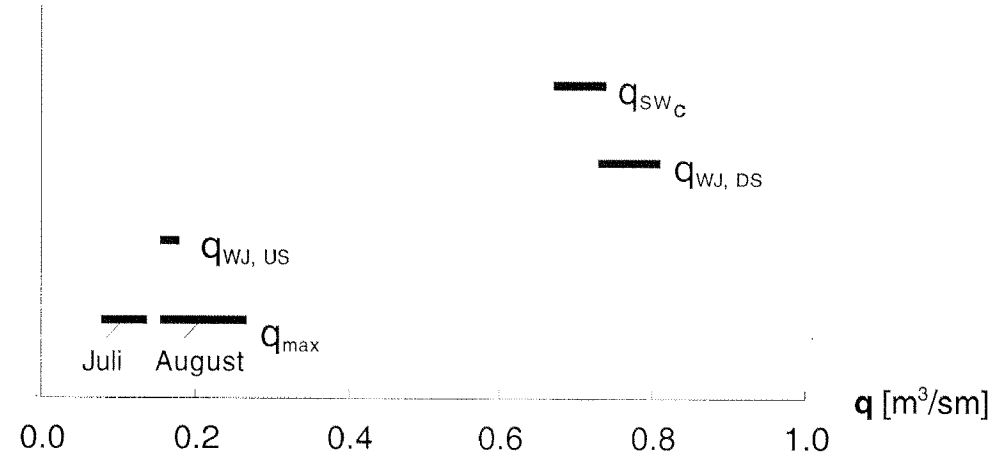


Fig. 9.3: Übersicht der abgeschätzten Abflüsse für das Ereignis in der Val Varuna.

Wie man der oberen Graphik gut entnehmen kann, sind die abgeschätzten Oberflächenabflüsse q_{max} bedeutend kleiner als der mit dem Murgangentstehungskriterium bestimmte kritische Oberflächenzufluss q_{SW_c}. Die aufgrund der Niederschlagsintensitäten abgeschätzten Oberflächenzuflüsse liegen im Bereich der Stabilität einer unvorbelasteten Lockermaterialsohle ($q_{max} \approx q_{WJ,US}$) und sie sind um einen Faktor 3 bis 6 kleiner als der kritische Oberflächenzufluss zur Murgangerzeugung infolge progressiver Erosion (q_{SW_c}).

Interessanterweise liefern das Murgangkriterium – angewendet auf der unvorbelasteten Sohle – und das Stabilitätskriterium einer hydraulisch vorbelasteten Sohle auch in diesem Fall ähnlich grosse kritische Oberflächenabflüsse. Ist eine Deckschicht vorhanden und wird sie durch einen Oberflächenabfluss destabilisiert, dann reicht der Oberflächenabfluss zur Auslösung einer Murgangwelle aus dem Material der Unterschicht.

Im Gegensatz zu den zwei anderen vorgestellten Beispielen kann das Ereignis der Val Varuna mit dem entwickelten Murgangkriterium nicht erklärt werden. In VAW (1992) werden auch andere Mechanismen erwähnt, die zur Murgangentstehung hätten führen können.

Hier soll eine neue Hypothese zur Erklärung der Murgangentstehung in der Val Varuna präsentiert werden. Basierend auf der Ereignisdokumentation (VAW, 1992) und auf den Erkenntnissen der vorliegenden Arbeit wird folgender Entstehungsmechanismus als wahrscheinlich betrachtet:

- Durch Oberflächenabfluss wurde die Lockermaterialschicht destabilisiert und Tiefenerosion setzte ein. Wie oben dargestellt liegt der abgeschätzte Oberflächenabfluss q_{max} während des ersten Ereignisses (Juli) im Bereich des zur Destabilisierung einer hydraulisch nicht vorbelasteten Lockermaterialschicht nötigen Abflusses $q_{WJ,US}$.
- Infolge Tiefenerosion kollabierten allmählich die Seitenböschungen. Diese mechanischen Instabilitäten der Ufer führten zu temporären Blockaden des Abflusses und zur Entstehung verschiedener Murschübe (Fig. 7.25). Wie im Kap. 7.1.8 gezeigt wird, entstehen Murschübe infolge temporärer Blockade bei kleineren Oberflächenabflüssen als diejenigen, die zur Auslösung einer Murgangwelle infolge progressiver Erosion nötig sind.
- Durch die fluviale Erosion bildete sich allmählich eine Abflästerungsschicht, welche eine weitere Tiefenerosion begrenzte.
- Für das zweite Ereignis (August) kann derselbe Mechanismus angenommen werden. Der abgeschätzte Oberflächenabfluss ist für das zweite Ereignis grösser, was zu einer zusätzlichen Tiefenerosion und Instabilität der Seitenböschungen hat führen können.

Diese Hypothese wird durch eine Serie von Beobachtungen und theoretischen Überlegungen unterstützt:

- Die schon nach dem ersten Ereignis (Juli) beobachtete grobe Deckschicht in der Erosionsrinne deutet darauf hin, dass ein Abpflästerungsprozess stattgefunden hat. Dies ist nach heutigen Kenntnissen auf eine progressive fluviale Erosion einer Lockermaterialschicht zurückzuführen.
- Die erodierten Volumina (abgeschätzt auf 8'000 bis 10'000 m^3 für das erste und auf 4'000 bis 6'000 m^3 für das zweite Ereignis (VAW,

1992)) können auf eine fluviale Erosion und auf den anschliessenden fluvialen Geschiebetrieb zurückgeführt werden. Nimmt man für das erste Ereignis eine Dauer von 3 Stunden und ein mittleren Abfluss von 0.3 m^3/s an, dann ergibt sich unter Anwendung der Gl. 7.28 ($c^* = 0.75$, $J = 55\%$) eine Gesamtkubatur von etwa 7'600 m^3, was den geschätzten erodierten Volumina entspricht. Ähnliches gilt für das zweite Ereignis.

- Ein „eingefrorener" kleiner Murgangkopf wurde nach dem Ereingis in der Erosionsrinne selbst kartiert (VAW, 1992). Dies ist ein Indiz dafür, dass Murschübe durch Kollaps der Böschungen in der Erosionsrinne entstanden sein können.
- Die gebrochene Uferlinie der Erosionsrinne deutet darauf hin, dass die Ufer sukzessive durch mechanische Instabilität kollabiert sind.

10 Schlussfolgerungen und Ausblick

Das Thema der vorliegenden Arbeit bilden die Entstehungsmechanismen von Murgängen. Insbesondere wurde die Murgangentstehung infolge progressiver Erosion einer Lockermaterialschicht experimentell unter systematische Variation der wichtigsten Einflussparameter untersucht. Qualitative Versuche wurden auch der Entstehung von Murgängen infolge temporärer Blockade des Gerinnes gewidmet. Die gewonnenen qualitativen und quantitativen Erkenntnisse stellen wichtige Instrumente zur Murganggefahrenbeurteilung in der Praxis dar.

Im folgenden sind neben den wichtigsten Erkenntnissen der vorliegenden Arbeit die weiterhin bestehenden Wissenslücken aufgelistet.

- *Prozessverständnis*

Granulare Murgänge sind charakterisiert durch das vernetzte Zusammenspiel verschiedener Prozesse, und zwar: fluviale Erosion und Geschiebetransport, Wasserinfiltration in den Untergrund, Geschiebeablagerungen, gesättigtes und feuchtes granulares Fliessen. Das Wasser spielt bei allen diesen Prozessen eine zentrale Rolle und steuert somit die Entstehung und die Bewegung eines Murganges massgebend.
Verschiedene im Labor beobachtete Erscheinungen – wie Ereignisse mit mehreren Schüben, Entmischungsprozesse, Konvexität der Murgangoberfläche oder Levée-Bildung – charakterisieren auch die Murgänge in der Natur. Dies ist ein Zeichen für die grundsätzlich richtige Nachbildung der natürlichen Phänomene im Labor.
Falls die Bedingungen für die Entstehung einer Murgangwelle nicht gegeben sind, dann treten in einem Gerinne andere Transportmechanismen auf. Insbesondere konnte man in den Versuchen fluvialen Geschiebetrieb mit anschliessenden morphologischen Veränderungen der Bachsohle, hyperkonzentrierten Abfluss und mechanische Instabilitäten beobachten.

- *Charakteristika der Murgangwelle*

Die gesammelten experimentellen Daten erlauben die Entwicklung von quantitativen Beziehungen zwischen Entstehungsbedingungen (Gerinneneigung, Oberflächen- und Grundwasserzufluss, Materialparametern) und Murgangcharakteristika (Abflusstiefe, Frontgeschwindigkeit, Erosionsvermögen). Die hergeleiteten Beziehungen charakterisieren eine sich entwickelnde Murgangwelle und sind nicht direkt übertragbar auf die Bewegung eines vollausgebildeten quasistationären Murgangs. Trotzdem

kann die relative Bedeutung der einzelnen Parameter für unterschiedliche Murgangcharakteristika erkannt werden.

- *Wasserdruckmessungen*

Die Messungen der Wasserdrücke im Murgangkörper geben wichtige Hinweise über die Dynamik einer granularen Murgangwelle. Die Präsenz einer nicht wassergesättigten Murgangfront wird durch die Druckmessungen bestätigt. Insbesondere zeigen die Druckmessungen die Abwesenheit von nennenswerten Porenwasserüberdrücken. Dies ist ein Zeichen dafür, dass typische Murgangerscheinungen wie die beobachtete vertikale und horizontale Sortierung der Kornfraktionen rein auf die granulare Dynamik zurückgeführt werden können.
Das Fehlen von Porenwasserüberdrücken ist auf die relativ grosse Durchlässigkeit des in den Versuchen verwendeten Materials und auf die relativ langsame Bewegung der Murgangwelle zurückzuführen. Dagegen ist im Falle eines hohen Anteils an Feinfranktionen bei einer genügend schnellen Bewegung des Murgangs mit der Ausbildung von bedeutenden Porenwasserüberdrücken zu rechnen.

- *Murgangentstehungskriterium*

Basierend auf den durchgeführten Versuchen kann ein Kriterium für die Entstehung eines Murganges infolge progressiver Erosion einer Lockermaterialschicht entwickelt werden. Nach dem entwickelten Kriterium ist der zur Entstehung einer Murgangwelle kritische Oberflächenabfluss von der Gerinneneigung und von einem charakteristischen Korndurchmesser des Lockermaterials abhängig. Die Anwendung des neuen Kriteriums auf Daten aus gut dokumentierten Naturereignissen erlaubt eine erste Validierung. Eine breitere Validierung anhand weiterer Daten aus Naturereignissen wäre trotzdem erstrebenswert.

- *Neue Geschiebetransportformel*

Die Messungen der Erosionsgeschwindigkeit im hinteren Teil der Murgangwelle erlauben die Entwicklung einer neuen empirischen Geschiebetransportformel. Die Formel beschreibt das Transportvermögen bis zu einem Gefälle von etwa 60%. Sie eignet sich auch zur Beschreibung der Transportkapazität bei kleinen Gefällen. Im Gegensatz zu den üblichen Transportformeln berücksichtigt der neue Ansatz die Tatsache, dass eine maximale Feststoffkonzentration nicht überschritten werden kann.

- *Modellähnlichkeit*

In der vorliegenden Arbeit werden für die wichtigsten am Phänomen Murgang beteiligten Prozesse die massgebenden Kräfte definiert und qualitativ untersucht. Diese sind die Gravitation, die Trägheit, die Zähigkeit und die scheinbare Kohäsion infolge Oberflächenspannung. Aus der durchgeführten Betrachtung resultiert, dass die Entstehung und das Fliessen von Murgängen im allgemeinen nicht mit denselben Modellgesetzten beschrieben werden können.
Für die Entstehung granularer Murgänge scheint die Anwendbarkeit der Ähnlichkeit nach Froude zulässig. Dies wird durch die vorhandenen Daten aus gut dokumentierten natürlichen Murgangereignissen zum grössten Teil bestätigt. Eine breitere Validierung anhand weiterer Daten aus Naturereignissen ist aber anzustreben. Für das granulare Fliessen der Murgangwelle kann anhand der heutigen Kenntnisse noch nicht gesagt werden, welche Modellgesetze massgebend sind.
Weitere theoretische und experimentelle Untersuchungen sind deshalb notwendig. Insbesondere sollen die Einflüsse der Viskosität, der Oberflächenspannungen und des Dichteverhältnisses auf das Fliessverhalten von Murgängen untersucht werden.

- *Materialzusammensetzung*

Weltweit und auch in der Schweiz treten neben granularen Murgängen auch andere Murgangtypen auf, bei denen die Feinanteile einen wichtigen Einfluss auf das Fliessverhalten ausüben. Anhand neuer experimenteller Untersuchungen ist die Entstehung und das Fliessverhalten solcher Murgangtypen noch zu untersuchen. Wegen der veränderten Materialeigenschaften ist es zu vermuten, dass zwischen den auftretenden Prozessen andere Wechselwirkungen herrschen als in der vorliegenden Arbeit beobachtet. Insbesondere ist ein signifikanter Einfluss der Feinanteile auf die Wasserinfiltration in den Untergrund und auf das Fliessen der Murgangwelle zu erwarten.

- *Numerische Simulation*

Die gesammelte experimentelle Erfahrung hat das Prozessverständnis bedeutend erweitert. Die Prozesse und ihre Wechselwirkungen wurden beobachtet und soweit möglich quantitativ erfasst. Diese wesentlichen Kenntnisse können jetzt in bestehende numerische Simulationsprogramme integriert und somit in praxisrelevante Werkzeuge umgewandelt werden.

- *Wildbachmorphologie und Murgangentstehung infolge Blockade*

In der vorliegenden Arbeit wird die Murgangentstehung infolge temporärer Blockade durch seitliche Rutschung anhand von wenigen Versuchen qualitativ untersucht. Aus den durchgeführten Versuchen ist der starke Einfluss der bestehenden Wildbachstruktur auf die Bewegung einer Murgangwelle zu erkennen. Die gewonnenen Daten erlauben allerdings noch keine tiefgehende quantitative Aussage.
In den alpinen und voralpinen Wildbächen stellt die Murgangentstehung infolge Blockade ein konkretes Gefährdungsbild dar. Eine systematische Untersuchung dieses Enstehungsmechanismus unter Berücksichtigung des Einflusses der Wildbachmorphologie ist deshalb notwendig.

Dank

Diese Arbeit wäre ohne die Hilfe und Unterstützung vieler nicht entstanden. An dieser Stelle möchte ich allen herzlich danken, die mir während dieser drei Jahren mit Rat und Tat geholfen haben.

Herrn Prof. emerit. Daniel Vischer möchte ich für die Unterstützung meiner Arbeit und für die Möglichkeit, an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) in einem guten Arbeitsklima zu arbeiten, ganz herzlich danken. Er hat bis zu seiner Emeritierung meine Arbeit geleitet. Herr Prof. Hans Erwin Minor hat die Leitung meiner Doktorarbeit übernommen. Für sein Interesse an meiner Arbeit, seine Unterstützung und seine konstruktive Kritik danke ich ihm bestens.

Meinem Betreuer und Korreferenten Gian Reto Bezzola gebührt mein bester Dank. Mit seinen vielen wertvollen Ratschlägen, fachlicher Kompetenz und nicht zuletzt mit seiner grossen Begeisterung hat er mich während dieser drei Jahren begleitet und in schwierigen Momenten geholfen, den richtigen Weg wieder zu finden. Bei Herrn André Chervet, ehemaliger Chef der Abteilung Flussbau der VAW, möchte ich mich für seine Unterstützung und Hilfsbereitschaft herzlich bedanken.

Dieter Rickenmann, Leiter des durch den ETH-Rat unterstützten Forschungsprojektes „Murgänge", danke ich für die fruchtbare Zusammenarbeit in den vergangenen drei Jahren, für die kritische Beurteilung des Manuskripts und für die wertvollen Anregungen.

Tim Davies danke ich herzlich für die Übernahme des externen Korreferats, die fachlichen Kommentare und für die wertvollen weiterführenden Denkanstösse.

Den Mitarbeitern unserer Werkstatt sei für die Hilfe bei Planung, Realisierung und Unterhalt der Versuchsanlage bestens gedankt. Für die Installation der Steuer- und Messeinrichtungen bedanke ich mich herzlich bei den Mitarbeitern unseres Elektroniklabors. Für die intensive Unterstützung bei der Durchführung der zahlreichen Versuche möchte ich mich bei den Mitarbeitern unseres Hallenteams bedanken. Sie haben meine Arbeit im Versuchslabor wesentlich erleichtert.

Herr Hermann Fritz hat während meines dreiwöchigen Aufenthaltes im Ausland den Versuchsbetrieb in einer wichtigen Phase aufrechterhalten. Für seine gewissenhafte Mitarbeit bin ich ihm dankbar.

Zur Gestaltung dieses Berichtes hat die Kunst unseres Zeichners Andreas Rohrer wesentlich beigetragen. Seine zahlreichen Computerzeichnungen sind für die Vermittlung vieler Gedanken und Zusammenhänge sehr hilfreich. Unserem Photograph Bernhard Etter danke ich für seine Unterstützung bei der Realisierung der Photo- und Videoaufnahmen, welche zum Verständnis der ablaufenden Prozesse von zentraler Bedeutung sind.

Herrn Prof. Willi Hager danke ich für seine kritischen Denkanstösse. Für die Korrektur des Manuskripts und für die fruchtbaren Anregungen danke ich Frank Blaser, Robert Boes, Lukas Hunzinger, Brian McArdell, Marcel Roth, Markus Schatzmann und Monika Weber ganz herzlich.

Allen anderen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern der VAW danke ich für die angenehme Arbeitsatmosphäre, die zum erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit sicherlich beigetragen hat.

Schliesslich möchte ich meiner Familie und meiner Freundin ganz herzlich danken. Meine Eltern haben mich in einer liebevollen familiären Umgebung erzogen und mir die Möglichkeit einer Ausbildung gegeben. Für ihre jahrelange Unterstützung sei ihnen meine grösste Dankbarkeit ausgesprochen. Linda danke ich insbesondere für die geteilte Freude und die gemeinsamen Träume.

Symbole

a		unabhängiger Parameter, physikalische Grösse
A		physikalische Erscheinung
A^{DF}		Murgangcharakteristik
A^{IC}		Anfangsbedingung
A	[m^2]	Fläche
α	[-]	Proportionalitätsfaktor
α	[°]	Benetzungswinkel zwischen Boden und Wasser (Fig. 6.8)
b	[m]	Gerinnebreite
B_O	[-]	Oberflächenbeschaffenheiten eines Kornes
c	[-]	Feststoffkonzentration im Abfluss
c^*	[-]	Feststoffkonzentration des ruhenden Bodens
$C_{D,L}$	[-]	Formkoeffizienten
C_K	[-]	Krümmungszahl einer Geschiebemischung
C_U	[-]	Ungleichförmigkeitszahl einer Geschiebemischung
d	[m]	Korndurchmesser
D	[N]	Druckkraft
d_m	[m]	mittlerer Korndurchmesser einer Geschiebemischung
d_{max}	[m]	maximaler Korndurchmesser einer Geschiebemischung
d_K	[m]	Durchmesser einer idealisierten Kapillare (Fig. 6.11)
d_x	[m]	Korndurchmesser, der von x Gewichtsprozenten einer Mischung unterschritten wird
$\Delta h_{p,i}$	[mWS]	von der i-ten Druckmessdose gemessene Druckhöhendifferenz (Fig. 4.10)
$\Delta h_{p,s}$	[mWS]	von der an der Sohle fixierten Druckmessdose gemessene Druckhöhendifferenz (Fig. 4.10)
Δp_i	[Pa]	von der i-ten Druckmessdose gemessene Wasserdruckdifferenz (Fig. 4.10)
Δp_s	[Pa]	von der an der Sohle fixierten Druckmessdose gemessene Wasserdruckdifferenz (Fig. 4.10)
E	[N/m^2]	Elastizitätsmodul
f_A		Funktion der physikalischen Grössen a_i
F_D	[N]	Schleppkraft
F_{FS}	[N]	Impulskraft Fluid zu Korn
F_L	[N]	hydrodynamische Auftriebskraft
f_S	[-]	charakteristische Kornform
F_{SS}	[N]	Impulskraft Korn zu Korn
Φ	[m]	hydraulisches Potential
g	[m/s^2]	Gravitationskonstante (9,81 m/s^2)
G	[N]	Gravitationskraft
γ'	[kg/m^3]	Raumgewicht unter Auftrieb
γ_g	[kg/m^3]	Raumgewicht gesättigt
H	[m]	Mächtigkeit der eingebauten Lockermaterialschicht (Fig. 4.3)
h_0	[m]	Distanz zwischen Echolot und Sohle vor dem Versuch (Fig. 4.7)
h_A	[m]	Mächtigkeit der Ablagerungen unter der Front (Fig. 4.7)
$h_{A,m}$	[m]	mittlere Mächtigkeit der Ablagerungen unter der Front
h_{DF}	[m]	effektive Murgangabflusstiefe (Fig. 4.7)
h'_{DF}	[m]	scheinbare Murgangabflusstiefe (Fig. 4.7)
h_E	[m]	Erosionstiefe unter der Murgangfront (Fig. 4.7)

h_F	[m]	effektive Abflusstiefe an der Murgangfront (Fig. 7.35)
$h_{F,e}$	[m]	Endwert der effektiven Abflusstiefe an der Murgangfront
$h_{F,m}$	[m]	mittlere effektive Abflusstiefe an der Murgangfront
h'_F	[m]	scheinbare Abflusstiefe an der Murgangfront
h_G	[m]	gemessene Distanz zwischen Echolot und Sohle während des Versuchs (Fig. 4.7)
h_i	[m]	Abstand der i-ten Druckmessdose von der eingebauten Sohle (Fig. 4.10)
h_I	[m]	Tiefe der Versickerungsfront ab Sohle (Fig. 6.6)
h_K	[m]	Kapillare Saughöhe (Fig. 6.8)
H_O	[m]	Mächtigkeit der eingebauten Lockermaterialschicht im oberen Teil der Rinne (Fig. 7.15)
h_p	[m]	Druckhöhe
$h_{p,i}$	[m]	von der i-ten Druckmessdose gemessene Druckhöhe ab eingebauter Sohle (Kap. 4.3.2)
$h_{p,s}$	[m]	von der an der Sohle fixierten Druckmessdose gemessene Druckhöhe ab eingebauter Sohle (Kap. 4.3.2)
h_{SW}	[m]	Abflusstiefe des Oberflächenabflusses (Fig. 6.1)
H_U	[m]	Mächtigkeit der eingebauten Lockermaterialschicht im unteren Teil der Rinne (Fig. 7.15)
h_u	[m]	Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht (Fig. 7.35)
$h_{u,m}$	[m]	mittlere Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht
h_w	[m]	Mächtigkeit des Grundwassers (Fig. 7.35)
I	[-]	hydraulischer Gradient
J	[-]	Gefälle des Gerinnes
J_E	[-]	Gefälle der Erosionszone
φ	[°]	Winkel der inneren Scherfestigkeit
φ_A		Funktion der dimensionslosen Parameter X_i
φ_{Krit}	[°]	Stabilitätswinkel einer gesättigten, unendlich langen Böschung
K_A	[N]	Anziehungskraft infolge scheinbarer Kohäsion
k_D	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert nach Darcy
l	[m]	Mischungsweg
L	[m]	Länge der Murgangwelle (Fig. 7.6)
L_E	[m]	Länge der Erosionszone (Fig. 7.35)
λ	[-]	lineare Feststoffkonzentration nach Bagnold
λ	[-]	Massstab
m	[kg]	Masse
μ_D	[-]	dynamischer Reibungskoeffizient
μ_F	[kg/m³]	Viskosität des Murgangfluides
μ_S	[-]	statischer Reibungskoeffizient
μ_W	[Pa/s]	Viskosität des Wassers
n	[-]	Porosität
N	[N]	Normalkraft
p	[%]	prozentualer Gewichtsanteil
p	[Pa]	Wasserdruck
$p_{0,s}$	[Pa]	von der an der Sohle fixierten Druckmessdose gemessener Wasserdruck vor dem Versuch (Kap. 4.3.2)
p_E	[Pa]	Porenwasserüberdruck
p_F	[kg·m/s]	Impuls eines Fluidteilchens
p_H	[Pa]	hydrostatischer Wasserdruck
p_K	[Pa]	Kapillardruck (Fig. 6.8)
p_S	[kg·m/s]	Impuls eines Feststoffteilchens

Π	[-]	dimensionslose Form einer physikalischen Erscheinung A
q	[m³/s·m]	spezifischer Abfluss
Q_B	[m³/s]	Transportrate in der Erosionszone (Fig. 7.35)
Q_{BB}	[m³/s]	Abfluss, bei dem an der Sohle Bewegungsbeginn einzelner Körner beobachtet wird (Kap. 7.2.7)
Q_{BE}	[m³/s]	Geschiebeeintrag (Fig. 6.1)
q_c	[m³/s·m]	spezifischer kritischer Abfluss für die Stabilität von Deckwerken (Gl. 2.13)
Q_{DF}	[m³/s]	Murgangabfluss (Fig. 7.35)
q_{DI}	[m³/s·m]	spezifischer effektiver Oberflächenabfluss für die Murgangentstehung (Gl. 7.34)
q_{DI_c}	[m³/s·m]	spezifischer effektiver Grenzabfluss für die Murgangentstehung (Gl. 7.37)
Q_E	[m³/s]	in der Erosionszone freigesetzter Abfluss (Fig. 7.35)
Q_{Eff}	[m³/s]	effektiver Oberflächenabfluss am Ende der Erosionszone (Fig. 7.35)
Q_{GW}	[m³/s]	Grundwasserabfluss (Fig. 7.35)
Q_{h_u}	[m³/s]	in die obere trockene Lockermaterialschicht infiltrierender Abfluss (Fig. 7.35)
q_{h_u}	[m³/s]	spezifischer in die obere trockene Lockermaterialschicht infiltrierender Abfluss
Q_{Inf}	[m³/s]	in der Erosionszone infiltrierender Abfluss (Fig. 7.35)
Q_{SB}	[m³/s]	strukturbildender Oberflächenabfluss (Fig. 6.2)
Q_{SD}	[m³/s]	Abfluss, ab dem die Sohle deformiert wird (Kap. 7.2.7)
Q_{SW}	[m³/s]	Oberflächenzufluss (Fig. 7.35)
q_{SW}	[m³/s·m]	spezifischer Oberflächenzufluss (Gl. 7.34)
q_{SW_c}	[m³/s·m]	spezifischer kritischer Oberflächenzufluss für die Murgangentstehung (Gl. 7.37)
$q_{WJ,DS}$	[m³/s·m]	spezifischer kritischer Abfluss für die Stabilität von Deckwerken (q_c) nach Whittaker und Jäggi, bezogen auf d_{65} der Deckschicht
$q_{WJ,US}$	[m³/s·m]	spezifischer kritischer Abfluss für die Stabilität von Deckwerken (q_c) nach Whittaker und Jäggi, bezogen auf d_{65} der Unterschicht
Θ	[°]	Neigungswinkel des Gerinnes (Fig. 7.35)
Θ_E	[°]	Neigungswinkel der Erosionszone (Fig. 7.35)
$\Theta_{E,m}$	[°]	mittlerer Neigungswinkel der Erosionszone
ρ_F	[kg/m³]	Dichte des Murgangfluides
ρ_S	[kg/m³]	Feststoffdichte
ρ_W	[kg/m³]	Dichte des Wassers
s	[-]	Dichteverhältnis zwischen Feststoff und Fluid
s	[N/m²]	Kohäsion
S_B	[-]	Sättigungsgrad
σ	[-]	Streuung der Korngrössen einer Geschibemischung
σ	[N/m]	Oberflächenspannung des Wassers
σ_F	[N/m]	Oberflächenspannung des Murgangfluides
T	[N/m²]	Schubspannungen infolge granularer Stösse
T	[N]	Reibungskraft
τ	[N/m²]	Schubspannung
τ_f	[N/m²]	Bruchspannung
V	[m³]	Volumen
v_A	[m/s]	Aufstaugeschwindigkeit

v_E	[m/s]	Erosionsgeschwindigkeit (Fig. 7.35)
$v_{E,m}$	[m/s]	mittlere Erosionsgeschwindigkeit
v_F	[m/s]	Geschwindigkeit der Murgangfront (Fig. 7.35)
$v_{F,e}$	[m/s]	Endwert der Geschwindigkeit der Murgangfront
$v_{F,m}$	[m/s]	mittlere Geschwindigkeit der Murgangfront
$v_{F,max}$	[m/s]	maximale Geschwindigkeit der Murgangfront
V_{GW}	[m^3]	Gesamtvolumen des Grundwasserabflusses
v_I	[m/s]	Infiltrationsgeschwindigkeit (Fig. 8.1)
V_R	[m^3]	Volumen der Rutschung (Fig. 6.2)
V_{SW}	[m^3]	Gesamtvolumen des Oberflächenabflusses
X	[-]	dimensionsloser unabhängiger Parameter
X	[m]	Längsachse des Versuchskanals
z	[m]	geodätische Höhe

Dimensionslose Grössen

Für die Bezeichnung aller dimensionslosen Grössen wird das für die entsprechende dimensionsbehaftete Grösse verwendete Symbol mit einem Sternchen versehen.

Beispiele:

h_u^*	[-]	dimensionslose Mächtigkeit der oberen trockenen Lockermaterialschicht
q_{DI}^*	[-]	dimensionsloser spezifischer Abfluss für die Murgangentstehung
v_F^*	[-]	dimensionslose Geschwindigkeit der Murgangfront

Referenzen

Arenson, L., und Springman, S. M. (1997): Geotechnik und Alpiner Permafrost in der Schweiz. *Mitteilung Nr. 158 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW):* 'Beiträge aus der Gebirgs-Geomorphologie, Jahresversammlung 1997 der Schweizerischen Geomorphologischen Gesellschaft (SGmG) der SANW', Herausgeber: Prof. Dr. Dr. h.c. D. Vischer, 168-177.

Bagnold, R. (1954): Experiments in a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. *Proc. Royal Soc. London*, Vol. 225, 49-63.

Bathurst, J. C. (1988): Velocity profile in high-gradient, boulder-bed channels. *International Conference on Fluvial Hydraulics*, Budapest, 29-34.

Bathurst, J. C., Graf, W. H., und Cao, H. H. (1987): Bed load discharge equations for steep montain rivers. *Sediment Transport in gravel-bed rivers*, 453-477.

Beverage, J. P., und Culbertson, J. K. (1964): Hyperconcentrations of suspended sediment. *Journal of the Hydraulic Division*, Vol. 90 (No. HY6), 117-128.

Blown, I., und Church, M. (1985): Catastrophic lake drainage within the Homathko River basin, British Columbia. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, 551-563.

Bölsterli, I. (1999): Fliessverhalten von Murgängen. Diplomarbeit an der Abt. für Bauingenieurwesen der ETH-Zürich (in Vorbereitung).

Caine, N. (1980): The rainfall intensity-duration controll of shallow landslides and debris flows. *Geografiska Annaler*, Vol. 62A, 22-27.

Cannon, S. H., und Ellen, S. D. (1985): Rainfall conditions for abundant debris avalanches, San Francisco Bay Region, California. *California Geology*, Vol. 38 (No. 12), 267-272.

Chen, C. (1987): Comprehensive review of debris flow modelling concepts in Japan. *Geological Society of America, Reviews in Enginnering Geology*, Volume VII, 13-29.

Clague, J. J., Evans, S. G., und Blown, I. G. (1985): A debris flow triggered by the breaching of a moraine-dammed lake. Klattasine Creek, British Columbia, *Canadian Journal of Earth Sciences*, 22, 1492-1502.

Cojean, R. (1994): Role of Water as a Triggering Factor for Landslides and Debris Flow. *International Workshop on Floods and Inundati-*

ons related to Large Earth Movements, Trent, Italy, A13.1-A13.19.

Costa, J. E., und Schuster, R. L. (1988): The formation and failure of natural dams. *Geologial Society of America Bulletin*, Vol. 100, 1054-1058.

Coussot, P., Laigle, D., Arattano, M., Deganutti, A., und Marchi, L. (1998): Direct determination of rheological characteristics of debris flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 124(No. 8), 865-868.

Davies, T. R. (1988): Debris flow surges - A laboratory investigation. Mitteilung 96 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW), Herausgeber: Prof. Dr. Dr. h.c. D. Vischer, Zürich.

Dracos, T. (1990): Hydraulik. Vorlesungsunterlagen ETHZ, 3. überarbeitete Auflage, vdf, Hochsch.-Verl. an der ETH, Zürich.

Ferro, V., und Baiamonte, G. (1994): Flow velocity profiles in gravel-bed rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 120 (No. 1), 60-80.

Flühler, H. (1991): Konzepte und Grundlagen der Bodenphysik. Vorlesungskript ETHZ.

FNP/WSL (1998): Riale Buffaga, Ronco sopra Ascona, Murgang vom 28.8.1997, Eregnisdokumentation. FNP/WSL, Sottostazione Sud delle Alpi.

Foda, M. A., Hill, D. F., DeNeale, P. L., und Huang, C.-M. (1997): Fluidisation response of sediment bed to rapidly falling water surface. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 261-265.

Frenette, R., und Tognacca, C. (1998): LSC-VAW debris-flow deposition experimentation. Arbeitsbericht der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) (in Vorbereitung), Zürich.

Griffiths, P. G., Webb, R. H., und Melis, T. S. (1997): Initiation of debris flows in tributaries of the Colorado River in Grand Canyon, Arizona. *First International Conference on Debris-Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, San Francisco, California, 12-20.

Haeberli, W. (1983): Frequency and characteristics of glacier floods in the Swiss Alps, *Annals of Glyciology*, 4, 85-90.

Haeberli, W., und Naef, F. (1988): Murgänge im Hochgebierge, Ereignisse 1987 im Puschlav und Obergoms. *"Die Alpen", Zeitschrift des Schw. Alpen-Clubs*, Jahrgang 64 (4. Quartal 1988), 331-343.

Hansen, M. J. (1984): Strategies for classification of landslides. Slope instability, D. Brunsden and D. B. Prior, eds., John Wiley & Sons, 1-25.

Hutter, K. (1995): Report on debris flow modeling. Federal Institute for Snow and Avalanche Research, Davos, Switzerland,

Hutter, K., und Rajagopal, K. R. (1994): On flows of granular materials. *Continuum Mech. Thermodyn.*, (1994).

Hutter, K., Svendsen, B., und Rickenmann, D. (1996): Debris flow modeling: a review. *Continuum Mech. Thermodyn.*, 8 (1996), 1-35.

Iverson, R. M. (1997): The physics of debris flows. *Reviews of Geophysics*, 35 (3), 245-296.

Iverson, R. M., Reid, M. E., und LaHusen, R. G. (1997): Debris-flow mobilisation from landslides. *Annual Review of Earth and Planetary Sciences*, 25, 85-138.

Jaeger, H. M., Nagel, S. R., und Behringer, R. P. (1996): The physics of granular materials. *Physics Today*, 32-38.

Johnson, A. M. (1970): Physical processes in geology. Freeman Cooper and Co.,

Johnson, A. M., und Rodine, J. R. (1984): Debris flow. Slope instability, D. Brunsden and D. B. Prior, eds., John Wiley & Sons, 257-361.

Julien, P., und Lan, Y. (1991): Rheology of hyperconcentrations. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 117 (No. 3), 346-353.

Keefer, D. K., Wilson, R. C., Mark, R. K., Brabb, E. E., Brown, W. M., Ellen, S. D., Harp, E. L., Wieczorek, G. F., Alger, C. S., und Zatkin, R. S. (1987): Real-time landslide warning during heavy rainfall. *Science*, Vol. 238, 921-925.

Kobashi, S., und Suzuki, M. (1987): The critical rainfall (danger index) for disasters caused by debris flows and slope failures. *Erosion and Sedimentation in the Pacific Rim*, Corvallis, Oregon, USA, 201-211.

Lang, H.-J., und Huder, J. (1994): Bodenmechanik und Grundbau. 5. Auflage, Springer-Verlag, Berlin.

LMS-EPFL (1998): Bodenmechanische Untersuchungen. Versuchsprotokolle, Lausanne.

Michiue, M. (1985): A method for predicting slope failures on cliff and mountain due to heavy rain. *Natural Disaster Science*, Vol. 7 (No. 1), 1-12.

Nakagawa, H., Tsujimoto, T., und Murakami, S. (1988): Effect of suction or injection through bottom of a stream on bed load transport process. *International Conference on Fluvial Hydraulics*, Budapest, 70-75.

O'Brien, J. S., und Julien, P. Y. (1985): Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows. *Specialty conference on*

delineation of landslide, flash flood and debris flow hazard in Utah, Utah State University, 260-279.

Oldenziel, D. M., und Brink, W. E. (1974): Influence of suction and blowing on entrainment of sand particles. *Journal of the Hydraulics Division*, Vol. 100 (no. HY7), 935-949.

Pang, B. (1997): The characteristics of rainfall and disasters of debris flow in Beijing area. *International Journal of Sediment Research*, Vol. 12 (No. 3), 47-53.

Pierson, T., und Costa, J. (1987): A rheological classification of subaerial sediment-water flows. *Geological Society of America, Reviews in Engiineering Geology*, Volume VII, 1987, 1-12.

Pierson, T. C. (1981): Dominant particle support mechanisms in debris flows at Mt Thomas, New Zealand, and implications for flow mobility. *Sedimentology*, 28, 49-60.

Press, H., und Schröder, R. (1966): Hydromechanik im Wasserbau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin / München.

Reid, M. E., LaHusen, R. G., und Iverson, R. M. (1997): Debris-flow initiation experiments using diverse hydrologic triggers. *First International Conference on Debris-Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, San Francisco, California, 1-11.

Rickenmann, D. (1990): Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes. Mitteilung 103 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW), Herausgeber: Prof. Dr. Dr. h.c. D. Vischer, Zürich.

Rösli, U., und Schindler, C. (1990): Debris flow 1987 in Switzerland: geological and hydrogeological aspects. *Hydrology in Mountainous Region*, IAHS Publ. no. 196, Lausanne, 379-386.

Sassa, K. (1984a): The mechanism starting liquefied landslides and debris flows. *IV Int. Symposium on Landslides*, Toronto, Canada, 349-354.

Sassa, K. (1984b): The mechanism to initiate debris flows as undrained shear of loose sediments. *Internationales Symposion Interpraevent 1984*, Villach, 73-87.

Schälchli, U. (1991): Morphologie und Strömungsverhältnisse in Gebirgsbächen: ein Verfahren zur Festlegung von Restwasserabflüssen. , Mitteilung Nr. 113 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW), Herausgeber: Prof. Dr. Dr. h.c. D. Vischer, Zürich.

Scheuerlein, H. (1968): Der Rauhgerinneabfluss. Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule München, München.

Schoklitsch, A. (1962): Handbuch des Wasserbaus. 3. Auflage, Springer Verlag, Wien.

Scotton, P., und Deganutti, A. (1997): Phreatic line and dynamic impact in laboratory debris flow experiments. *Debris-flow hazard mitigation: mechanics, prediction, and assessment*, San Francisco, California, 777-786.

Sticher, H. (1991): Allgemeine Bodenkunde. Vorlesungskript ETHZ.

Takahashi, T. (1978): Mechanical characteristics of debris flows. *Journal of the Hydraulics Division*, 1153-1169.

Takahashi, T. (1980a): Debris flow on prismatic open channel. *ASCE Journal of the Hydraulic Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 106(Nr. HY3, 1980), 381-396.

Takahashi, T. (1980b): Evaluation of the factors relevant to the initiation of debris flow. *International Symposium on Landslides*, New Delhi, 136-140.

Takahashi, T. (1981): Estimation of potential debris flow and their hazardous zones: soft countermeasures for a disaster. *Journal of Natural Disaster Science*, 3 (1), 57-89.

Takahashi, T. (1987): High velocity flow in steep erodible channels. *IAHR-Congress*, Lausanne, 42-53.

Takahashi, T. (1991): Debris flow. IAHR-Monograph, Balkema, Rotterdam.

Terzaghi, K. (1950): Mechanisms of landslides. *Geological Society of America*, Berkey Volume, 83-123.

Tognacca, C., und Bezzola, G. R. (1997): Debris-flow initiation by channel-bed failure. *First International Conference on Debris-Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assesment*, San Francisco, California, 44-53.

VAW (1992): Murgänge 1987; Dokumentation und Analyse, *Bericht Nr. 97.6*, VAW, ETH-Zürich, Zürich.

Vischer, D. (1997): Beobachtungen am Lauigraben, Simplon-Dorf, 24. September 1994, mündliche Mitteilung.

Vuichard, D., und Zimmermann, M. (1987): The 1985 catastrophic drainage of a moraine-dammed lake, Khumbu Himal, Nepal: Cause and consequences. *Mountain Research and Development*, 7 (2), 91-110.

Waitt, R. B. (1995): Hybrid wet flows formed by hot pyroclasts interacting with snow during the 1992 eruptions of Crater Peak, Mount Spurr Volcano, Alaska. *Bulletin 2139*, U.S. Geological Survey,

Wedemann, K. E. (1977): Einfluss von Sickerströmung auf den Geschiebetransport. *Heft 166*, Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik, Theodor-Rehbock-Flussbaulaboratorium, Universität Fridericiana Karlsruhe, Karlsruhe.

Wenshou, W., und Cunhai, G. (1992): Studies of ice-snow melt debris flows in the western Tian Shan Mountains, China. *Erosion, Debris*

Flows and Environment in Mountain Regions, Chengdu Symposium, Chengdu, 329-336.

Whittaker, J. G., und Jäggi, M. (1986): Blockschwellen. , Mitteilung Nr. 91 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW), Herausgeber: Prof. Dr. Dr.h.c. D. Vischer, Zürich.

Wieczorek, G. F. (1987): Effect of rainfall intensity and duration on debris flows in central Santa Cruz Montains, California. Debris Flows/Avalanches: Process, Recognition, and Mitigation, J. E. a. W. Costa, G. F. (editors), ed., Geological Society of America, 23-104.

Wieczorek, G. F., Mandrone, G., und DeCola, L. (1997): The influence of hillslope shape on debris-flow initiation. *First International Conference on Debris-Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assesment*, San Francisco, California, 21-31.

Wilson, R. C., und Wieczorek, G. F. (1995): Rainfall thresholds for the initiation of debris flow at La Honda, California. *Environmental & Engineering Geoscience*, Vol. 1 (No. 1), 11-27.

Yesenov, U. Y., und Degovets, A. S. (1979): Catastrophic mudflow on the Bol'shaya Almatinka River in 1977. *Soviet Hydrology: Selected Papers*, Vol. 18 (No. 2), 158-160.

Zimmermann, M., Mani, P., Gamma, P., Gsteiger, P., Heiniger, O., Hunziker, G. (1997): Murganggefahr und Klimaänderung – ein GIS-basierter Ansatz. *Schlussbericht NFP 31*, vdf, Hochsch.-Verl. an der ETH, Zürich, 161 p.

Anhang

A Überblick der Versuche

A.1 Progressive Erosion

Serie 1 (Material 1)

$\Theta = 23°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm				9	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm					
Bes.					

$\Theta = 26°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm		1 / 2 / 3		7	5[1)]
7 .. < 12 cm	6	4		8	
12 .. 20 cm				10 / 11	
Bes.					

[1)] : Q_{sw} = 1.5 l/s

Serie 2 (Material 2)

$\Theta = 26°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm					
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm				12 / 13	
Bes.				14g / 15g / 16g / 17g / 18g	

g : Ganglinienversuch

Schlüssel zu den Tabellen im Anhang A

Für jeden Versuch sind in diesen Tabellen folgende Informationen enthalten:

- Serie bzw. Materialart
- Versuchsnummer
- Gerinneneigung Θ
- Oberflächenzufluss Q_{SW}
- Mächtigkeit der oberen. trockenen Lockermaterialschicht h_u
- Allfällige Besonderheiten (Bes.)

Bsp.: Der Versuch 2 (Serie 1) wurde bei $\Theta = 26°$, $Q_{SW} = 2.5$ l/s und $h_u = 3..7$ cm durchgeführt.

Serie 3 (Material 3)

$\Theta = 14°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm	118		116	117	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm					
Bes.					

$\Theta = 17°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm	121		119	120	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm	124		122	123	
Bes.					

$\Theta = 20°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm	32		31	30	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm	125		126	33	
Bes.					

$\Theta = 26°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm		24	25	22 / 26	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm		29	28	21 / 27	
Bes.				20g / 23g	

$\Theta = 30°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm			181		
7 .. < 12 cm				183	
12 .. 20 cm			182	180	
Bes.					

$\Theta = 35°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm					
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm			177 / 179	176 / 178	
Bes.					

g : Ganglinienversuch

Serie 5 (Material 5)

$\Theta = 14°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm	96*		153 / 154*	95*	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm					
Bes.					

$\Theta = 17°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm	89* / 150		88* / 151	87*	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm	91*		90* / 152	149*	
Bes.					

$\Theta = 20°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm	83				
3 .. < 7 cm	72 / 147*		73* / 74* / 75* / 82	76* / 81	
7 .. < 12 cm			78	84*	
12 .. 20 cm	80 / 86*		85* / 148	77t / 79	
Bes.					

$\Theta = 26°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm			71 / 155*	65	
7 .. < 12 cm	66 / 70				
12 .. 20 cm			67 / 156*	68	
Bes.				93g* / 94g*	

$\Theta = 30°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm					
7 .. < 12 cm			170*	169*	171*[1]
12 .. 20 cm					
Bes.					

$\Theta = 35°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm					
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm	167*			172*	
Bes.				174*g	

$\Theta = 40°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm					
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm				168*	
Bes.				173*g.175*g	

* : Material manuell verdichtet; g : Ganglinienversuch; [1] : Q_{sw} = 5.0 l/s t : Trocken eingebaut

Serie 6 (Material 6)

$\Theta = 14°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm	115*		113*	114*	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm					
Bes.					

$\Theta = 17°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm			107*	109*	
7 .. < 12 cm	108*				
12 .. 20 cm	112*		110*	111*	
Bes.					

$\Theta = 20°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm	99*		97*	98*	
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm	102*		100*	101*	
Bes.					

$\Theta = 26°$

h_u / Q_{sw}	2.0 l/s	2.5 l/s	3.0 l/s	4.0 l/s	Bes.
0 .. < 3 cm					
3 .. < 7 cm	106*		105*		
7 .. < 12 cm					
12 .. 20 cm	104*		103*		
Bes.					

* : Material manuell verdichtet

A.2 Progressive Erosion, „Ablagerungsversuche“[1]

Serie 3 (Material 3)

$\Theta = 23°$

Ganglinie / Q_{sw}	3.0 l/s	4.0 l/s	6.0 l/s
∞ - lang	127	128	
lang		130 134	131 137
mittel		135 136 138 139 140 141 142	
kurz		129**	132 133

** : Wasser manuell plötzlich abgestellt

Serie 5 (Material 5)

$\Theta = 23°$

Ganglinie / Q_{sw}	3.0 l/s	4.0 l/s	6.0 l/s
∞ - lang	92		
lang			
mittel			
kurz		144 145 146	

A.3 Sohlenstabilität

Insgesamt wurden 3 Versuche ($\Theta = 16$ - 18 - 20°) mit Material 2 durchgeführt (vgl. Kap. 7.2.6).

[1] vgl. dazu Kap. 7.1.4

A.4 Blockade

Serie 7 (Material 7)

Insgesamt wurden 7 Versuche durchgeführt (vgl. Kap. 8).

Vers. Nr.	Θ [°]	Q_{SB} [l/s]	Q_{SW} [l/s]	V_R [l]	MG ja / nein	DS st. / unst.
161-a	20	1.0	1.0	8	nein	stabil
161-b	20	1.2	1.2	32	ja	stabil
163-a	17	2.4	1.6	32	ja	stabil
163-b	17	2.4	2.4	32	ja	stabil
163-c	17	2.4	2.4	56	ja	unstabil
166-a	14	2.4	1.6	48	ja	stabil
166-b	14	2.4	2.0	56	ja	unstabil

Tab.: Resultate der Versuche über Murgangentstehung infolge Blockade. MG: Murgang. DS: Deckschicht; diese Kolonne gibt an. ob nach Entstehung und Vorbeifliessen der Murgangwelle die DS stabil geblieben ist oder ob sie destabilisiert wurde.

B Tabelle mit Versuchsresultaten

Vers. Nr.	Serie Nr.	Θ [°]	Q_{SW} [l/s]	Q_{GW} [l/s]	H [cm]	$h_{u,m}$ [cm]	$v_{F,m}$ [cm/s]	$v_{F,max}$ [cm/s]	$v_{F,e}$ [cm/s]	$h_{F,m}$ [cm]	$h_{F,e}$ [cm]	$h_{A,m}$ [cm]	$v_{E,m}$ [cm/s]	$\Theta_{E,m}$ [°]
001	01	26.0	2.51	1.08	20.0	6.0	35.92	44.44	–	16.37	–	–	18.56	17.06
002	01	26.0	2.52	1.23	20.0	5.0	33.59	38.71	–	16.93	–	–	23.11	17.51
003	01	26.0	2.53	1.19	20.0	6.0	33.88	48.20	–	17.07	–	–	18.86	16.72
004	01	26.0	2.51	0.92	20.0	10.0	27.01	30.77	–	17.30	–	–	17.16	17.41
005	01	26.0	1.60	1.30	20.0	6.0	23.24	30.00	–	10.96	–	–	13.39	17.39
006	01	26.0	2.03	0.97	20.0	9.0	22.65	26.67	–	13.20	–	–	13.55	16.46
007	01	26.0	3.94	1.30	20.0	5.0	56.70	66.67	–	20.64	–	–	34.02	18.77
008	01	26.0	3.95	1.26	20.0	8.0	42.30	64.52	–	20.61	–	–	29.94	18.68
009	01	26.0	3.98	1.21	20.0	5.0	47.87	60.00	–	17.37	–	–	28.45	21.02
010	01	26.0	3.96	0.56	20.0	13.0	32.11	33.33	–	–	–	–	20.93	19.10
011	01	26.0	3.97	0.56	20.0	13.0	28.86	31.32	–	–	–	–	19.50	18.85
012	02	26.0	3.96	0.64	20.0	12.0	31.14	35.75	–	13.60	–	–	15.88	18.36
013	02	26.0	4.00	0.64	20.0	12.0	31.75	42.90	–	13.86	–	–	16.82	18.51
015g	02	26.0	3.92	0.60	20.0	12.0	27.38	31.58	–	20.14	–	–	15.77	18.27
016g	02	26.0	3.85	0.57	20.0	12.0	20.24	27.39	–	14.59	–	–	–	–
017g	02	26.0	3.84	0.62	20.0	12.0	19.13	27.05	–	14.96	–	–	–	–
018g	02	26.0	3.95	0.59	20.0	12.0	30.28	46.15	–	21.07	–	–	–	–
020g	03	26.0	3.85	0.61	20.0	12.0	20.45	29.39	–	19.06	–	–	–	–
021	03	26.0	4.00	0.38	20.0	13.0	29.61	33.52	30.75	16.94	24.10	7.43	21.84	19.21
022	03	26.0	4.00	0.86	20.0	6.0	47.87	60.00	52.73	15.59	25.46	6.57	34.31	19.60
023g	03	26.0	3.82	0.91	20.0	4.5	51.25	66.67	61.90	16.01	25.36	4.14	32.11	19.56
024	03	26.0	2.42	1.06	20.0	4.5	47.87	63.16	59.36	15.77	25.06	3.43	29.39	19.40
025	03	26.0	3.00	1.17	20.0	3.5	63.45	80.00	71.58	16.81	24.13	1.86	40.58	20.12
026	03	26.0	3.89	1.01	20.0	4.0	63.96	75.00	74.54	16.83	27.31	3.43	39.98	20.13
027	03	26.0	3.85	0.33	20.0	15.0	28.55	30.77	29.67	16.73	22.74	8.14	20.29	18.71
028	03	26.0	3.06	0.34	20.0	15.0	23.38	31.58	26.43	15.36	21.22	7.00	16.80	19.00
029	03	26.0	2.46	0.34	20.0	15.0	18.64	37.30	17.11	14.87	18.00	3.86	13.95	17.69
030	03	20.0	3.88	0.94	20.0	4.0	55.52	73.43	58.33	11.99	19.66	0.00	28.05	17.05
031	03	20.0	2.98	0.95	20.0	4.0	47.59	61.29	46.73	11.57	17.93	0.00	24.52	17.20
032	03	20.0	2.05	0.90	20.0	4.0	33.73	36.36	34.40	10.37	13.88	0.00	15.00	16.71
033	03	20.0	3.86	0.28	20.0	15.0	23.87	25.64	23.74	11.67	18.00	5.29	15.55	16.65
034	04	20.0	2.05	0.19	20.0	6.0	29.83	57.20	–	8.90	–	2.71	15.62	17.52
035	04	20.0	2.05	0.30	20.0	6.0	38.44	58.82	48.16	8.19	11.00	2.14	16.90	17.43
036	04	20.0	3.86	0.36	20.0	2.0	70.13	111.11	101.71	8.14	14.52	0.00	29.83	18.30
037	04	20.0	3.88	0.15	20.0	15.0	31.48	37.50	34.88	7.56	14.62	5.00	18.72	17.03
038	04	20.0	2.97	0.16	20.0	15.0	25.87	31.78	26.39	9.17	15.31	5.43	15.62	16.99
039	04	20.0	1.50	0.16	20.0	15.0	13.33	14.54	–	10.49	–	4.67	8.65	17.89
040	04	14.0	3.92	0.31	20.0	5.0	62.46	85.71	82.86	3.81	3.50	0.00	10.46	12.87
041	04	14.0	2.02	0.33	20.0	5.0	44.92	78.00	42.68	3.56	6.00	0.00	7.80	12.70
042	04	17.0	3.90	0.31	19.0	5.0	53.66	60.25	53.57	6.70	9.96	0.00	17.61	15.48
043	04	17.0	2.97	0.40	20.0	4.5	67.75	80.00	77.04	5.34	7.80	–	14.78	15.73
045	04	17.0	2.05	0.37	19.0	4.0	47.87	66.94	50.53	4.99	8.60	0.00	9.86	15.47
046	04	17.0	3.85	0.22	20.0	13.0	35.22	40.00	36.95	6.31	8.00	2.50	16.83	15.22
047	04	17.0	3.00	0.20	20.0	12.0	29.18	33.33	31.59	5.84	6.80	3.17	12.21	14.88
048	04	17.0	2.05	0.20	20.0	12.0	20.34	21.14	20.63	7.61	9.00	2.00	9.46	14.74
049	04	23.0	3.86	0.45	19.0	4.0	84.16	100.42	91.67	11.76	21.00	0.00	39.78	19.78

Vers. Nr.	Serie Nr.	Θ [°]	Q_{SW} [l/s]	Q_{GW} [l/s]	H [cm]	$h_{u,m}$ [cm]	$v_{F,m}$ [cm/s]	$v_{F,max}$ [cm/s]	$v_{F,e}$ [cm/s]	$h_{F,m}$ [cm]	$h_{F,e}$ [cm]	$h_{A,m}$ [cm]	$v_{E,m}$ [cm/s]	$\Theta_{E,m}$ [°]
050	04	23.0	2.98	0.45	19.0	3.5	81.58	125.00	122.50	11.39	15.50	0.00	38.44	20.25
051	04	23.0	2.04	0.40	19.0	5.0	57.52	71.50	71.01	12.83	21.00	0.86	28.76	19.40
052	04	23.0	3.87	0.22	20.0	12.5	41.64	44.63	43.06	11.31	19.00	4.43	27.38	19.17
053	04	23.0	3.00	0.19	19.5	12.0	32.37	38.71	34.98	10.36	13.79	7.29	22.15	18.90
054	04	23.0	2.04	0.19	20.0	13.0	20.55	24.49	20.44	11.97	18.00	7.29	15.43	18.38
055	04	20.0	3.90	0.40	20.0	4.5	86.90	122.57	91.67	7.56	14.10	0.00	32.24	18.11
056	04	20.0	2.98	0.37	19.5	5.5	53.66	85.00	56.58	6.79	8.51	1.86	23.58	17.68
060	04	26.0	3.87	0.20	20.0	12.5	47.59	55.56	55.05	12.40	20.80	4.80	31.60	20.60
061	04	26.0	2.97	0.21	19.5	12.5	36.01	46.51	39.47	10.90	20.00	6.40	24.30	19.95
062	04	26.0	2.06	0.21	19.5	12.5	24.60	29.09	–	–	–	–	18.68	19.46
064	04	26.0	3.93	0.28	20.0	9.5	55.91	66.00	–	–	–	–	36.18	21.19
065	05	26.0	3.91	0.08	18.5	5.0	114.21	181.82	157.58	–	13.73	–	57.11	22.82
066	05	26.0	2.03	0.07	19.0	11.0	37.19	61.68	40.62	10.97	14.40	6.14	26.04	20.30
067	05	26.0	2.98	0.04	20.0	14.5	41.00	85.80	40.00	8.73	14.00	5.43	25.14	19.77
068	05	26.0	3.93	0.04	19.5	15.0	50.60	59.31	50.79	11.60	16.00	4.43	30.99	20.54
070	05	26.0	2.03	0.05	19.5	11.0	30.63	39.67	27.21	12.16	20.00	7.29	21.15	20.47
071	05	26.0	2.98	0.12	19.0	6.0	108.04	171.43	148.21	11.56	16.17	0.57	54.76	22.34
072	05	20.0	2.02	0.10	19.0	5.5	55.14	77.10	48.87	8.14	13.00	1.14	21.49	17.69
073*	05	20.0	2.96	0.12	20.0	5.0	72.03	85.80	69.76	7.19	11.28	0.71	27.19	17.99
074*	05	20.0	3.00	0.12	20.0	4.5	79.16	153.85	108.50	7.77	11.22	0.71	28.55	18.48
075*	05	20.0	3.00	0.09	20.0	6.0	66.07	92.31	81.87	7.47	9.10	1.00	25.22	17.92
076*	05	20.0	3.91	0.09	20.0	7.0	71.38	109.09	102.16	8.56	14.18	0.00	28.86	18.13
077	05	20.0	3.90	0.02	20.0	16.0	35.53	48.00	45.28	6.49	9.00	4.71	18.38	16.97
078	05	20.0	2.97	0.04	20.0	11.0	41.64	51.74	40.03	7.34	9.02	2.43	21.67	17.27
079	05	20.0	3.86	0.00	20.0	20.0	28.15	36.71	28.52	6.63	8.85	5.43	20.29	16.96
080	05	20.0	2.00	0.06	20.0	14.5	21.78	29.59	21.94	9.03	13.71	5.00	14.81	16.29
081	05	20.0	3.84	0.12	19.0	5.0	79.95	150.00	133.82	7.10	9.60	0.29	31.35	18.05
082	05	20.0	2.93	0.12	18.5	3.0	82.42	133.33	112.12	6.49	9.90	0.29	33.17	18.02
083	05	20.0	2.00	0.11	17.5	2.5	72.68	96.37	75.12	6.84	10.96	0.29	26.13	18.10
084*	05	20.0	3.83	0.05	20.0	10.0	53.66	66.67	60.36	5.93	9.00	2.86	27.47	17.38
085*	05	20.0	2.96	0.03	20.0	14.5	29.18	51.74	32.45	7.94	16.00	3.57	18.38	16.65
086*	05	20.0	1.99	0.03	20.0	13.5	21.32	41.03	25.45	7.49	9.91	6.29	13.95	16.81
087*	05	17.0	3.85	0.09	20.0	5.5	68.92	80.33	73.33	5.46	9.00	0.00	17.42	15.32
088*	05	17.0	2.94	0.08	20.0	4.0	54.02	77.10	50.31	4.51	7.00	0.43	12.81	15.02
089*	05	17.0	2.01	0.09	20.0	6.0	33.73	42.90	30.95	5.10	6.50	1.29	10.80	14.80
090*	05	17.0	2.97	0.03	20.0	12.5	32.63	39.22	35.40	4.56	7.00	3.00	11.76	14.39
091*	05	17.0	2.01	0.03	20.0	14.0	19.36	22.88	18.55	5.46	8.00	2.86	7.46	14.49
092[1)]	05	23.0	2.96	0.09	20 / 3	7.0	17.77	63.42	–	18.64	–	–	–	–
093*g	05	26.0	3.80	0.07	20.0	12.5	41.64	50.47	39.23	10.47	17.72	4.00	31.85	21.81
094*g	05	26.0	4.00	0.06	20.0	13.5	6.86	35.00	–	–	–	–	–	–
095*	05	14.0	3.84	0.08	20.0	5.0	65.00	73.43	62.83	4.31	6.50	0.00	9.23	12.36
096*	05	14.0	2.01	0.08	20.0	3.0	51.25	57.20	54.21	3.50	5.50	0.00	6.15	12.60
097*	06	20.0	2.98	0.07	20.0	5.5	49.97	59.31	51.09	9.07	12.38	0.00	16.97	17.83
098*	06	20.0	3.86	0.09	20.0	5.5	62.95	75.00	67.80	8.10	12.00	0.29	36.51	18.12
099*	06	20.0	2.02	0.07	20.0	6.5	35.38	42.90	38.96	7.23	8.97	1.57	13.69	16.93
100*	06	20.0	2.99	0.02	20.0	16.0	27.10	36.52	23.87	7.23	7.71	4.43	14.67	15.90
101*	06	20.0	3.86	0.02	20.0	14.0	39.98	47.60	42.63	8.01	9.50	2.71	26.65	16.75
102*	06	20.0	2.00	0.02	20.0	15.0	18.59	27.67	19.17	7.77	10.51	4.86	10.45	16.37
103*	06	26.0	2.97	0.03	20.0	14.5	33.04	54.77	27.13	6.60	12.00	7.00	26.65	22.52

Vers. Nr.	Serie Nr.	Θ [°]	Q_{SW} [l/s]	Q_{GW} [l/s]	H [cm]	$h_{u,m}$ [cm]	$v_{F,m}$ [cm/s]	$v_{F,max}$ [cm/s]	$v_{F,e}$ [cm/s]	$h_{F,m}$ [cm]	$h_{F,e}$ [cm]	$h_{A,m}$ [cm]	$v_{E,m}$ [cm/s]	$\Theta_{E,m}$ [°]
104*	06	26.0	2.00	0.03	20.0	14.5	23.24	30.13	25.10	10.10	12.00	10.86	17.42	20.41
105*	06	26.0	2.98	0.09	20.0	4.0	65.53	109.09	86.80	10.01	15.50	4.29	34.17	22.43
106*	06	26.0	2.01	0.08	20.0	5.5	39.78	66.11	38.97	9.61	16.00	7.71	23.65	21.55
107*	06	17.0	2.97	0.06	20.0	6.5	48.16	60.25	46.22	6.71	8.74	0.43	16.38	15.12
108*	06	17.0	2.01	0.07	20.0	7.0	29.61	37.74	35.08	6.44	7.50	0.29	9.32	15.14
109*	06	17.0	3.85	0.07	20.0	6.0	59.66	67.04	61.90	6.96	10.50	0.00	27.19	14.70
110*	06	17.0	2.95	0.02	20.0	14.0	28.97	35.05	25.99	6.19	8.00	2.43	11.60	13.61
111*	06	17.0	3.88	0.02	20.0	14.5	35.22	44.06	34.21	5.64	6.90	2.57	13.04	14.85
112*	06	17.0	2.01	0.02	20.0	15.0	20.09	24.09	19.43	5.56	7.50	3.00	7.40	14.61
113*	06	14.0	2.99	0.07	20.0	6.0	43.22	56.67	42.22	5.56	8.00	0.00	8.55	12.57
114*	06	14.0	3.88	0.07	20.0	4.0	59.66	63.16	60.15	4.87	7.00	0.00	10.06	12.49
115*	06	14.0	2.01	0.06	20.0	6.0	30.75	40.58	29.55	4.09	5.00	0.00	4.79	11.82
116	03	14.0	3.00	0.68	20.0	4.5	41.86	44.44	42.22	4.63	6.00	0.00	7.48	12.10
117	03	14.0	3.91	0.67	20.0	5.0	46.48	54.55	54.30	5.07	6.50	0.00	9.07	12.37
118	03	14.0	2.06	0.71	20.0	5.0	29.61	33.52	31.30	3.81	4.00	0.00	4.25	11.61
119	03	17.0	2.98	0.74	20.0	5.5	39.98	44.44	43.65	7.36	9.21	0.00	13.48	15.16
120	03	17.0	3.90	0.76	20.0	5.5	47.31	53.63	49.39	8.14	10.11	0.00	16.45	15.07
121	03	17.0	2.06	0.73	20.0	5.0	28.86	30.30	30.15	6.77	8.23	0.00	8.91	14.91
122	03	17.0	3.02	0.23	20.0	15.0	20.14	21.14	19.96	6.69	8.66	3.57	9.21	14.82
123	03	17.0	3.94	0.24	20.0	15.0	25.06	26.67	25.68	7.63	10.26	4.00	12.55	14.85
124	03	17.0	2.05	0.23	20.0	15.0	14.18	15.26	13.52	6.61	6.91	1.43	5.35	–
125	03	20.0	2.05	0.25	20.0	15.0	14.23	15.87	14.15	10.44	11.70	0.00	8.34	16.41
126	03	20.0	3.03	0.26	20.0	15.0	20.40	22.45	19.54	11.46	18.00	4.00	13.39	16.46
127[1)]	03	23.0	3.01	0.88	20 / 3	4.0	43.22	52.17	48.81	13.73	18.74	0.86	35.69	–
128[1)]	03	23.0	3.91	0.91	20 / 3	3.5	60.11	80.00	72.26	14.56	22.75	1.29	47.59	–
129[1)]	03	23.0	3.91	0.86	20 / 3	3.5	61.98	80.00	73.33	13.13	16.27	1.71	47.01	–
130[1)]	03	23.0	3.87	0.83	20 / 3	4.0	59.22	70.59	66.54	14.61	22.57	1.00	44.74	–
131[1)]	03	23.0	5.93	0.81	20 / 3	3.5	84.16	107.25	97.62	13.51	21.41	1.00	75.89	–
132[1)]	03	23.0	5.90	0.80	20 / 3	4.0	85.97	102.80	95.45	13.33	22.12	1.00	76.86	–
133[1)]	03	23.0	5.97	0.89	20 / 3	4.0	85.97	96.37	93.77	12.79	18.98	0.71	71.37	–
134[1)]	03	23.0	3.86	0.83	20 / 3	3.5	64.48	71.50	69.05	13.71	21.97	1.57	50.81	–
135[1)]	03	23.0	3.84	0.77	20 / 3	4.0	59.66	80.00	74.48	13.47	19.06	2.14	46.84	–
136[1)]	03	23.0	3.86	0.81	20 / 3	4.0	61.03	75.00	74.54	13.46	17.54	1.86	51.68	–
137[1)]	03	23.0	5.77	0.83	20 / 3	4.0	81.58	96.37	89.63	12.74	17.98	1.57	73.11	–
138[1)]	03	23.0	3.87	0.78	20 / 3	4.0	64.48	80.00	77.04	13.40	20.80	1.71	53.53	–
139[1)]	03	23.0	3.86	0.87	20 / 3	4.0	65.00	76.92	75.96	13.36	19.65	1.71	53.53	–
140[1)]	03	23.0	3.87	0.87	20 / 3	4.0	68.33	80.00	80.00	13.64	19.80	1.57	58.77	–
141[1)]	03	23.0	3.87	0.83	20 / 3	4.0	66.07	85.71	82.86	13.84	20.51	1.43	57.10	–
142[1)]	03	23.0	3.82	0.93	20 / 3	4.0	70.75	80.00	80.00	14.30	22.52	0.71	55.00	–
143[1)]	05	23.0	3.89	0.09	20 / 3	4.0	77.62	100.00	95.45	9.59	14.00	0.00	77.62	–
144[1)]	05	23.0	3.84	0.10	20 / 3	3.5	78.38	107.25	90.91	12.97	15.00	0.00	63.02	–
145[1)]	05	23.0	3.86	0.14	20 / 3	3.5	79.16	125.00	107.95	12.96	13.44	0.00	58.29	–
146[1)]	05	23.0	3.80	0.08	20 / 3	4.0	76.14	100.00	95.45	11.86	14.95	0.00	59.28	–
147*	05	20.0	2.02	0.09	20.0	6.0	40.38	50.59	43.81	7.08	10.00	2.89	18.01	17.72
148	05	20.0	2.98	0.08	20.0	14.5	32.90	50.59	29.44	8.34	11.00	4.67	–	17.08
149*	05	17.0	3.87	0.04	20.0	13.5	38.62	42.90	33.22	6.41	9.00	2.33	12.79	15.25
150	05	17.0	2.03	0.11	19.0	6.0	35.38	41.03	36.47	7.00	10.00	0.00	9.07	15.19
151	05	17.0	2.98	0.16	19.0	6.0	68.33	118.62	66.96	5.32	7.00	0.00	15.74	15.67
152	05	17.0	3.01	0.03	20.0	16.0	25.96	46.37	26.54	6.48	9.00	3.67	13.60	14.63
153	05	14.0	2.99	0.16	20.0	5.0	58.36	111.30	72.92	4.24	4.50	0.00	7.78	12.71

Vers. Nr.	Serie Nr.	Θ [°]	Q_{SW} [l/s]	Q_{GW} [l/s]	H [cm]	$h_{u,m}$ [cm]	$v_{F,m}$ [cm/s]	$v_{F,max}$ [cm/s]	$v_{F,e}$ [cm/s]	$h_{F,m}$ [cm]	$h_{F,e}$ [cm]	$h_{A,m}$ [cm]	$v_{E,m}$ [cm/s]	$\Theta_{E,m}$ [°]
154*	05	14.0	3.00	0.09	20.0	6.0	45.69	55.56	51.59	4.61	6.00	0.00	6.70	12.73
155*	05	26.0	2.98	0.13	20.0	5.0	50.28	74.20	59.03	11.04	14.00	5.89	39.78	22.35
156*	05	26.0	2.97	0.05	20.0	14.0	31.11	70.59	36.36	10.92	15.00	8.33	25.79	21.93
167*d	05	35.0	2.04	0.00	20.0	20.0	30.54	42.90	33.69	9.28	10.00	–	22.00	–
168*d	05	40.0	3.89	0.00	20.0	20.0	88.80	140.18	109.09	6.78	8.00	0.00	0.00	–
169*d	05	30.0	3.87	0.05	20.0	13.0	56.41	80.33	46.09	5.50	9.00	1.00	31.55	–
170*d	05	30.0	2.98	0.07	20.0	11.0	41.70	50.21	37.85	10.66	10.50	–	38.36	–
171*d	05	30.0	4.95	0.07	20.0	11.0	69.49	100.42	60.28	9.36	8.00	–	34.75	–
172*	05	35.0	3.87	0.03	20.0	16.0	62.27	88.89	88.89	9.03	12.00	1.75	38.98	–
173*gd	05	40.0	3.95	0.00	20.0	20.0	87.18	128.50	125.54	7.26	9.63	0.00	–	–
174*g	05	35.0	3.94	0.03	20.0	16.0	52.12	75.31	58.25	7.62	10.00	0.00	–	–
175*g	05	40.0	3.85	0.00	20.0	20.0	82.67	91.50	64.25	6.22	7.00	–	–	–
176	03	35.0	3.89	0.00	20.0	20.0	57.77	70.88	55.19	16.64	20.00	3.00	30.94	23.74
178	03	35.0	3.92	0.00	20.0	20.0	59.20	81.16	59.23	16.52	20.00	2.80	31.14	22.82
179	03	35.0	3.02	0.00	20.0	20.0	53.88	80.33	45.86	16.04	19.00	2.80	26.20	22.41
180	03	30.0	3.90	0.29	20.0	15.0	38.36	47.60	32.55	16.26	24.00	4.00	28.54	20.17
181	03	30.0	3.00	0.99	20.0	5.0	71.57	80.33	69.71	17.06	23.78	1.20	40.64	21.36
182	03	30.0	2.99	0.30	20.0	15.0	32.18	37.30	33.20	16.34	22.00	4.80	23.62	20.05
183	03	30.0	3.92	0.76	20.0	9.0	53.88	67.04	–	20.24	–	–	35.78	21.26

Bemerkungen:

[1] Ablagerungsversuche: ein zweiter Boden ist vorhanden in den unteren 2/3 der Versuchsrinne. Darum ist H = 20.0 / 3.0 cm (vgl. Kap. 7.1.4).

– Nicht gemessene Grösse.

g: Ganglinienversuch.

d: Murgang ist auf der ganzen Kanallänge dreidimensional.

*: Material manuell verdichtet.

C Graphische Darstellungen der Resultate

C 1 Einfluss von Q_{SW} auf $v_{F,m}$, $v_{E,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$ 218

C 2 Einfluss von $h_{u,m}$ auf $v_{F,m}$, $v_{E,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$ 228

C 3 Einfluss von k_D auf $v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$ 238

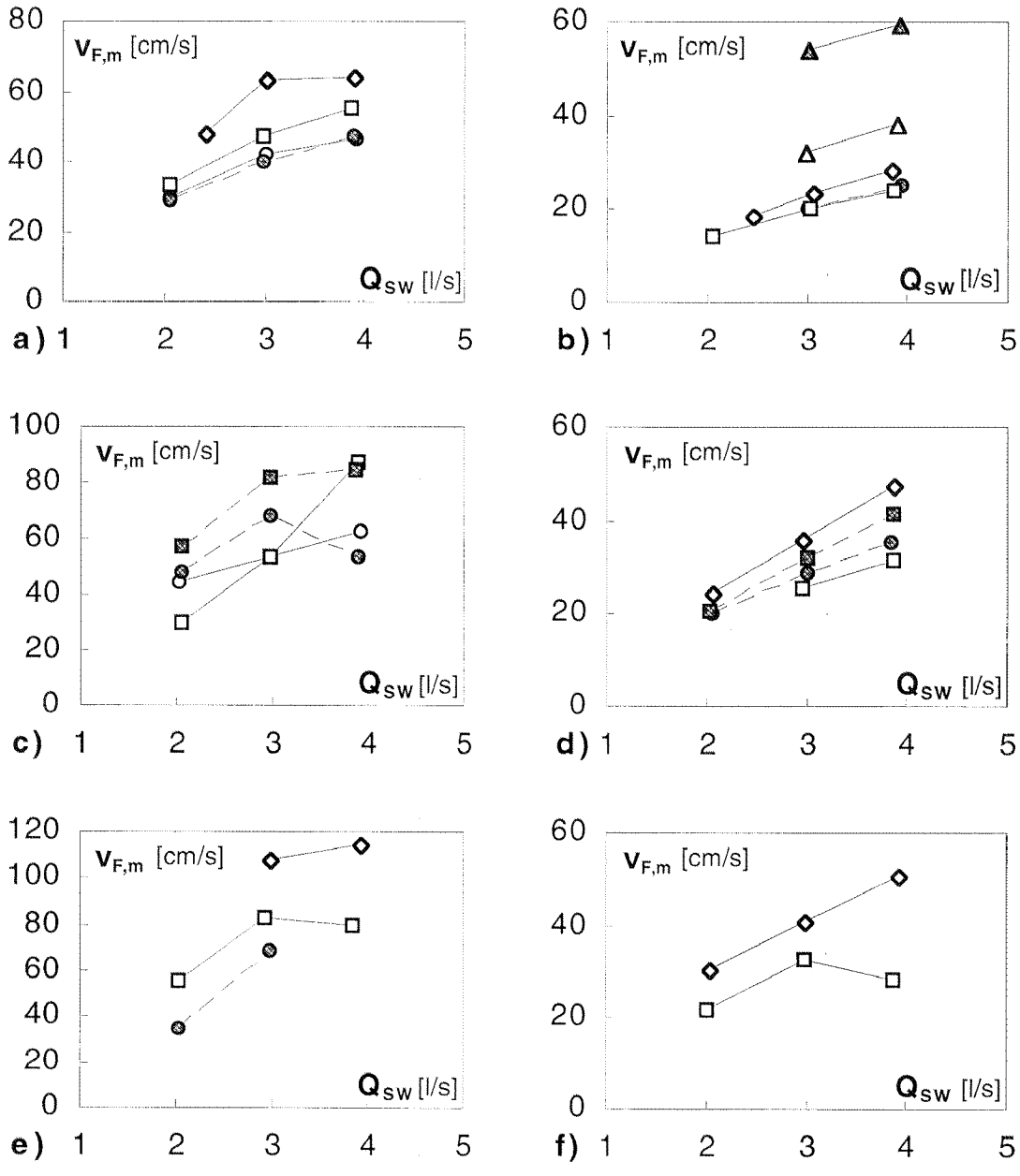
C 4 Einfluss von d_m auf $v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$ 242

C 5 Einfluss von d_{10} auf $v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$ 246

C 6 Einfluss von Θ auf $v_{F,m}$, $v_{E,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$ 250

C.1 Einfluss von Q_{SW} auf $v_{F,m}$, $v_{E,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$

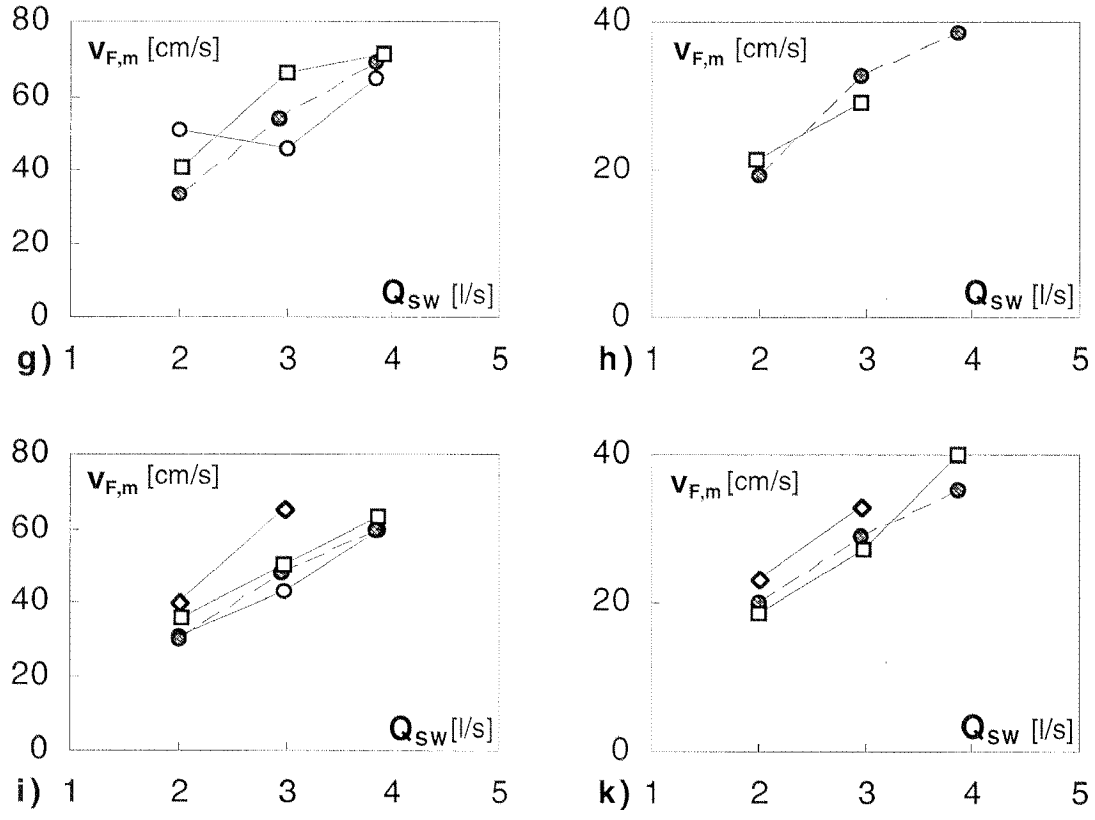
C.1.1 $v_{F,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm;
b) Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm;
d) Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5, h_u = 3..7 cm;
f) Serie 5, h_u = 12..20 cm.

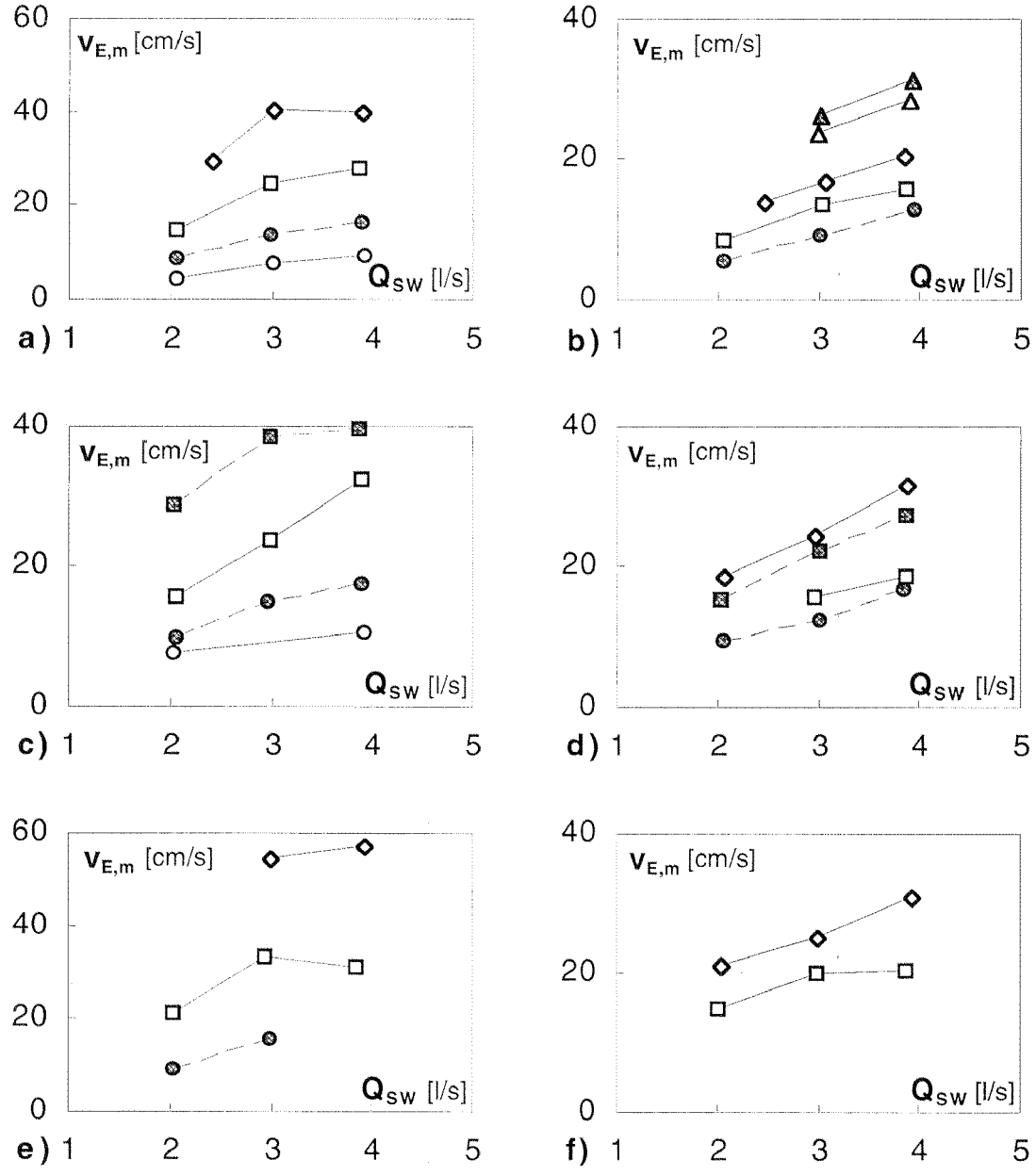
C.1.2 $v_{F,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (■) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm;
h) Serie 5, h_u = 12..20 cm;
i) Serie 6, h_u = 3..7 cm;
k) Serie 6, h_u = 12..20 cm;

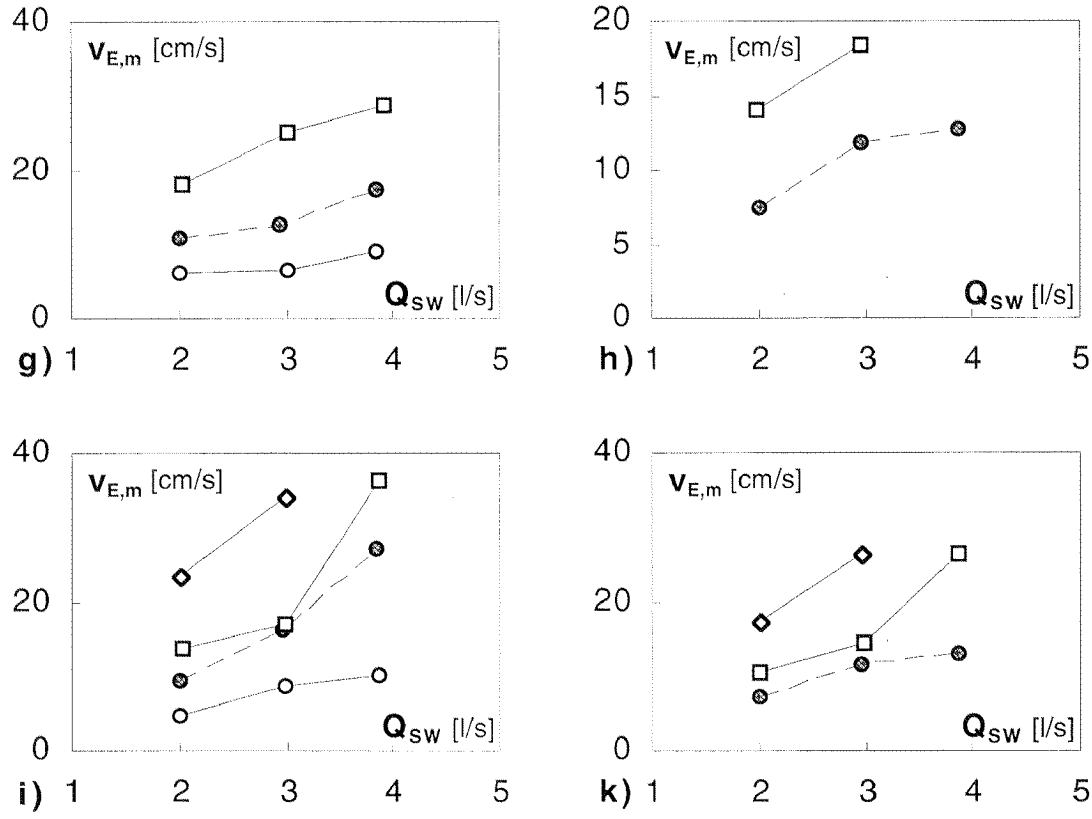
C.1.3. $v_{E,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▩) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm;
b) Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm;
d) Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5, h_u = 3..7 cm;
f) Serie 5, h_u = 12..20 cm.

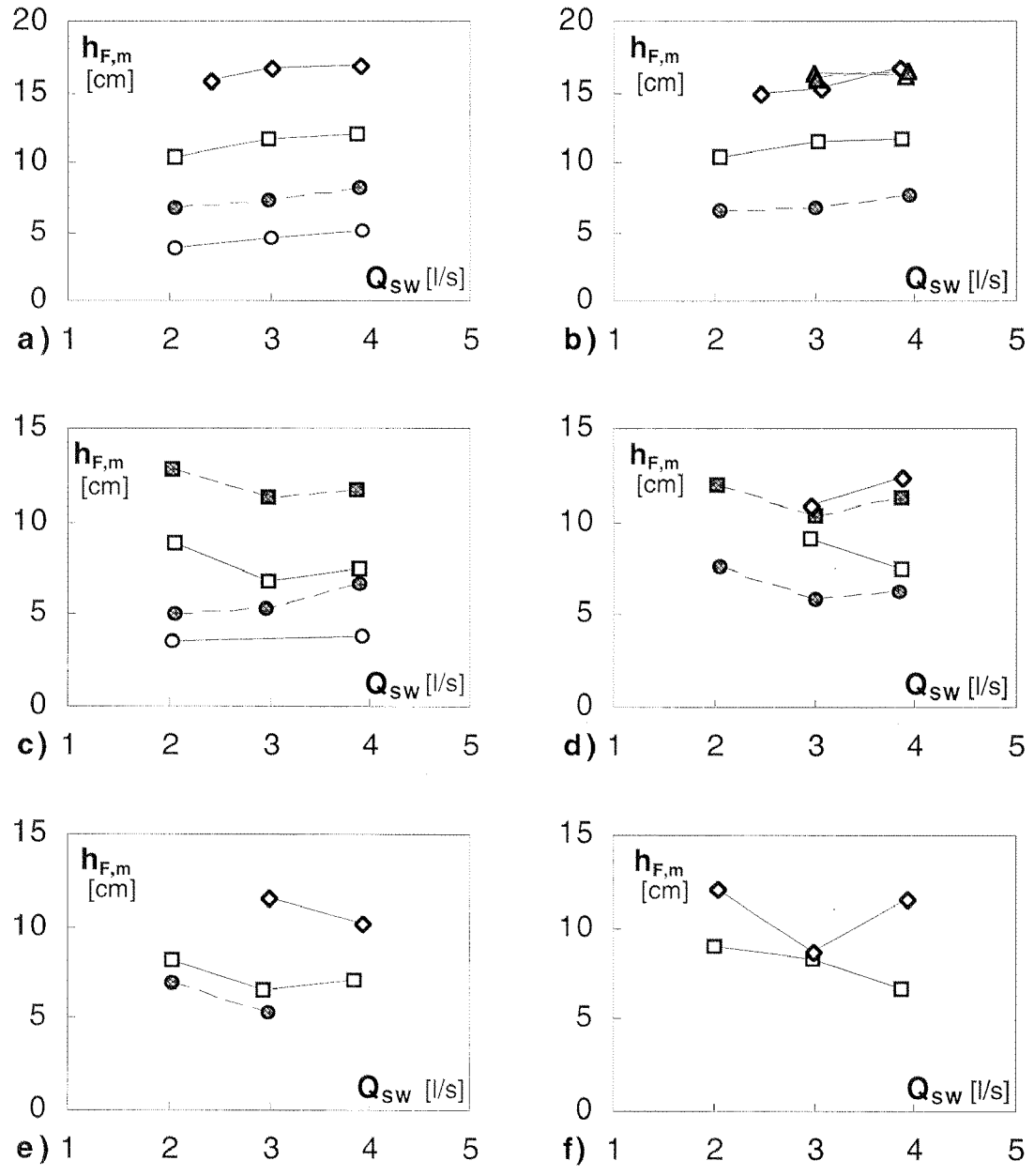
C.1.4 $v_{E,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm;
h) Serie 5, h_u = 12..20 cm;
i) Serie 6, h_u = 3..7 cm;
k) Serie 6, h_u = 12..20 cm;

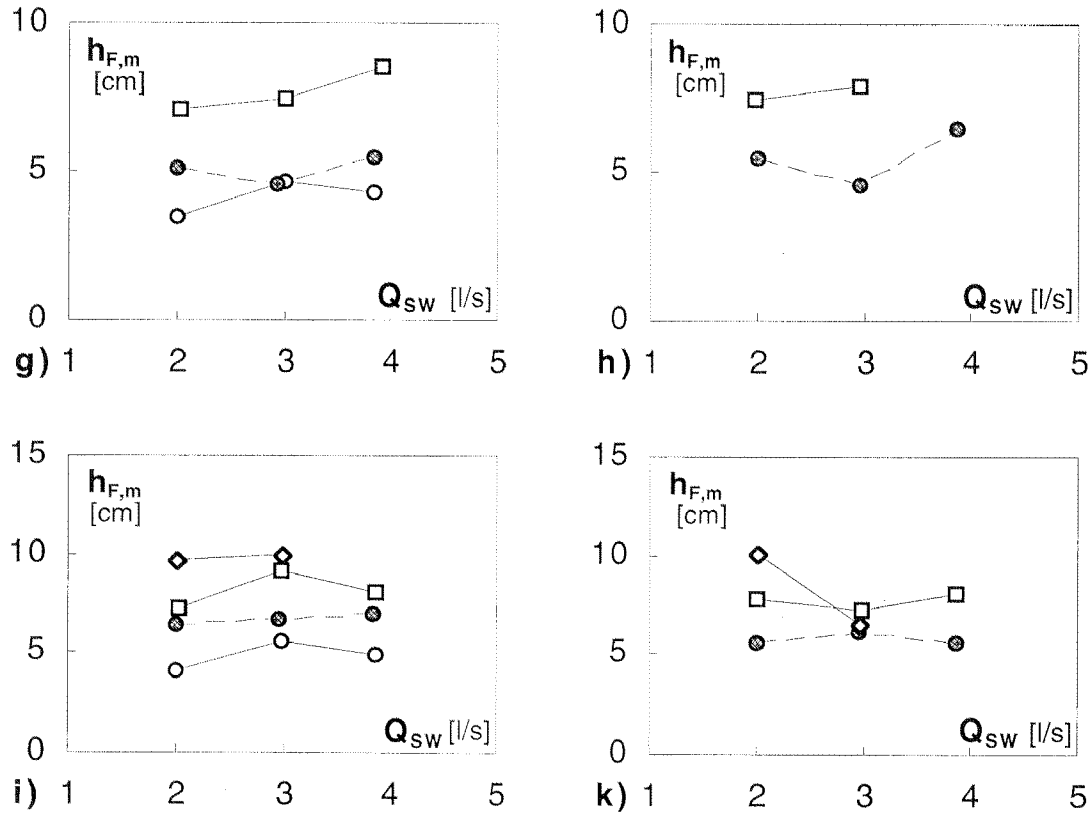
C.1.5 $h_{F,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm;
b) Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm;
d) Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5 unverd., h_u = 3..7 cm;
f) Serie 5 unverd., h_u = 12..20 cm.

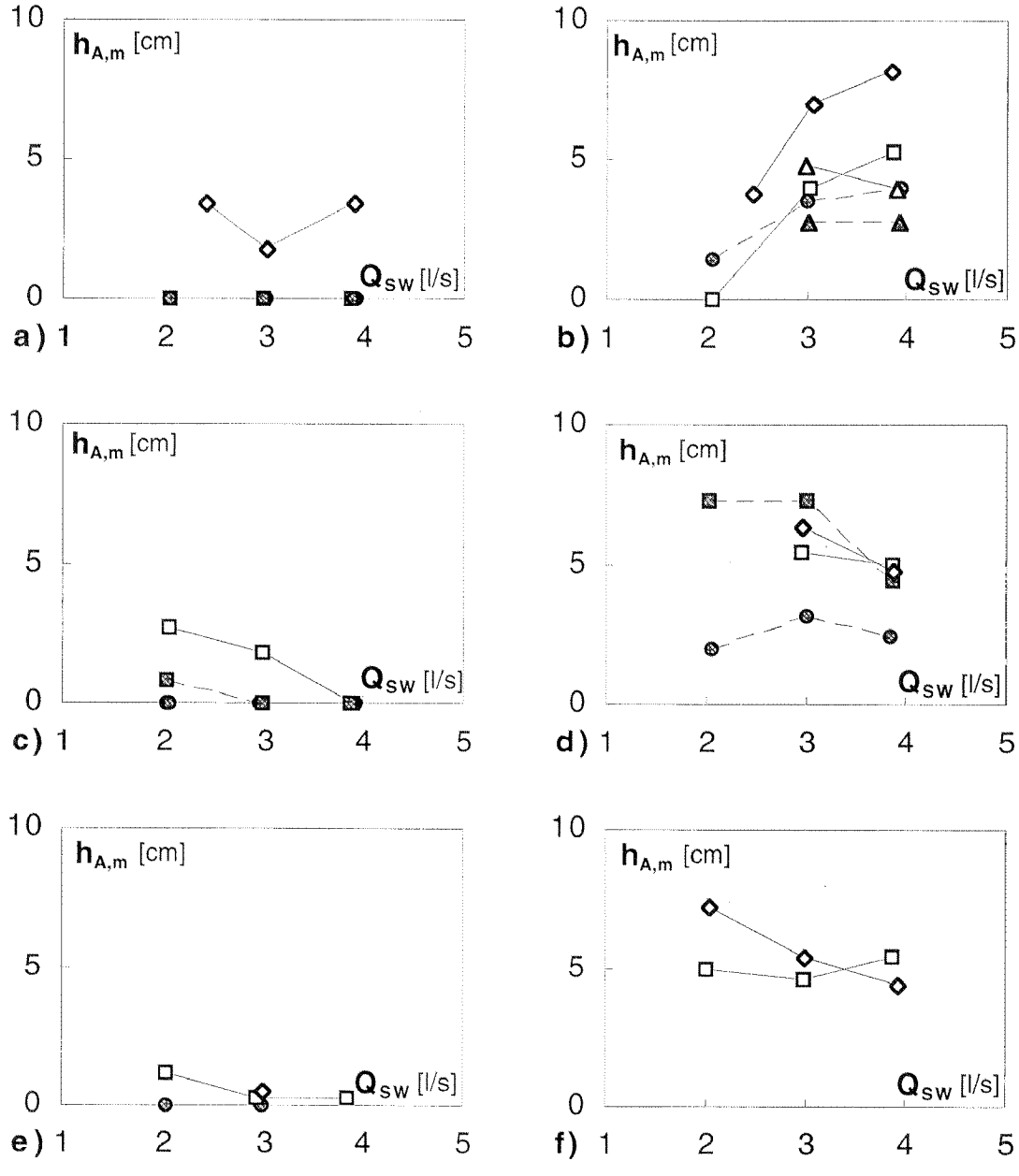
C.1.6 $h_{F,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm;
h) Serie 5, h_u = 12..20 cm;
i) Serie 6, h_u = 3..7 cm;
k) Serie 6, h_u = 12..20 cm;

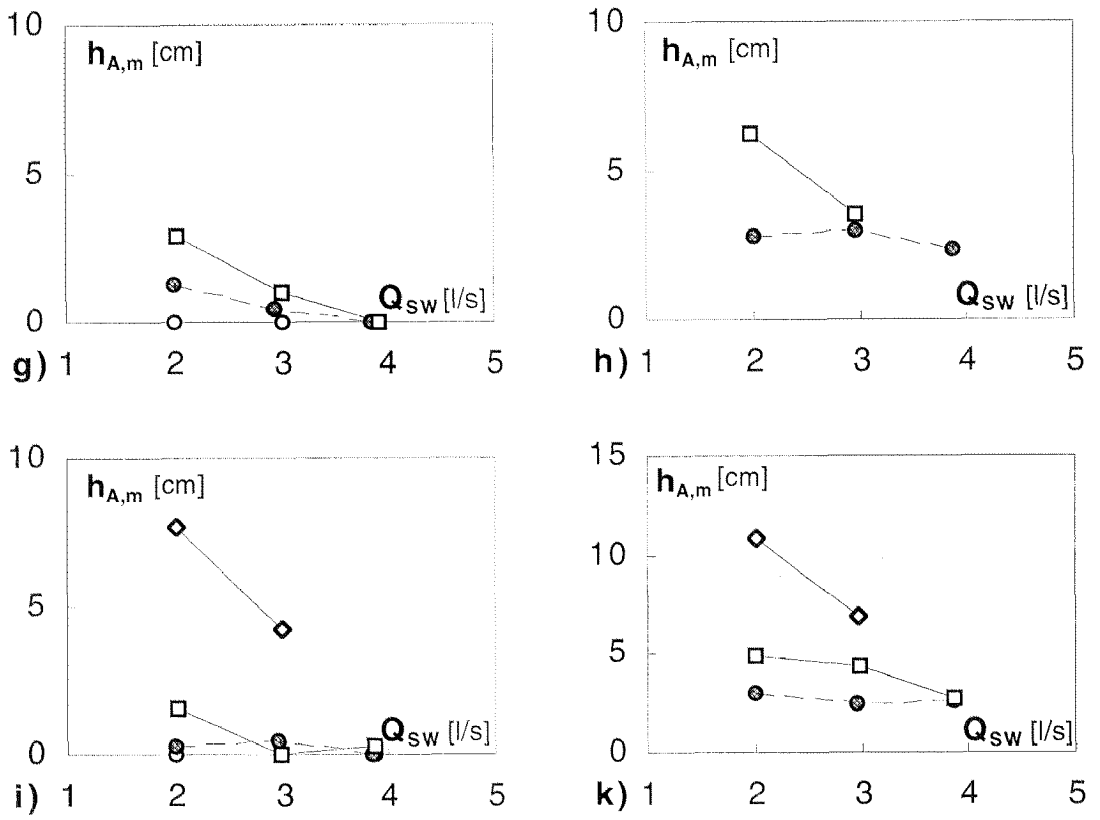
C.1.7 $h_{A,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm;
b) Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm;
d) Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5 unverd., h_u = 3..7 cm;
f) Serie 5 unverd., h_u = 12..20 cm.

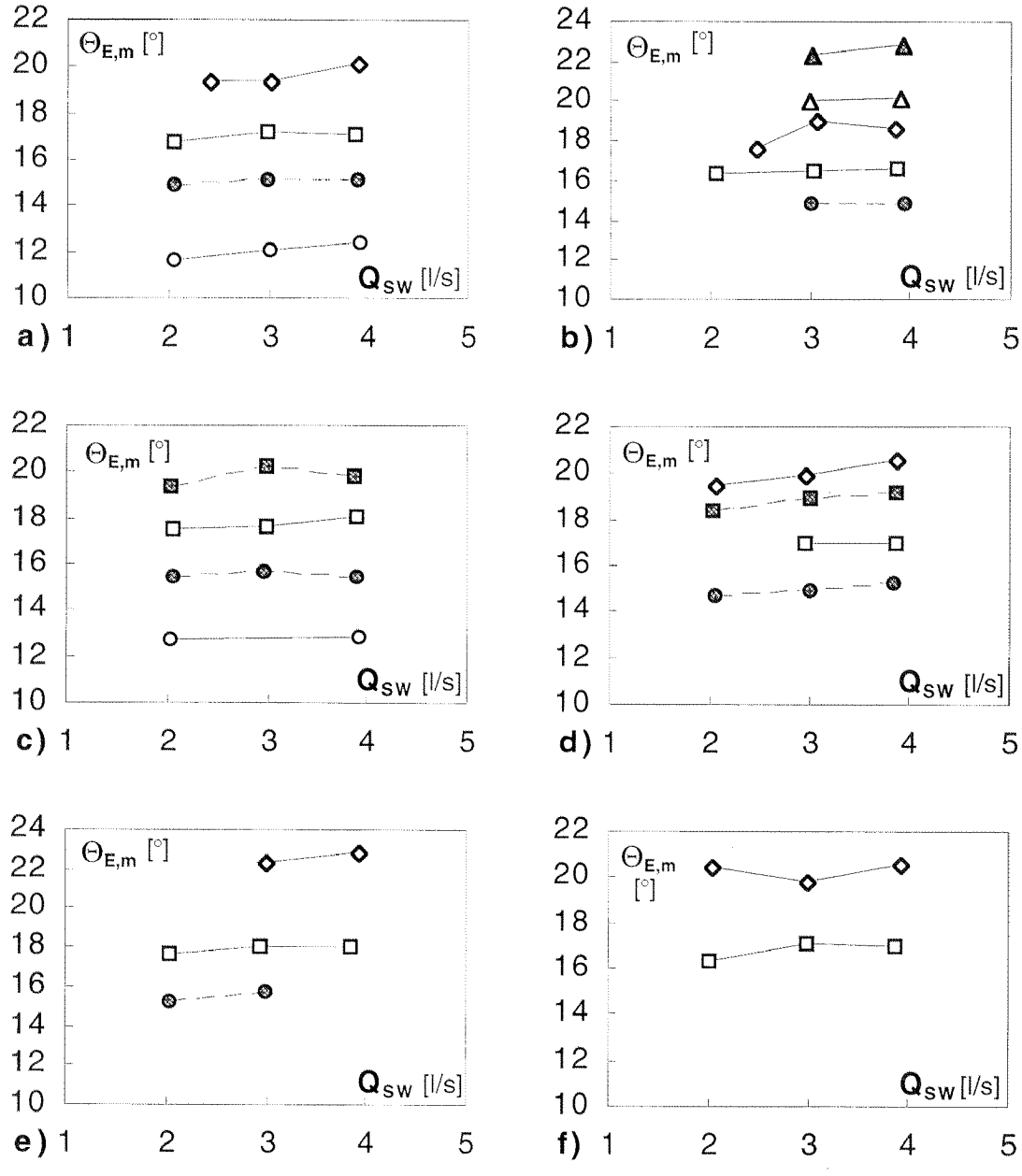
C.1.8 $h_{A,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm;
h) Serie 5, h_u = 12..20 cm;
i) Serie 6, h_u = 3..7 cm;
k) Serie 6, h_u = 12..20 cm;

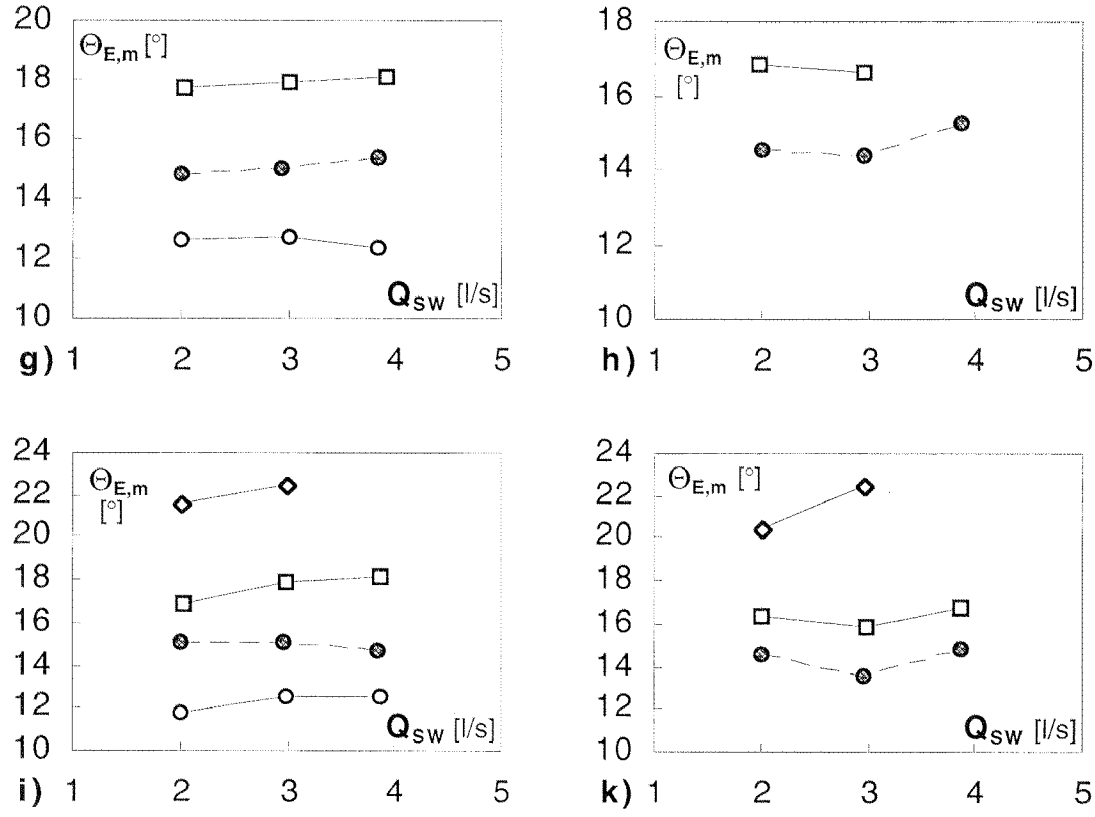
C.1.9 $\Theta_{E,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm;
b) Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm;
d) Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5 unverd., h_u = 3..7 cm;
f) Serie 5 unverd., h_u = 12..20 cm.

C.1.10 $\Theta_{E,m} = f(Q_{SW})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*

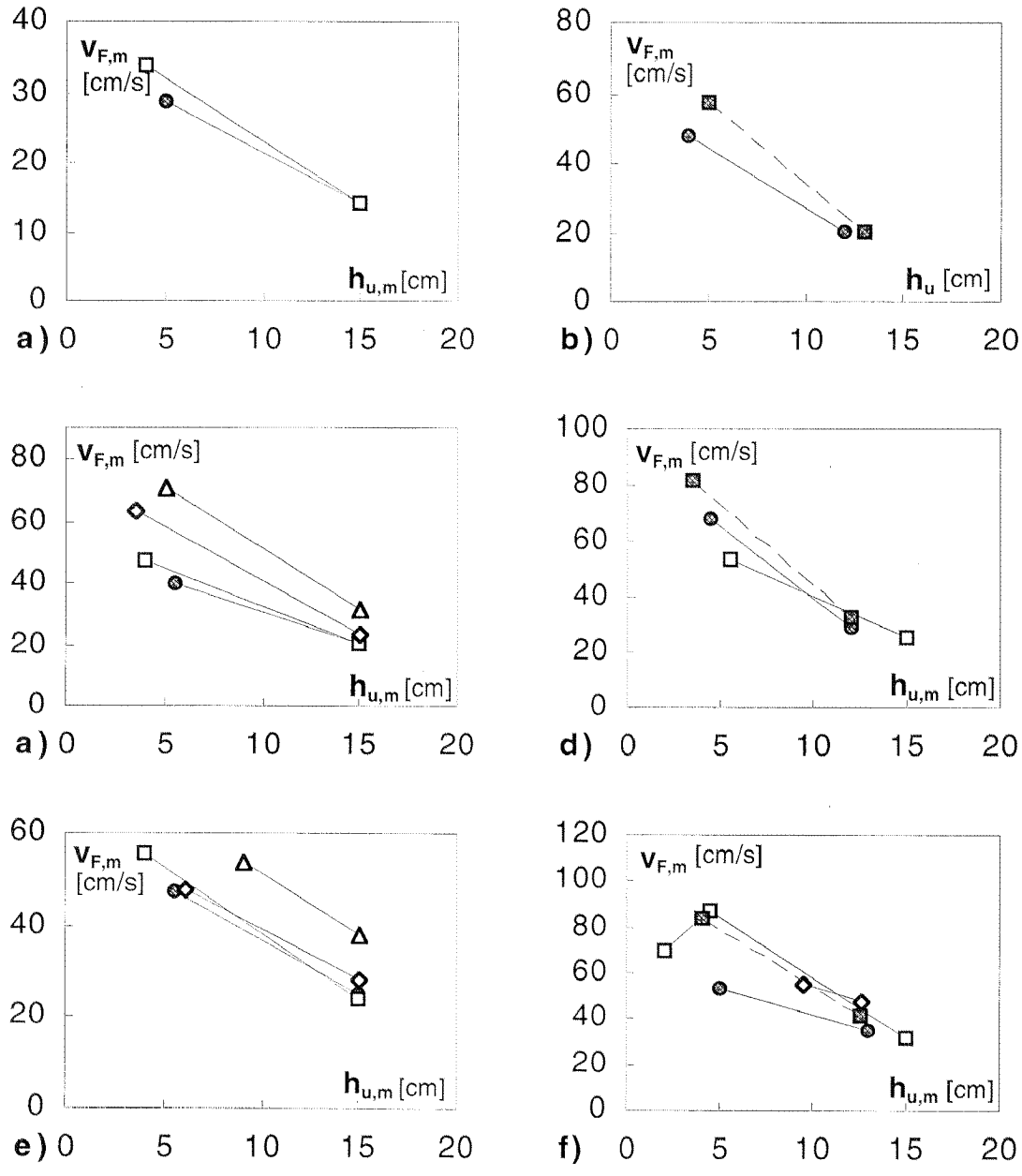


(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm;
h) Serie 5, h_u = 12..20 cm;
i) Serie 6, h_u = 3..7 cm;
k) Serie 6, h_u = 12..20 cm;

C.2 Einfluss von $h_{u,m}$ auf $v_{F,m}$, $v_{E,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$

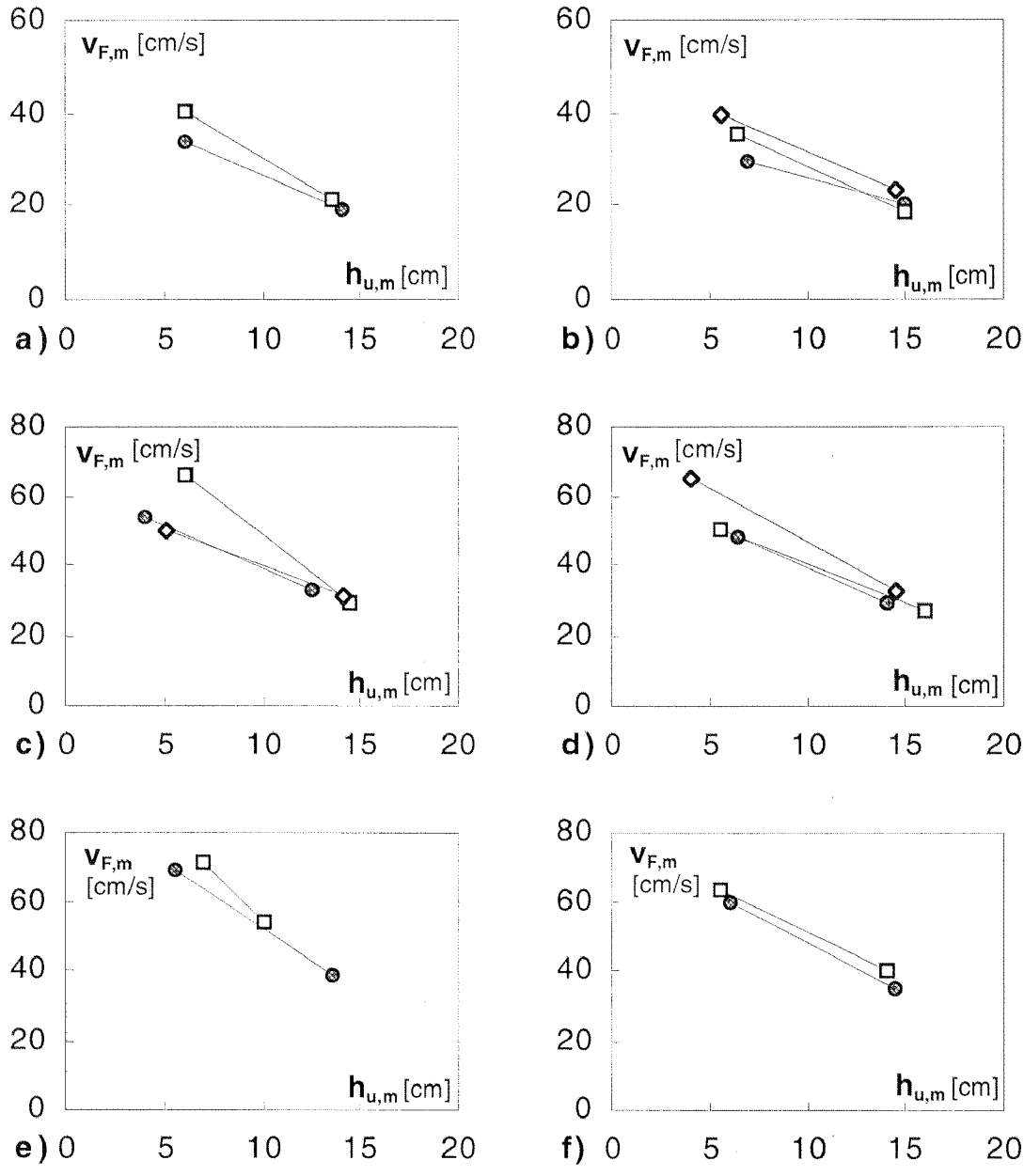
C.2.1 $v_{F,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 3 und 4*



(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

a) Serie 3, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 4, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 3, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 4, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 3, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 4, Q_{SW} = 4 l/s.

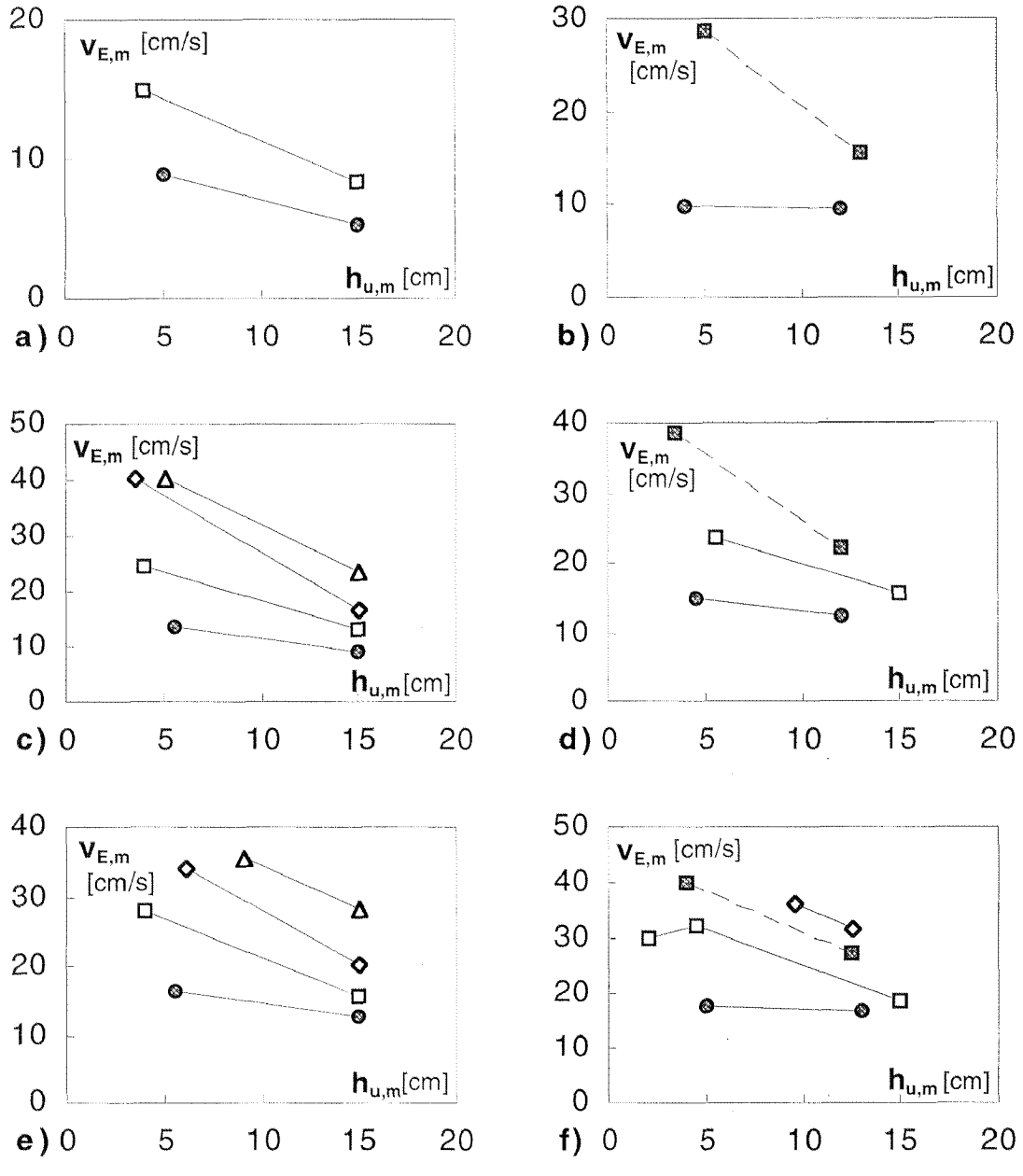
C.2.2 $v_{F,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 5, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 6, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 5, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 6, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 5, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 6, Q_{SW} = 4 l/s.

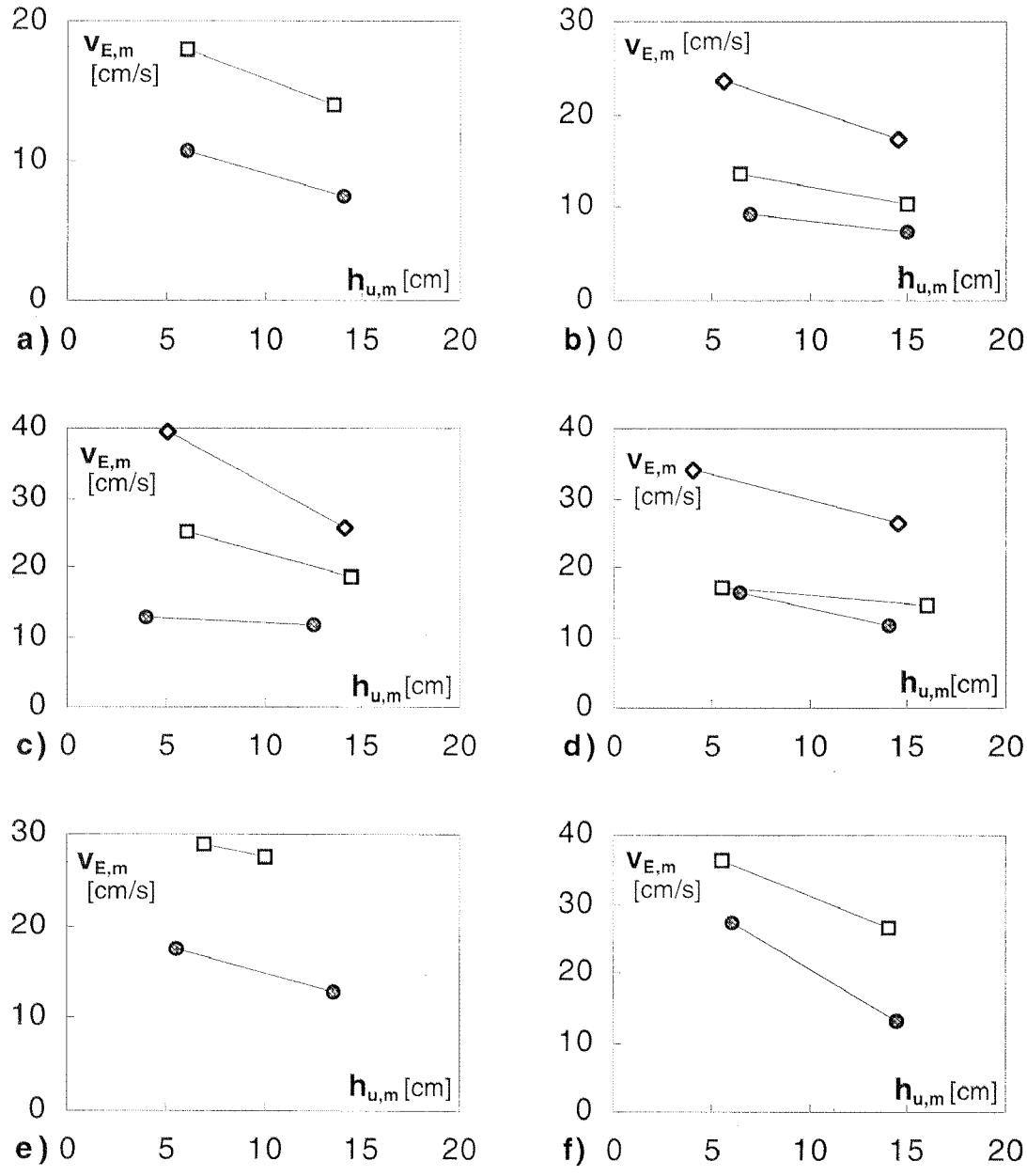
C.2.3 $v_{E,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 3 und 4*



(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

a) Serie 3, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 4, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 3, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 4, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 3, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 4, Q_{SW} = 4 l/s.

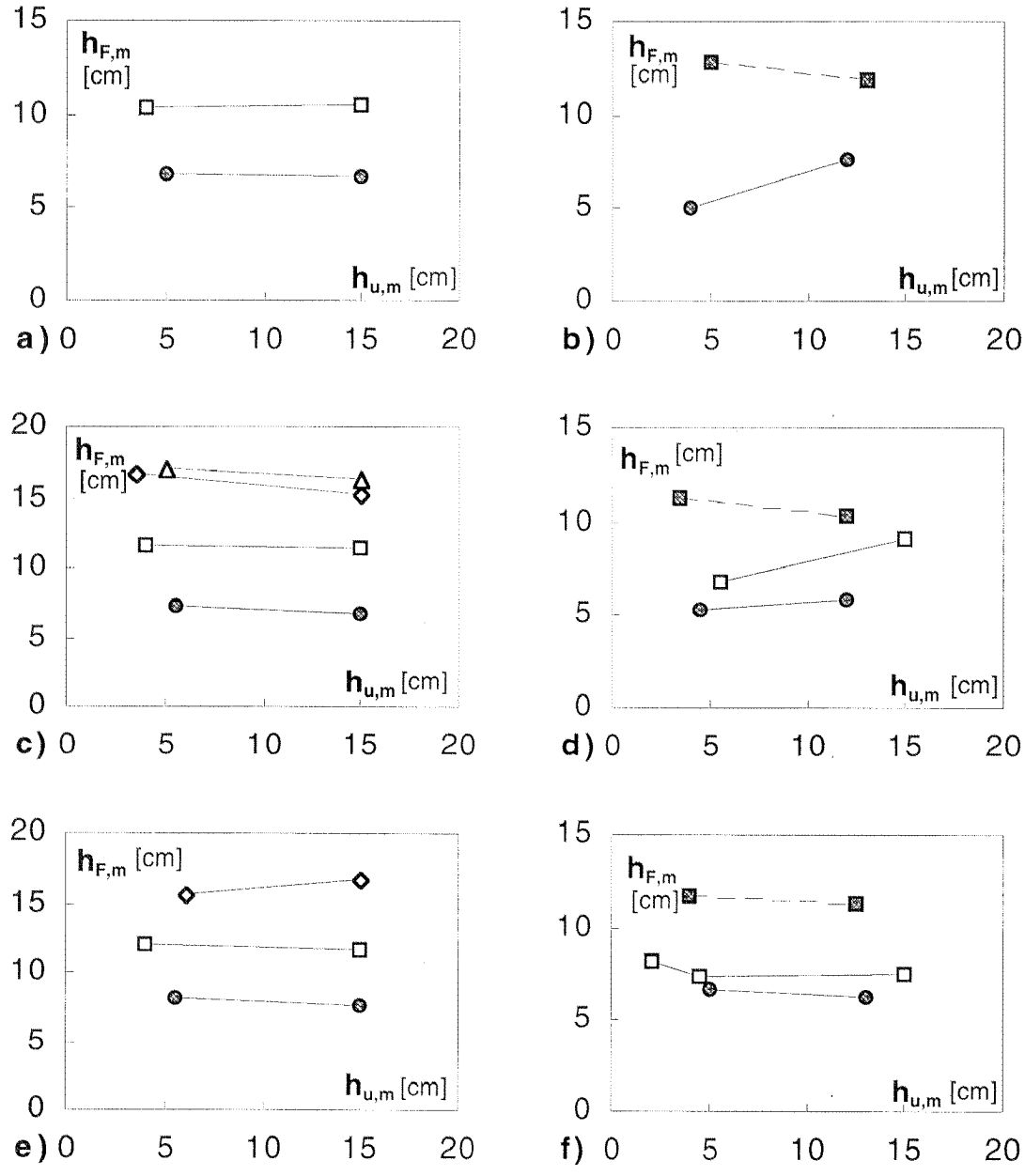
C.2.4 $v_{E,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 5, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 6, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 5, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 6, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 5, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 6, Q_{SW} = 4 l/s.

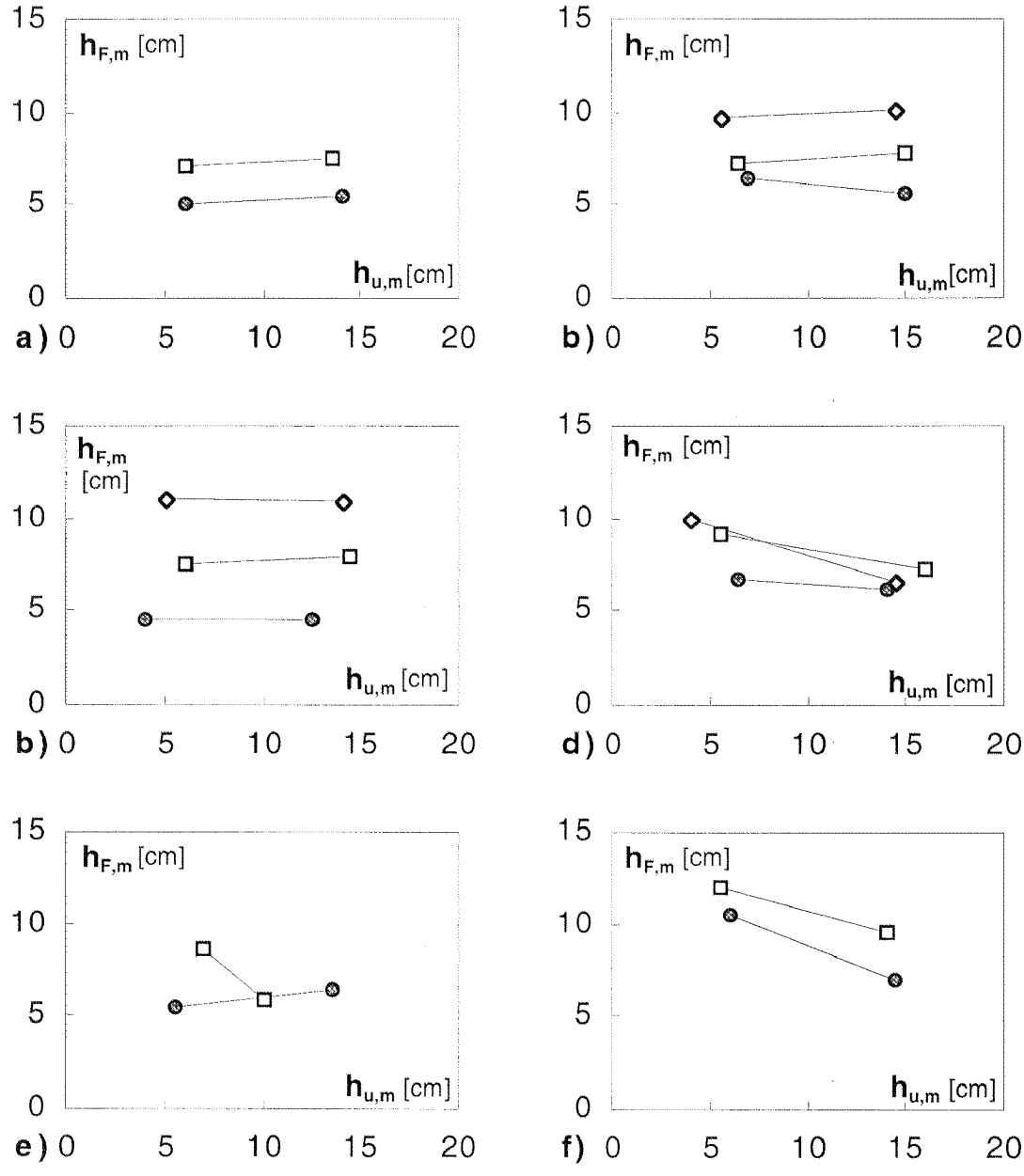
C.2.5 $h_{F,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 3 und 4*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 3, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 4, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 3, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 4, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 3, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 4, Q_{SW} = 4 l/s.

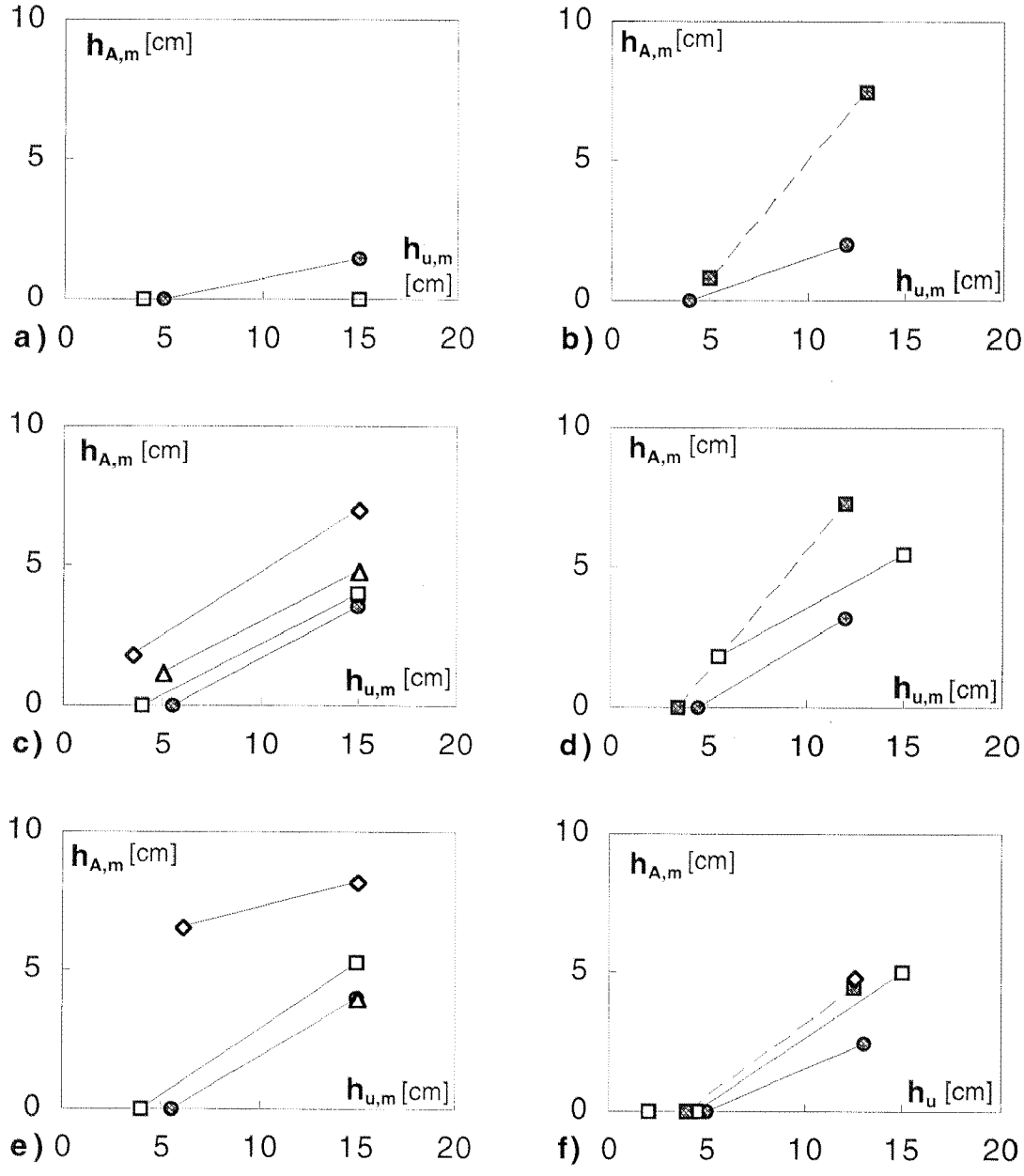
C.2.6 $h_{F,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

a) Serie 5, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 6, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 5, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 6, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 5, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 6, Q_{SW} = 4 l/s.

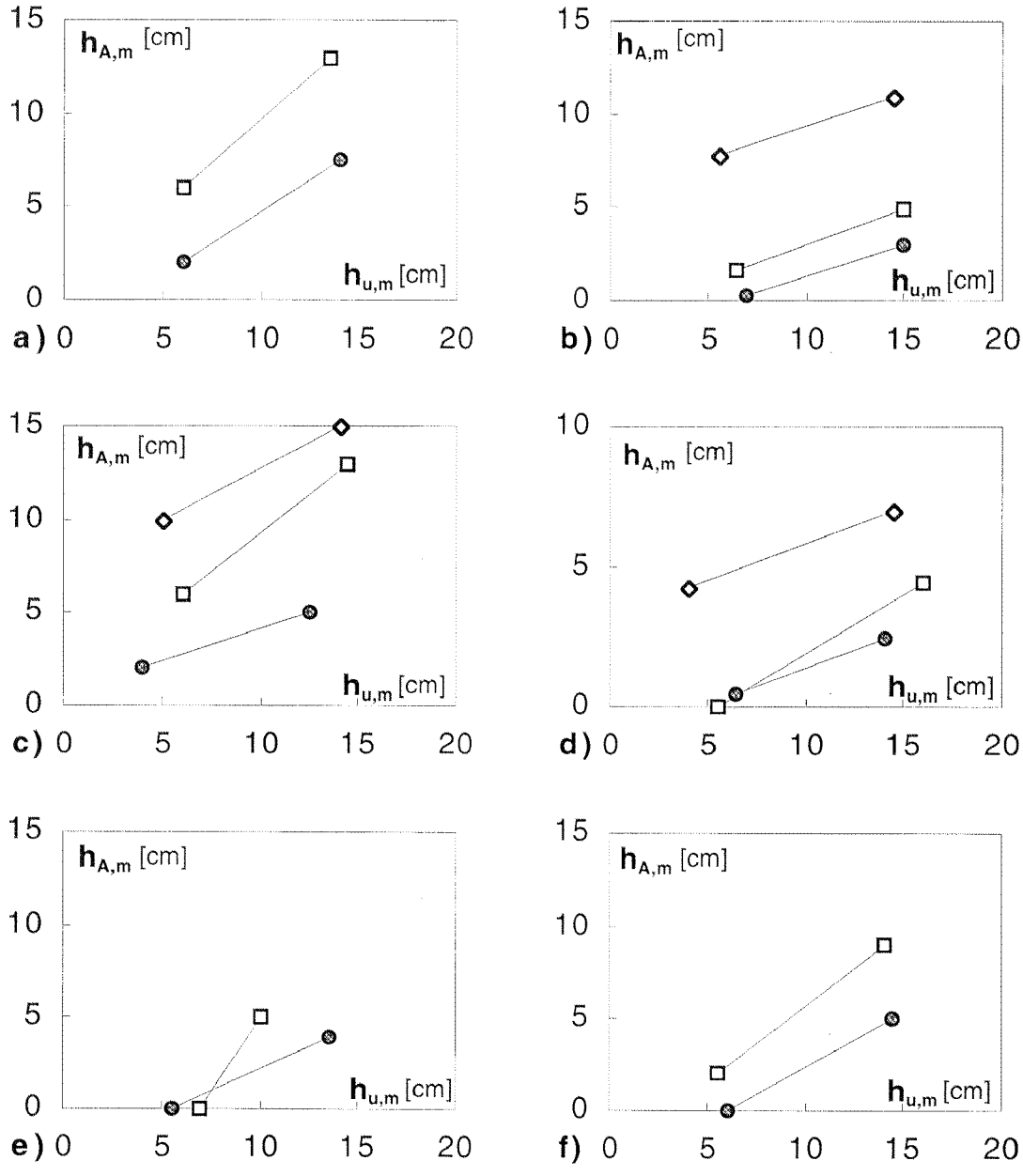
C.2.7 $h_{A,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 3 und 4*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 3, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 4, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 3, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 4, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 3, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 4, Q_{SW} = 4 l/s.

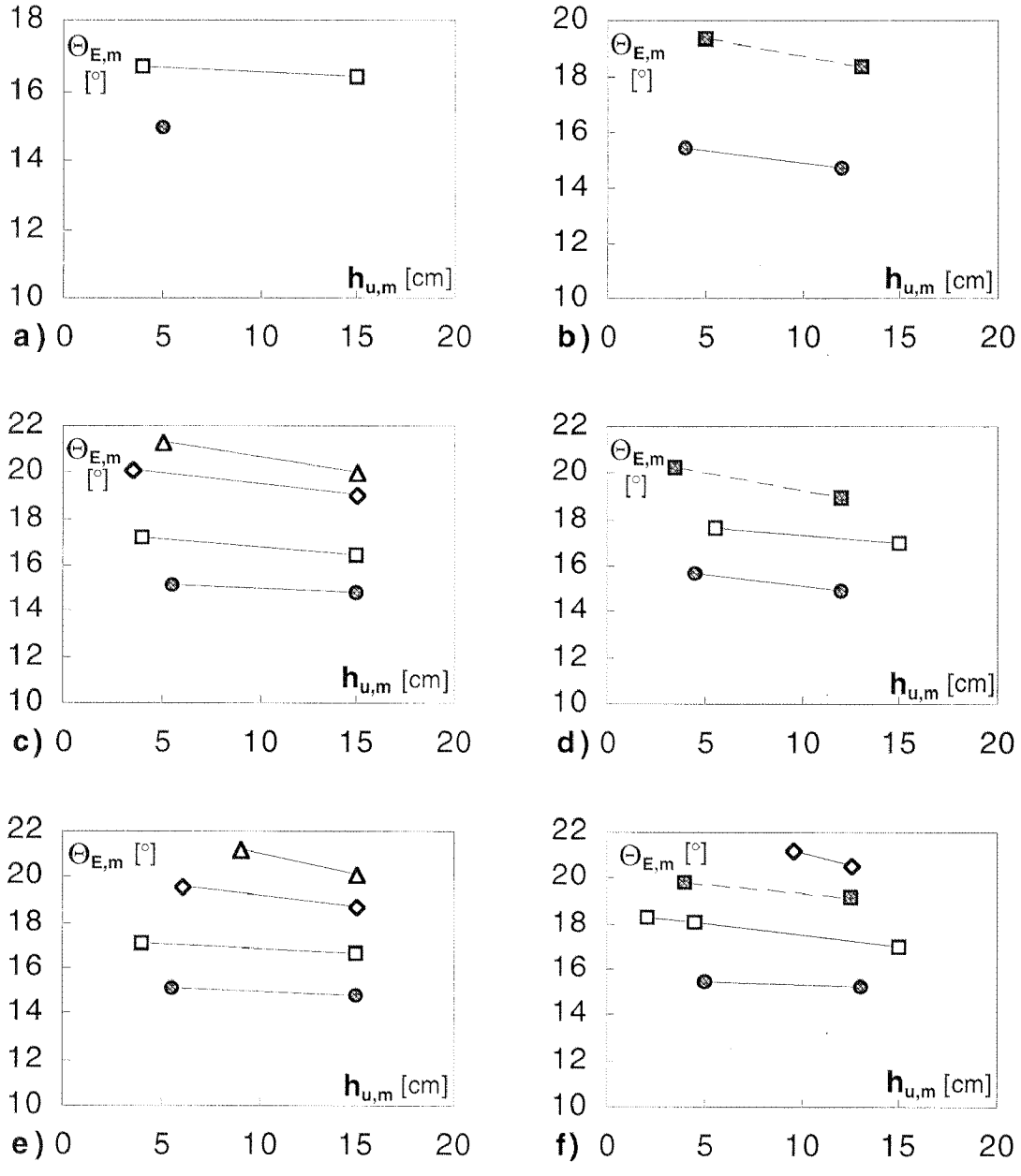
C.2.8 $h_{A,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) 14° (◎) 17° (□) 20° (▣) 23° (◇) 26° (△) 30° (▲) 35°

a) Serie 5, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 6, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 5, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 6, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 5, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 6, Q_{SW} = 4 l/s.

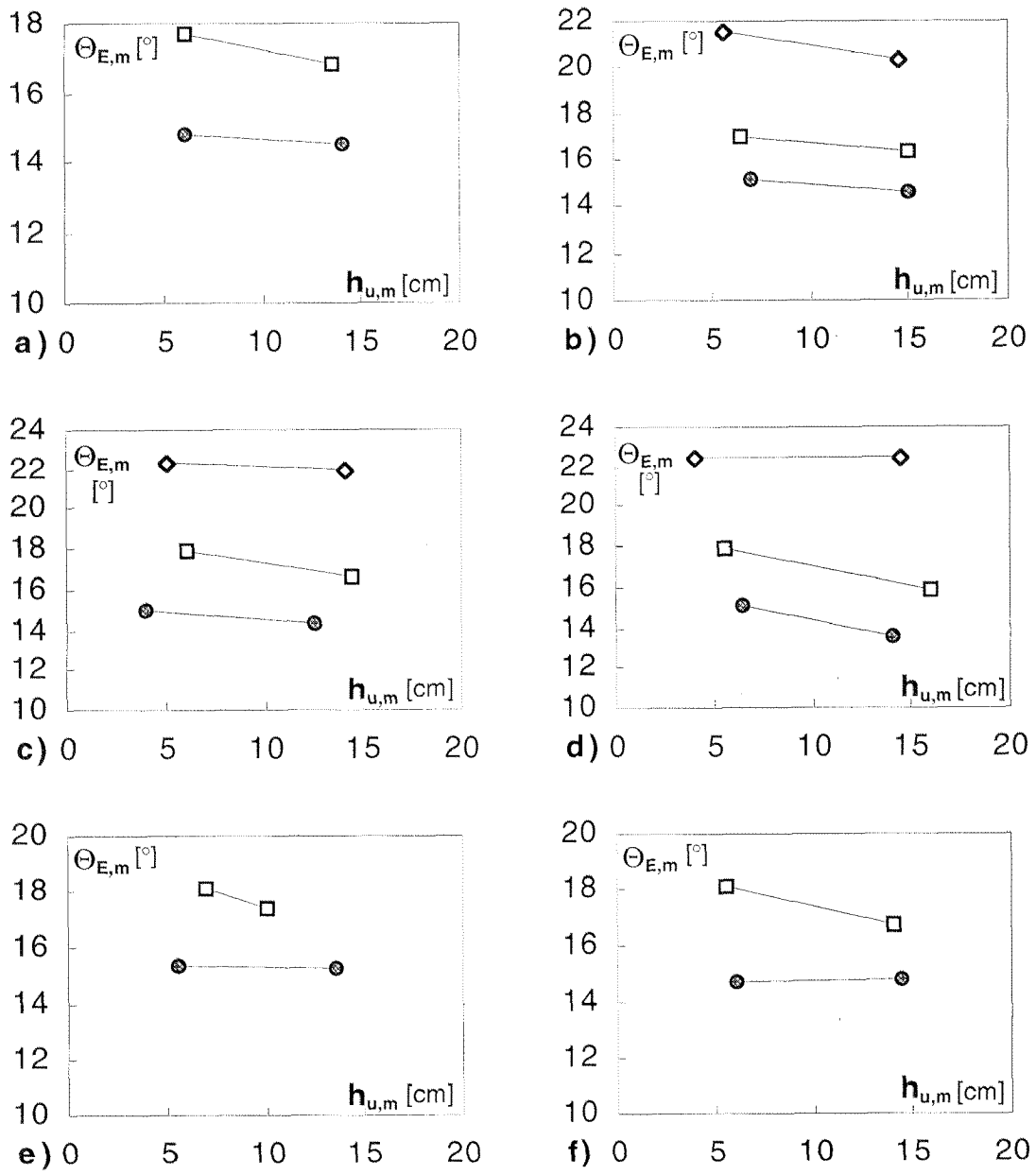
C.2.9 $\Theta_{E,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 3 und 4*



(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

a) Serie 3, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 4, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 3, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 4, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 3, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 4, Q_{SW} = 4 l/s.

C.2.10 $\Theta_{E,m} = f(h_{u,m})$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*

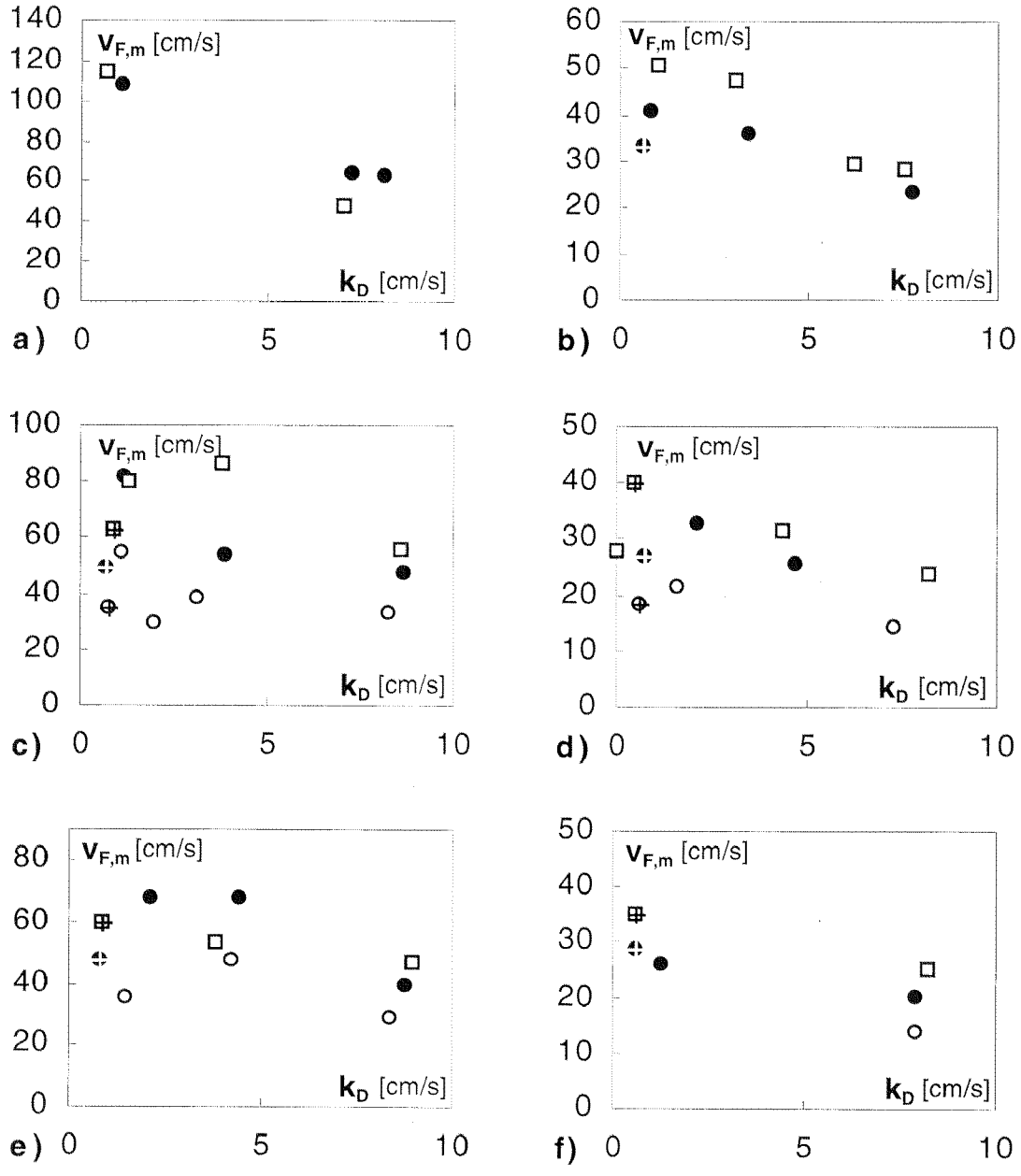


(○) 14° (◎) 17 ° (□) 20 ° (▣) 23 ° (◇) 26 ° (△) 30 ° (▲) 35 °

a) Serie 5, Q_{SW} = 2 l/s;
b) Serie 6, Q_{SW} = 2 l/s;
c) Serie 5, Q_{SW} = 3 l/s;
d) Serie 6, Q_{SW} = 3 l/s;
e) Serie 5, Q_{SW} = 4 l/s;
f) Serie 6, Q_{SW} = 4 l/s.

C.3 Einfluss von k_D auf $v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$

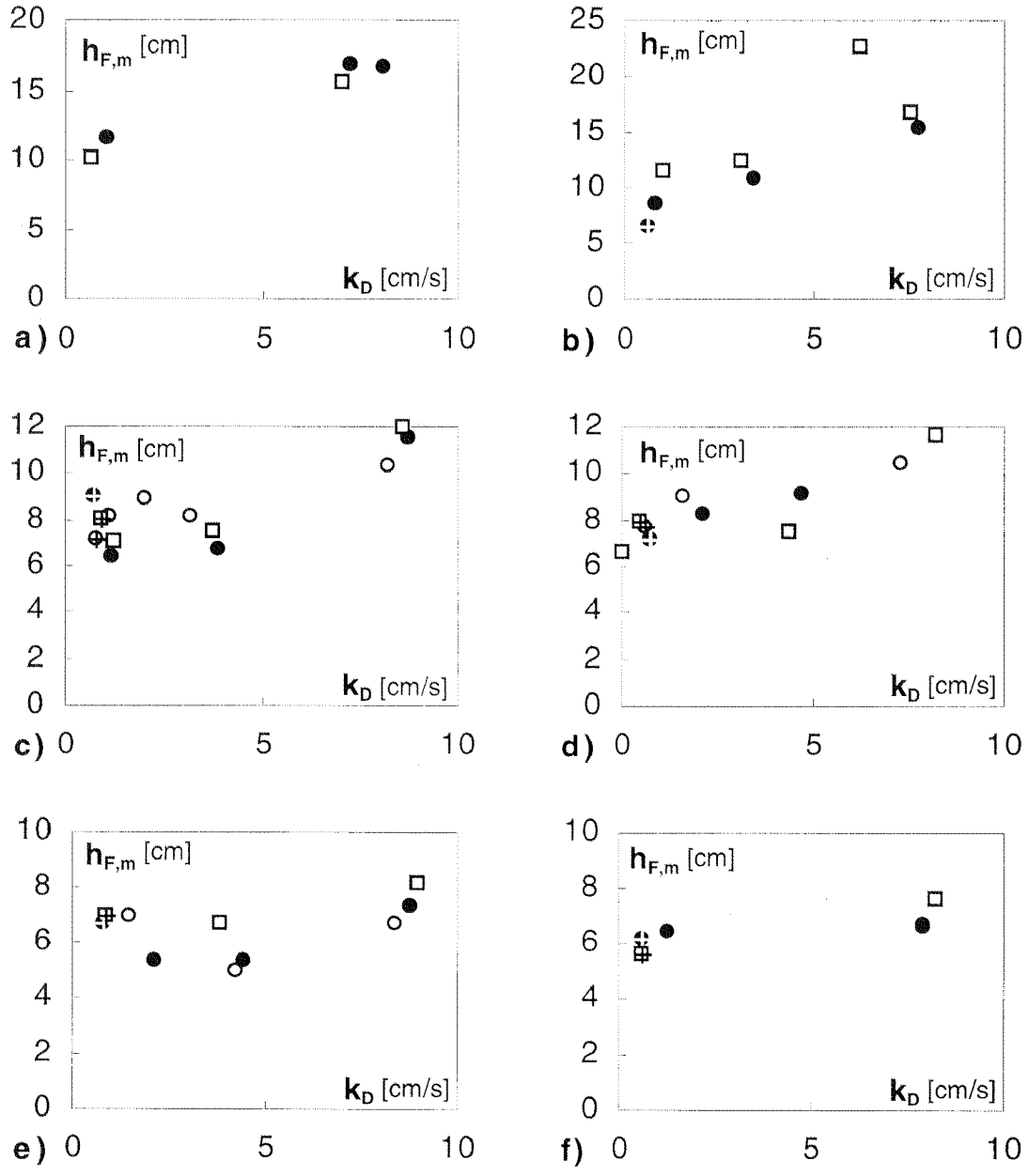
C.3.1 $v_{F,m} = f(k_D)$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) $\Theta = 26°$, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** $\Theta = 26°$, h_u = 12 .. 20 cm;
c) $\Theta = 20°$, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** $\Theta = 20°$, h_u = 12 .. 20 cm;
e) $\Theta = 17°$, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** $\Theta = 17°$, h_u = 12 .. 20 cm.

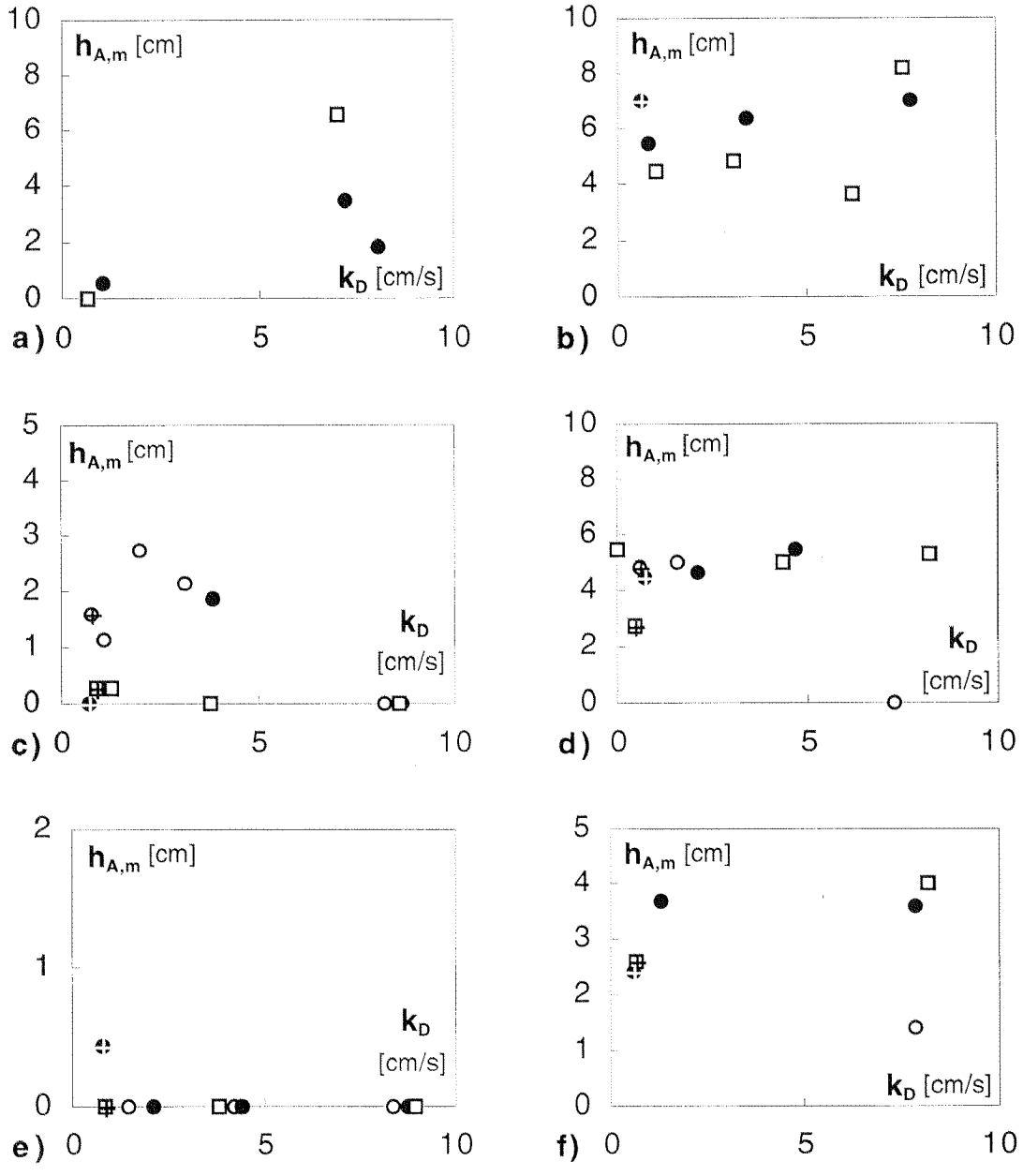
C.3.2 $h_{F,m} = f(k_D)$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) $\Theta = 26°$, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** $\Theta = 26°$, h_u = 12 .. 20 cm;
c) $\Theta = 20°$, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** $\Theta = 20°$, h_u = 12 .. 20 cm;
e) $\Theta = 17°$, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** $\Theta = 17°$, h_u = 12 .. 20 cm.

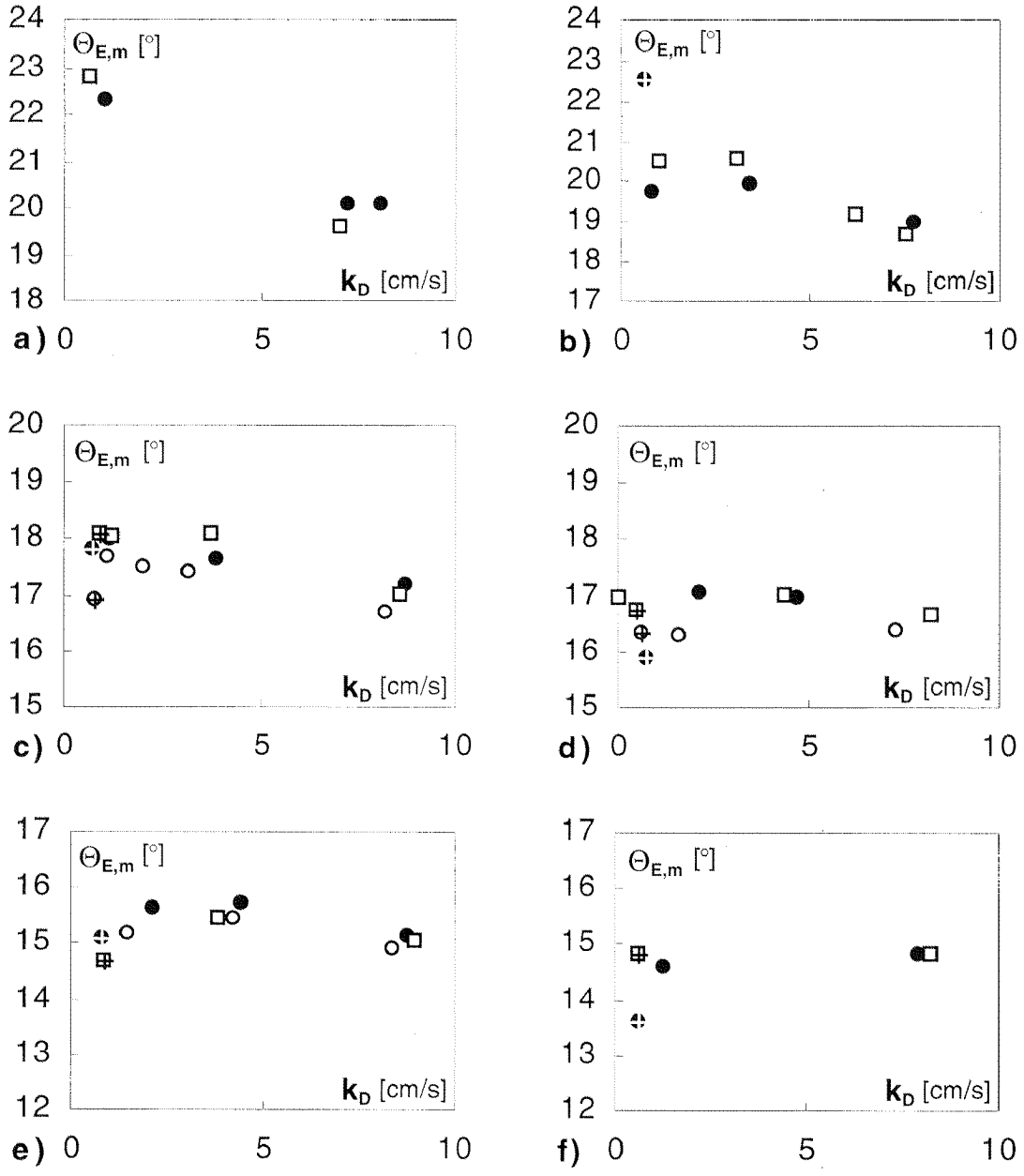
C.3.3 $h_{A,m} = f(k_D)$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) Θ = 26°, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** Θ = 26°, h_u = 12 .. 20 cm;
c) Θ = 20°, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** Θ = 20°, h_u = 12 .. 20 cm;
e) Θ = 17°, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** Θ = 17°, h_u = 12 .. 20 cm.

C.3.4 $\Theta_{E,m} = f(k_D)$

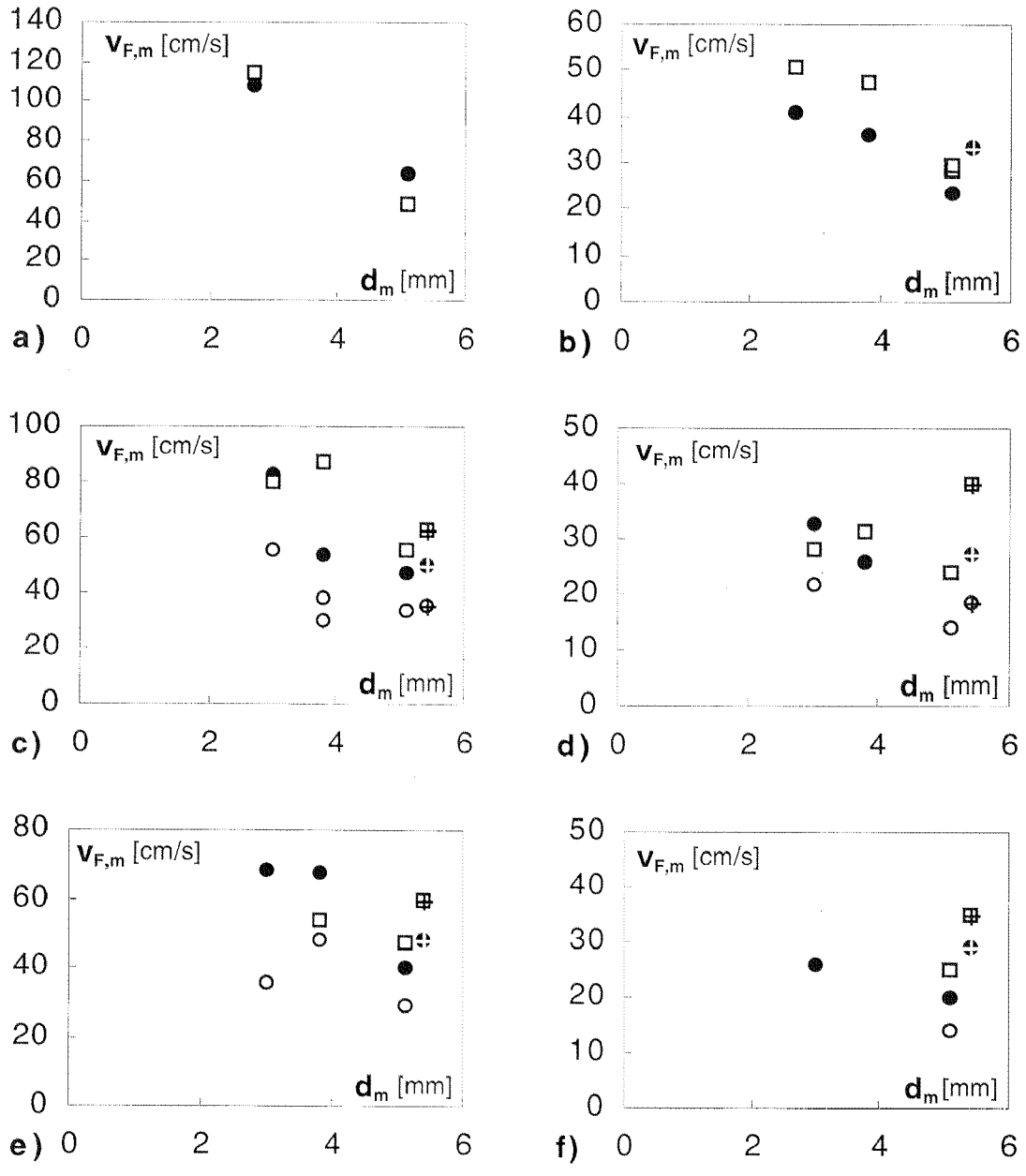


(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) Θ = 26°, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** Θ = 26°, h_u = 12 .. 20 cm;
c) Θ = 20°, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** Θ = 20°, h_u = 12 .. 20 cm;
e) Θ = 17°, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** Θ = 17°, h_u = 12 .. 20 cm.

C.4 Einfluss von d_m auf $v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$

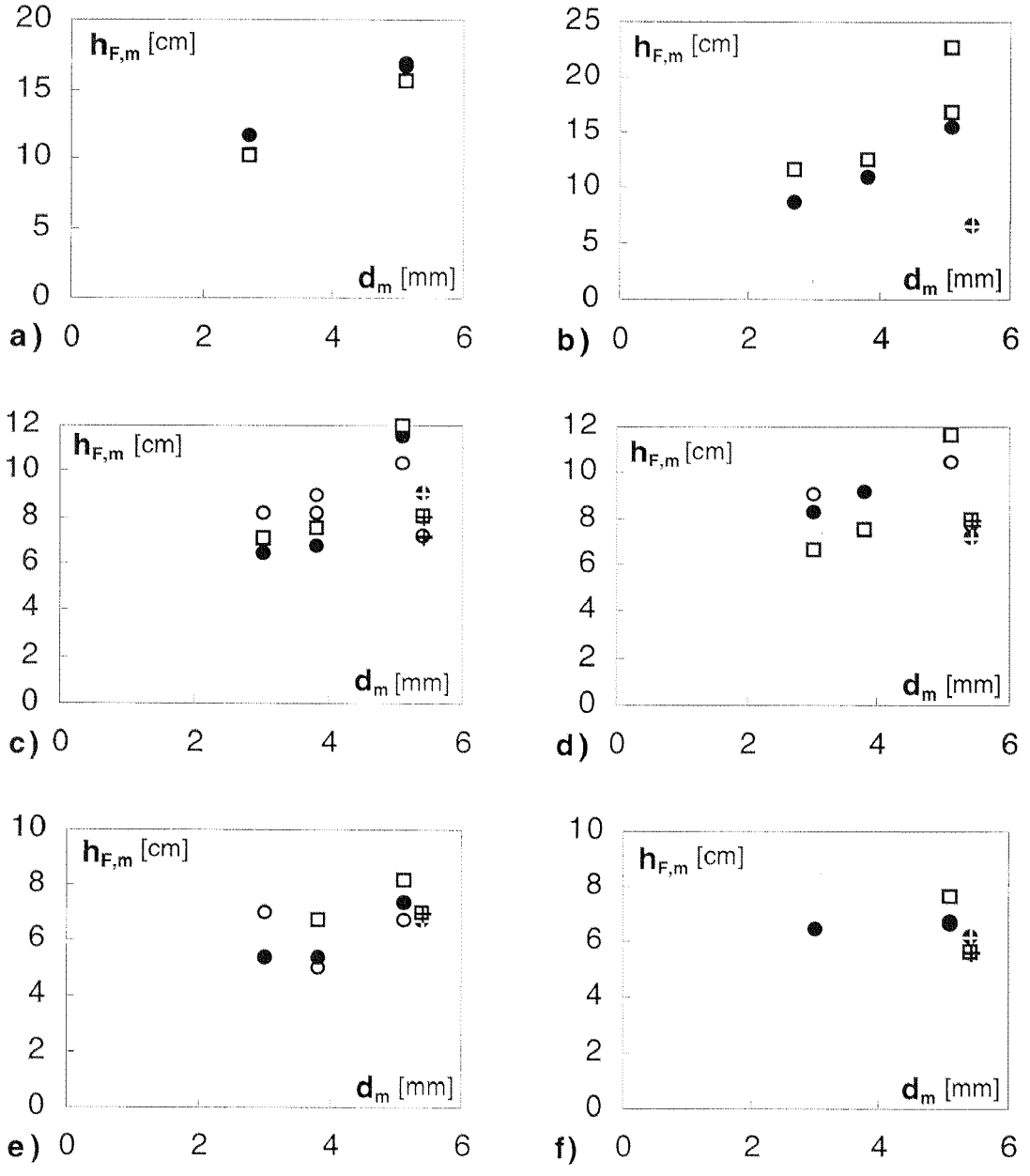
C.4.1 $v_{F,m} = f(d_m)$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) Θ = 26°, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** Θ = 26°, h_u = 12 .. 20 cm;
c) Θ = 20°, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** Θ = 20°, h_u = 12 .. 20 cm;
e) Θ = 17°, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** Θ = 17°, h_u = 12 .. 20 cm.

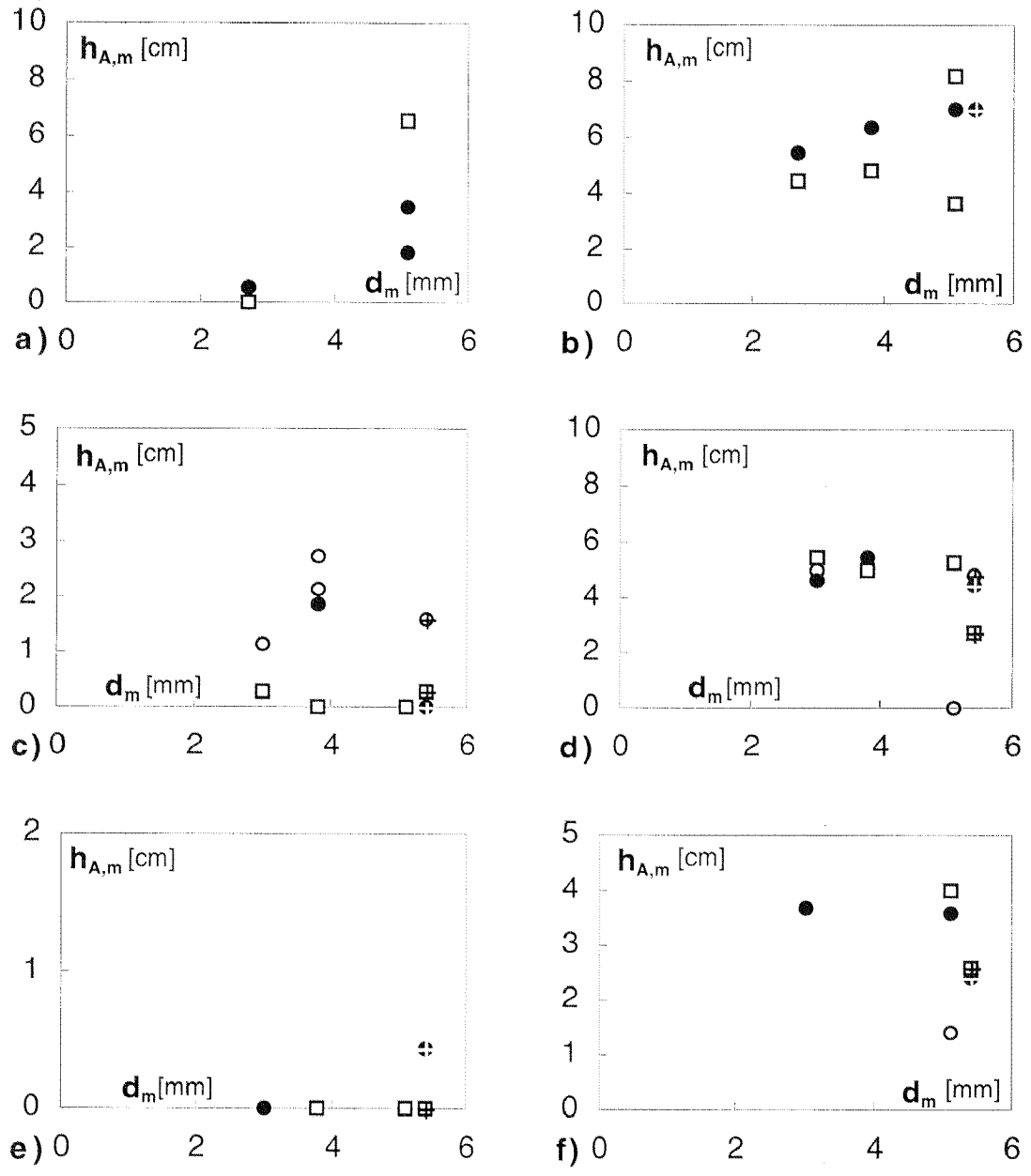
C.4.2 $h_{F,m} = f(d_m)$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) $\Theta = 26°$, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** $\Theta = 26°$, h_u = 12 .. 20 cm;
c) $\Theta = 20°$, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** $\Theta = 20°$, h_u = 12 .. 20 cm;
e) $\Theta = 17°$, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** $\Theta = 17°$, h_u = 12 .. 20 cm.

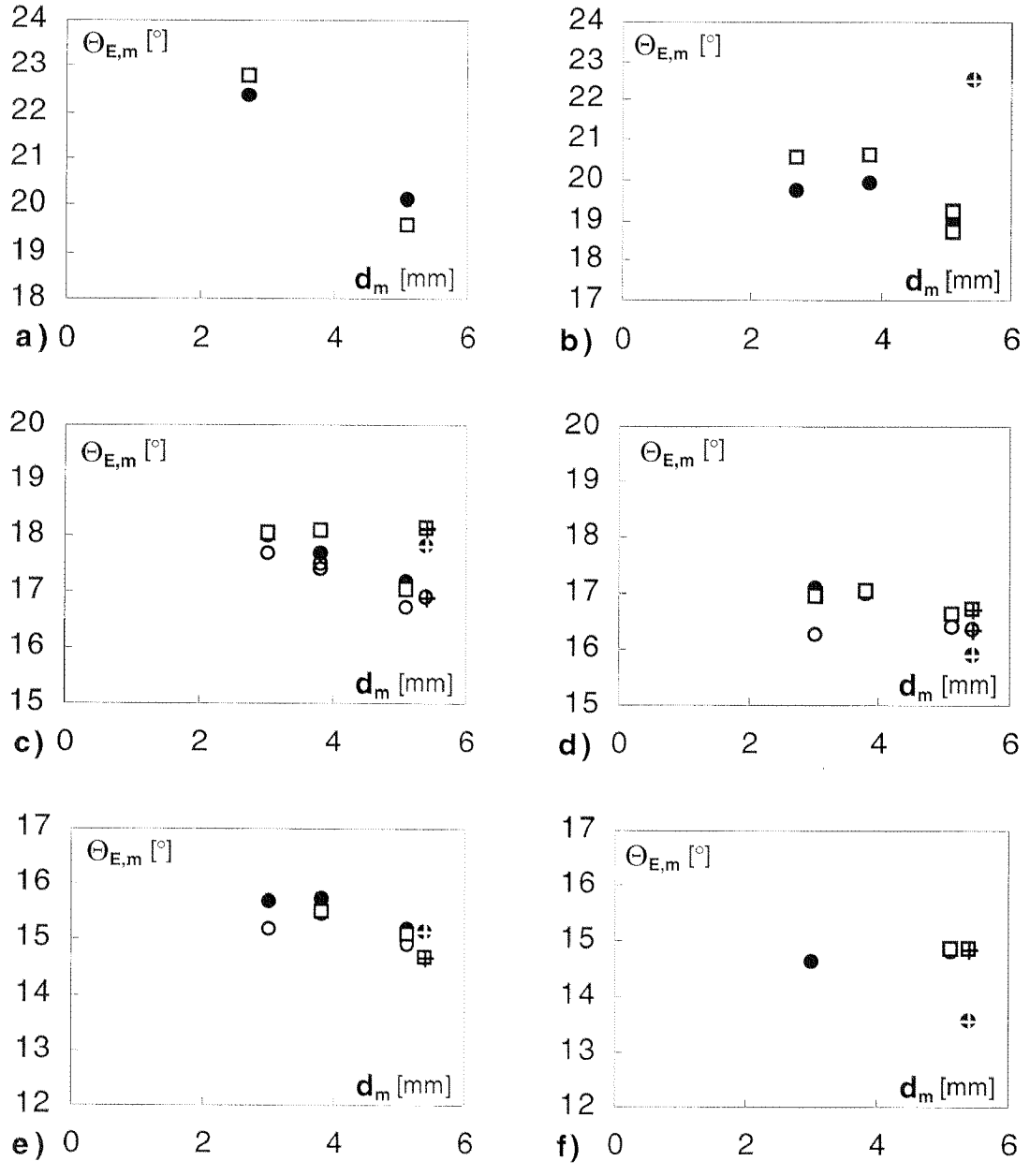
C.4.3 $h_{A,m} = f(d_m)$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) $\Theta = 26°$, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** $\Theta = 26°$, h_u = 12 .. 20 cm;
c) $\Theta = 20°$, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** $\Theta = 20°$, h_u = 12 .. 20 cm;
e) $\Theta = 17°$, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** $\Theta = 17°$, h_u = 12 .. 20 cm.

C.4.4 $\Theta_{E,m} = f(d_m)$

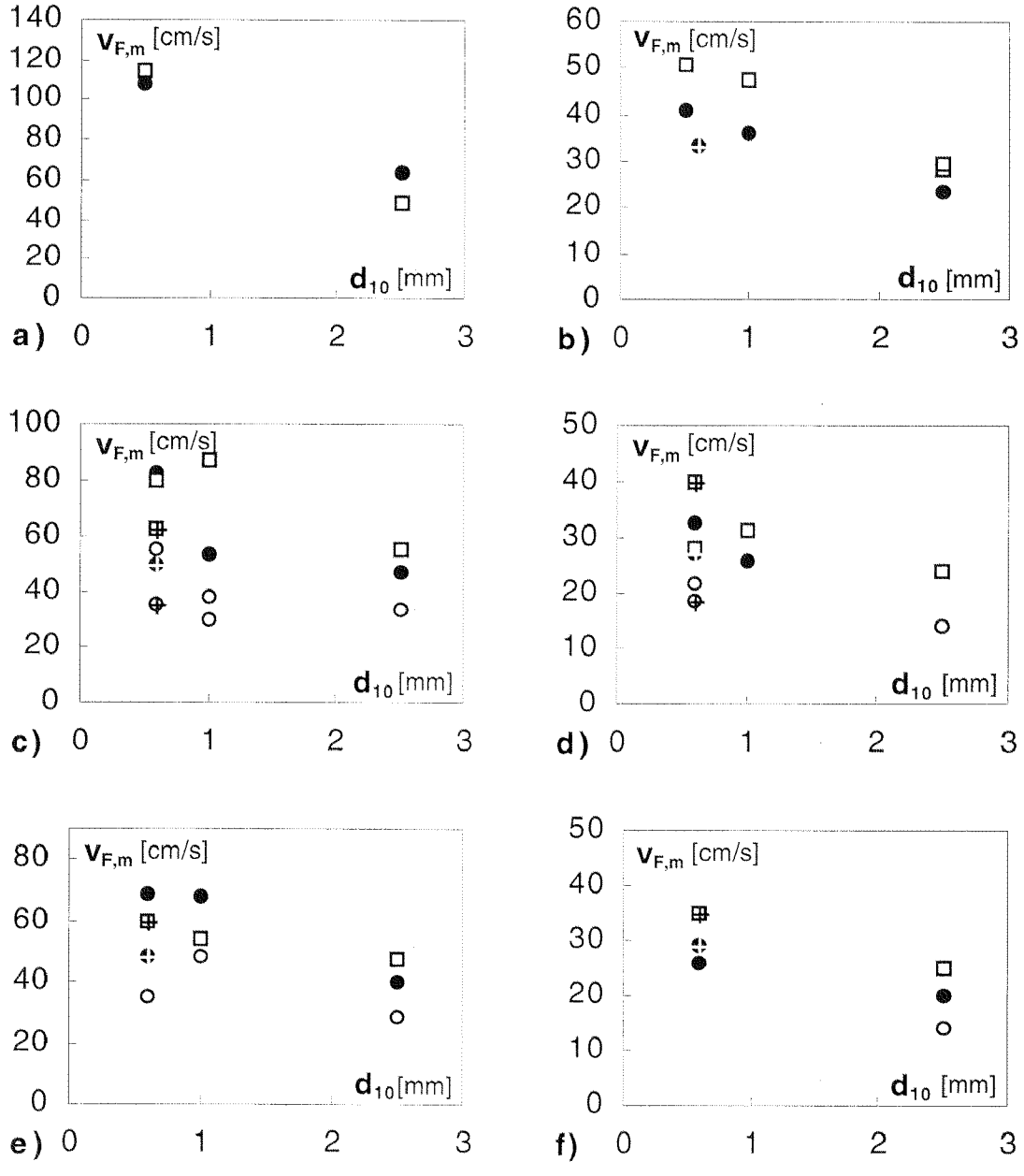


(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) Θ = 26°, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** Θ = 26°, h_u = 12 .. 20 cm;
c) Θ = 20°, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** Θ = 20°, h_u = 12 .. 20 cm;
e) Θ = 17°, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** Θ = 17°, h_u = 12 .. 20 cm.

C.5 Einfluss von d_{10} auf $v_{F,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$

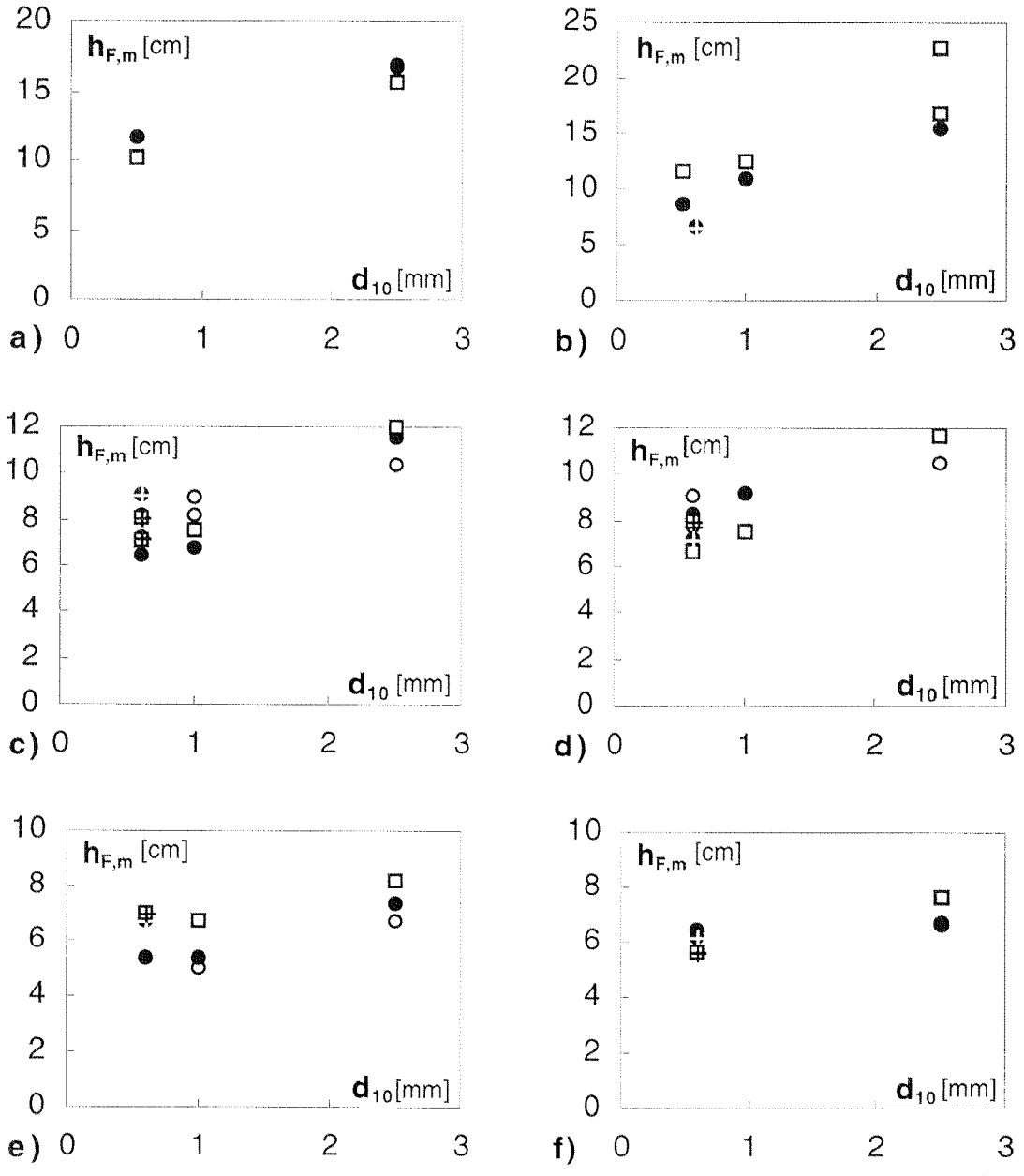
C.5.1 $v_{F,m} = f(d_{10})$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) $\Theta = 26°$, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** $\Theta = 26°$, h_u = 12 .. 20 cm;
c) $\Theta = 20°$, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** $\Theta = 20°$, h_u = 12 .. 20 cm;
e) $\Theta = 17°$, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** $\Theta = 17°$, h_u = 12 .. 20 cm.

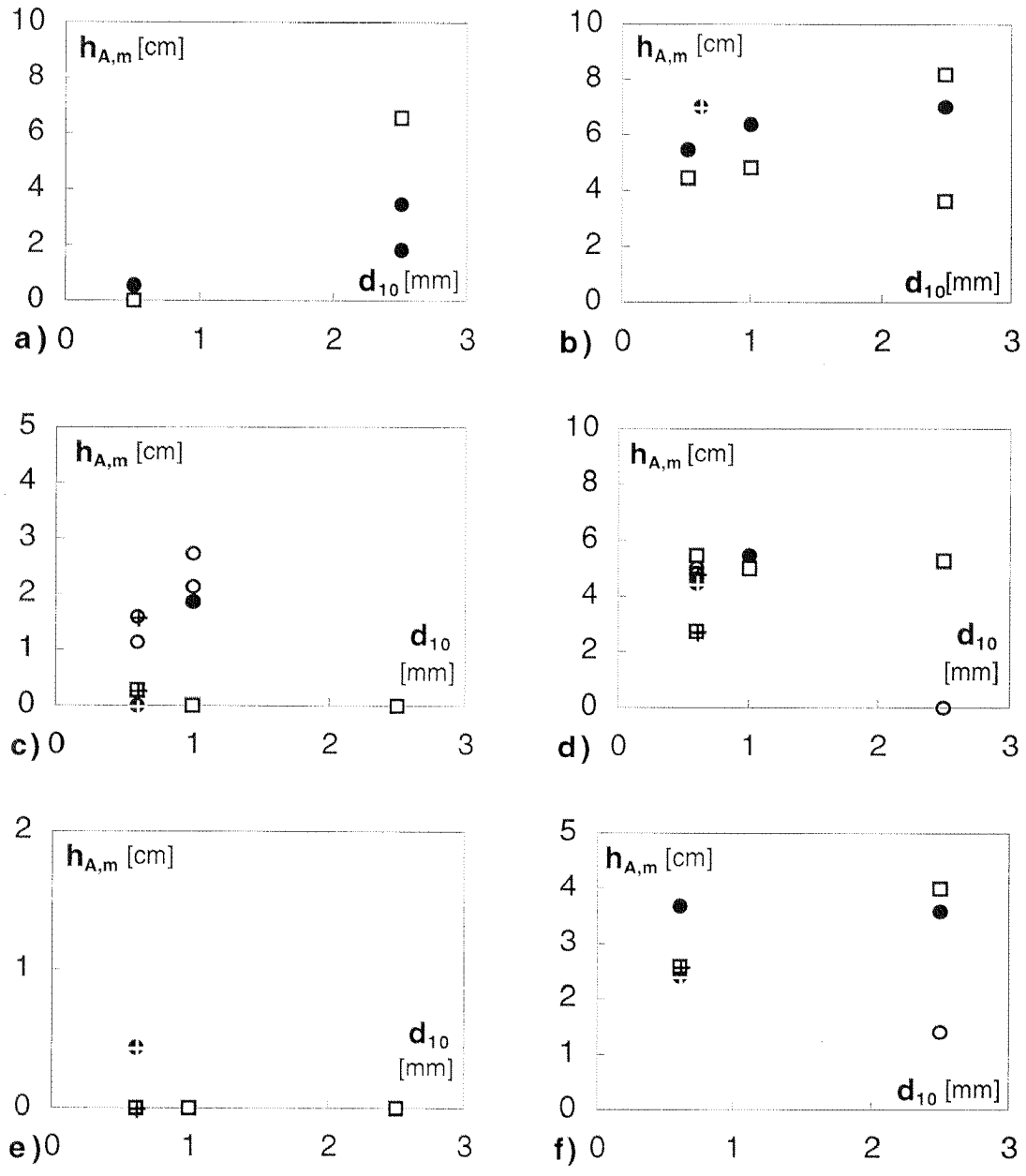
C.5.2 $h_{F,m} = f(d_{10})$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) $\Theta = 26°$, h_u = 3 .. 7 cm; **b)** $\Theta = 26°$, h_u = 12 .. 20 cm;
c) $\Theta = 20°$, h_u = 3 .. 7 cm; **d)** $\Theta = 20°$, h_u = 12 .. 20 cm;
e) $\Theta = 17°$, h_u = 3 .. 7 cm; **f)** $\Theta = 17°$, h_u = 12 .. 20 cm.

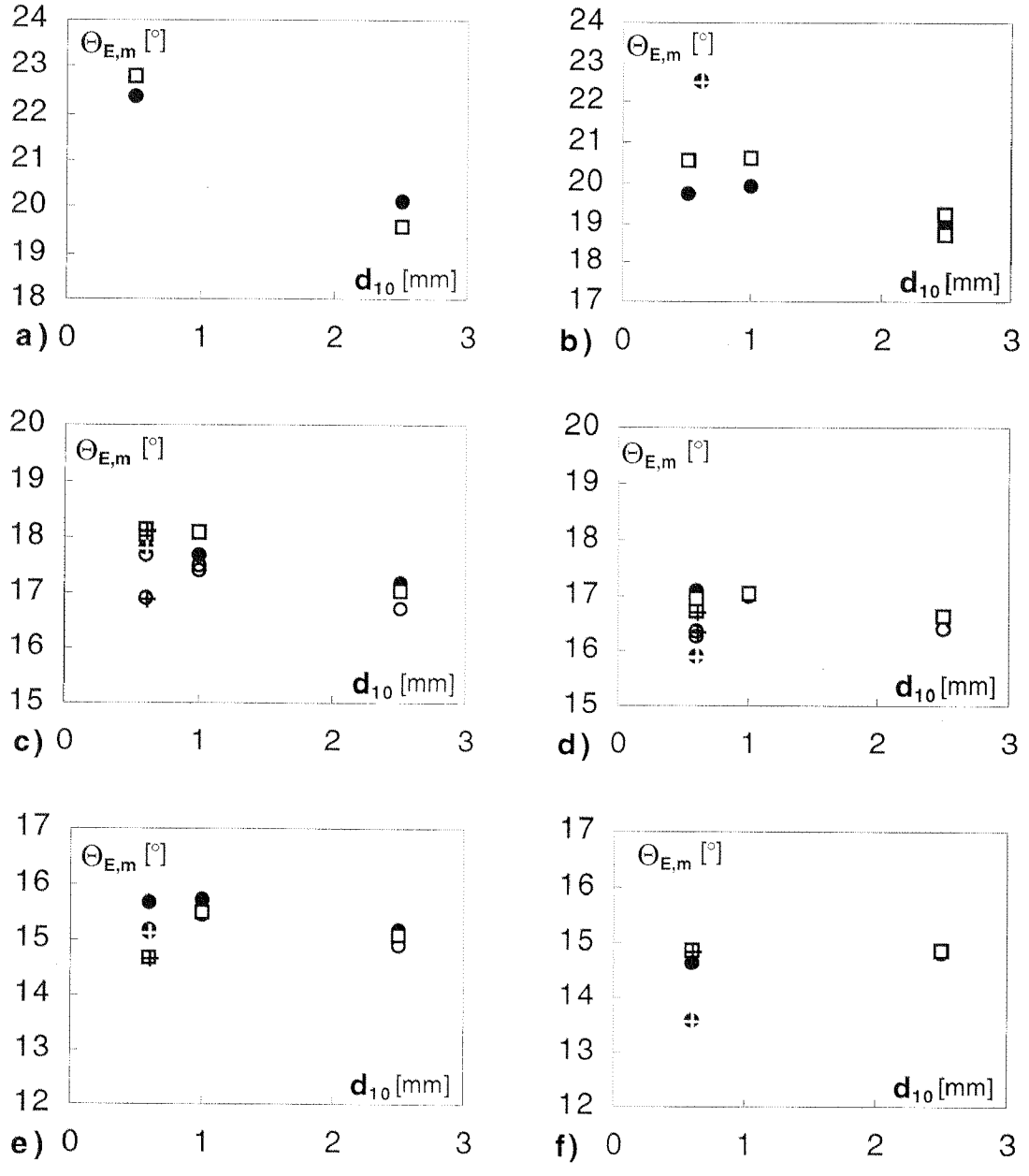
C.5.3 $h_{A,m} = f(d_{10})$



(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) $\Theta = 26°$, h_u = 3 .. 7 cm;
b) $\Theta = 26°$, h_u = 12 .. 20 cm;
c) $\Theta = 20°$, h_u = 3 .. 7 cm;
d) $\Theta = 20°$, h_u = 12 .. 20 cm;
e) $\Theta = 17°$, h_u = 3 .. 7 cm;
f) $\Theta = 17°$, h_u = 12 .. 20 cm.

C.5.4 $\Theta_{E,m} = f(d_{10})$

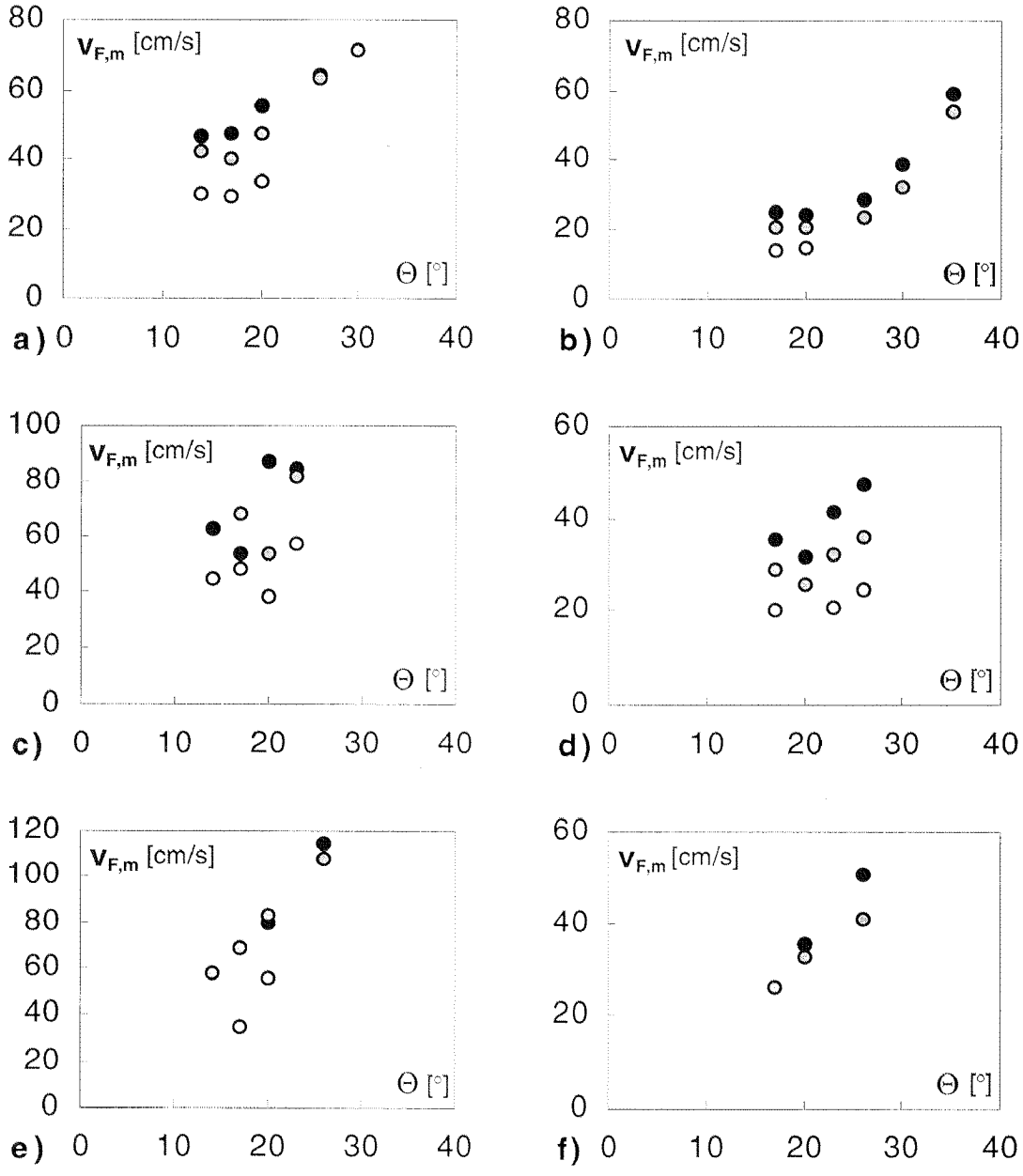


(○) q_{sw} = 2 l/s (●) q_{sw} = 3 l/s (□) q_{sw} = 4 l/s (+) manuell verdichtet

a) Θ = 26°, h_u = 3 .. 7 cm;
b) Θ = 26°, h_u = 12 .. 20 cm;
c) Θ = 20°, h_u = 3 .. 7 cm;
d) Θ = 20°, h_u = 12 .. 20 cm;
e) Θ = 17°, h_u = 3 .. 7 cm;
f) Θ = 17°, h_u = 12 .. 20 cm.

C.6 Einfluss von Θ auf $v_{F,m}$, $v_{E,m}$, $h_{F,m}$, $h_{A,m}$ und $\Theta_{E,m}$

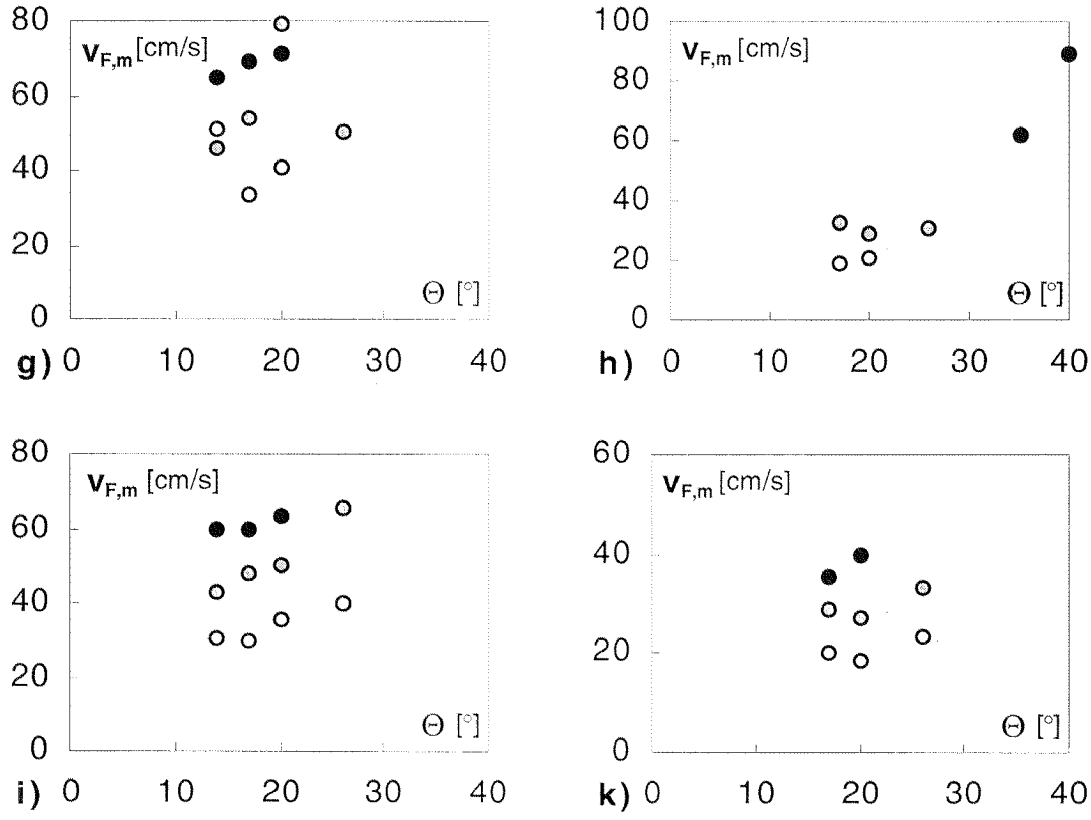
C.6.1 $v_{F,m} = f(\Theta)$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm; **b)** Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm; **d)** Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5 unverd., h_u = 3..7 cm; **f)** Serie 5 unverd., h_u = 12..20 cm.

C.6.2 $v_{F,m} = f(\Theta)$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*

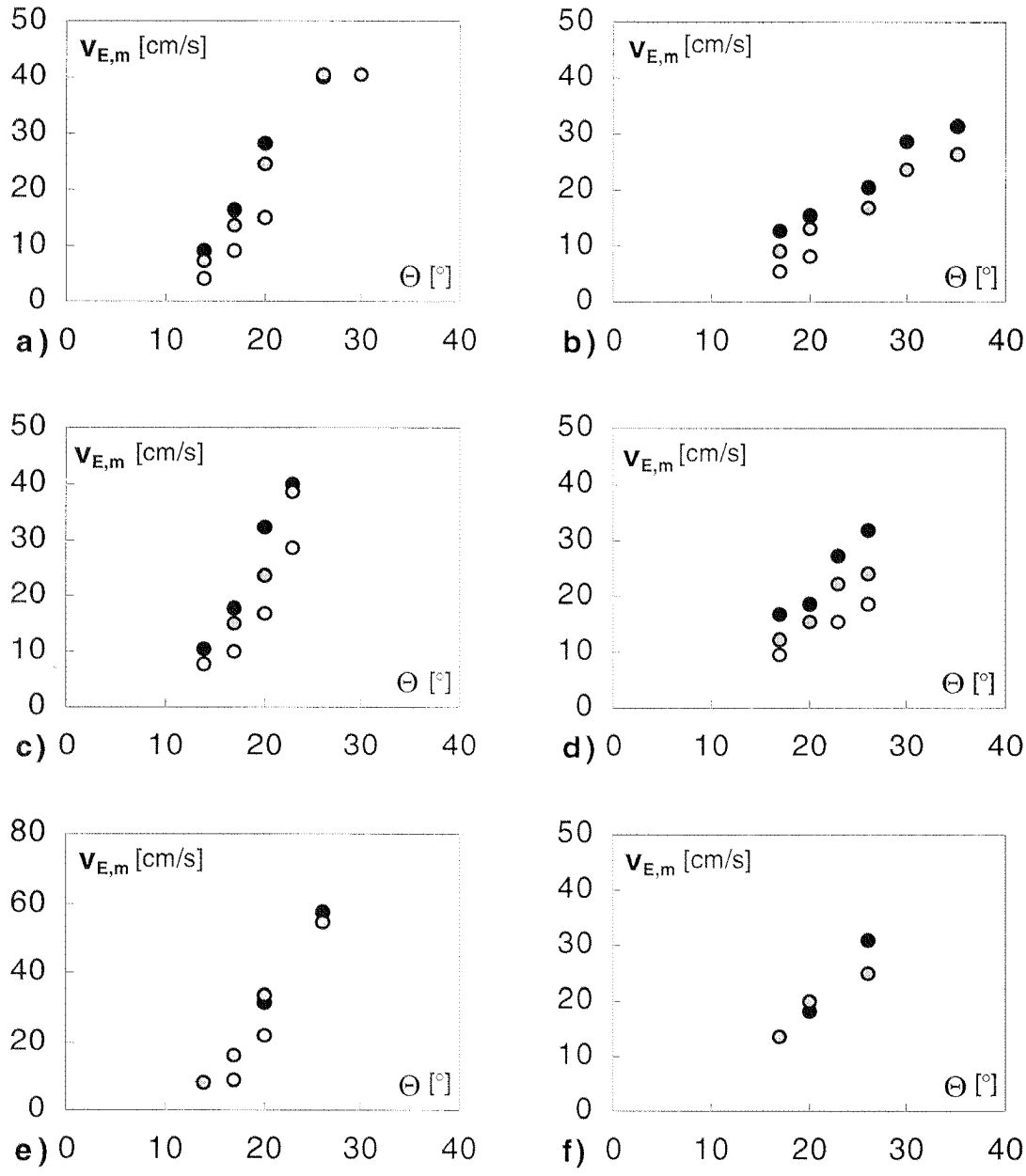


(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm; **h)** Serie 5, h_u = 12..20 cm;

i) Serie 6, h_u = 3..7 cm; **k)** Serie 6, h_u = 12..20 cm;

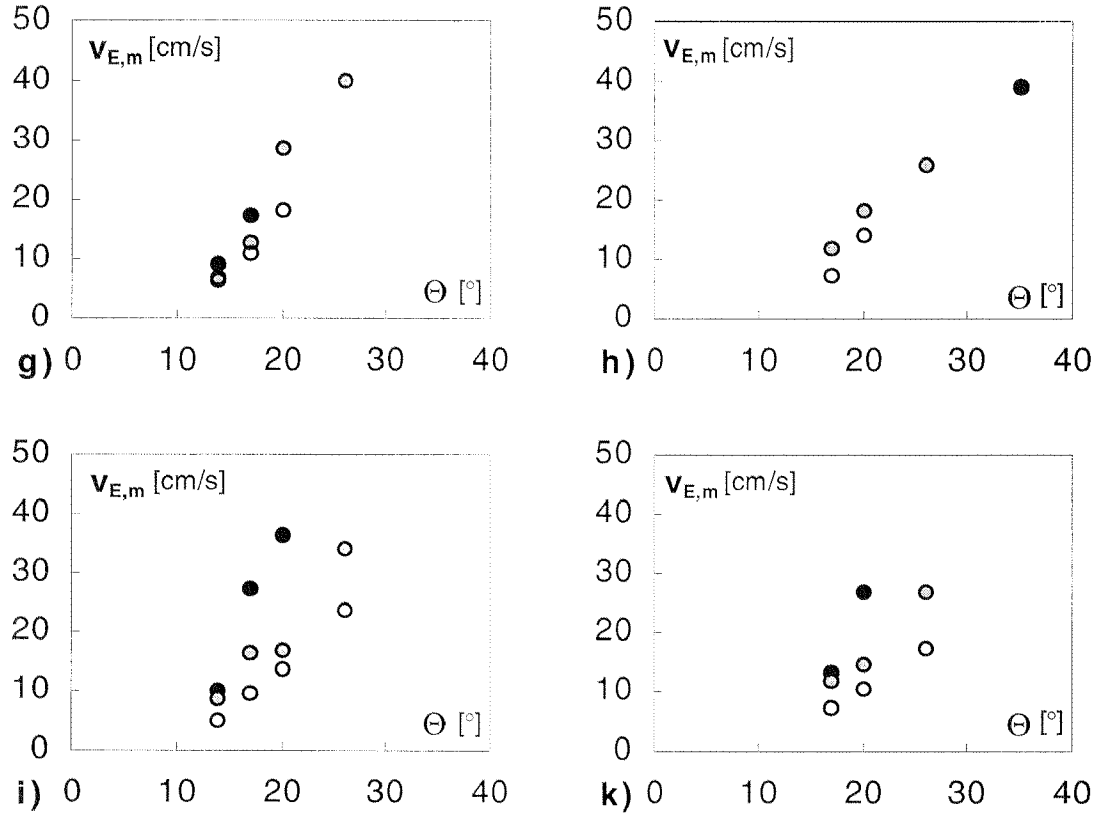
C.6.3 $v_{E,m} = f(\Theta)$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm; **b)** Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm; **d)** Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5 unverd., h_u = 3..7 cm; **f)** Serie 5 unverd., h_u = 12..20 cm.

C.6.4 $v_{E,m} = f(\Theta)$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*

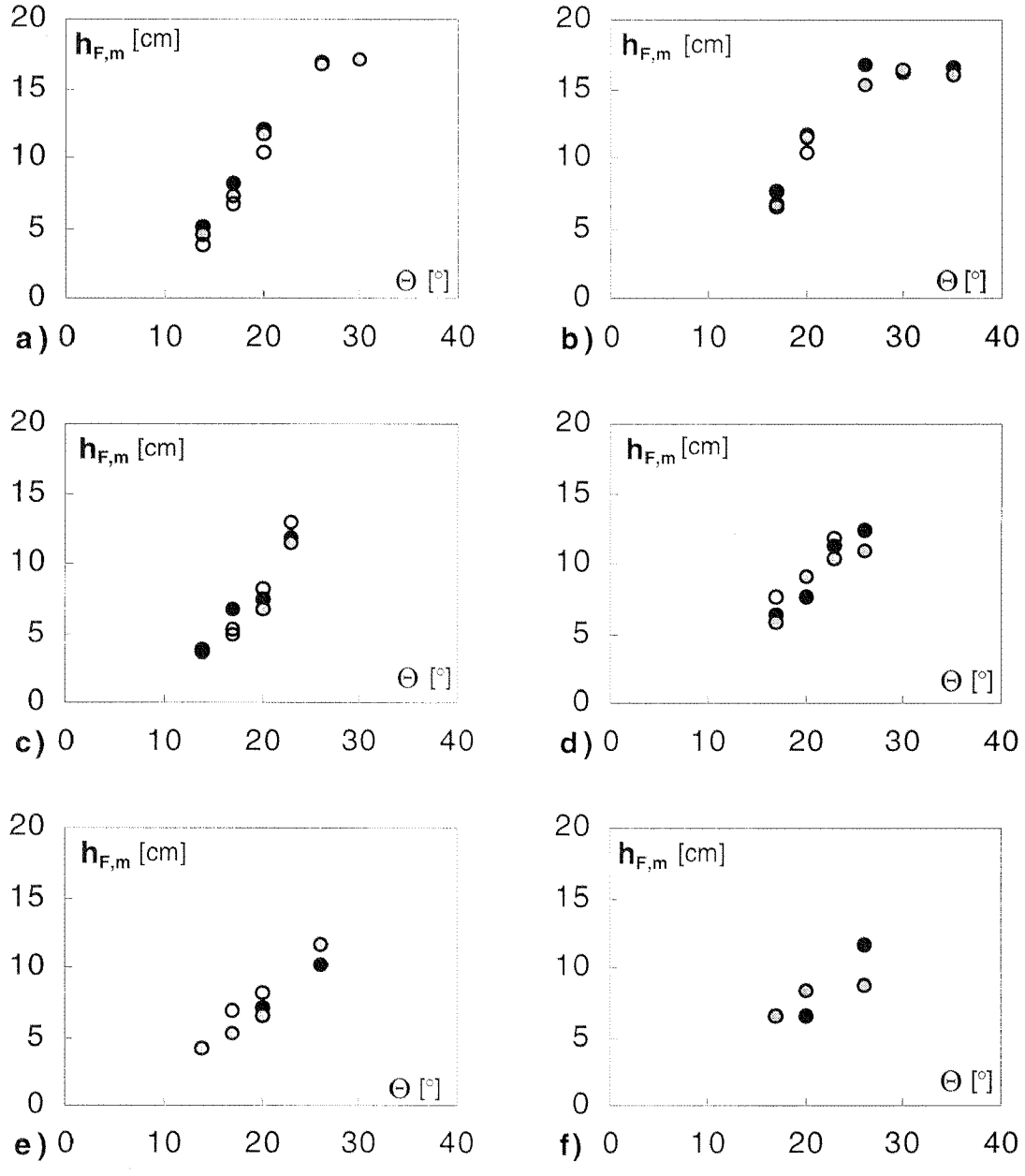


(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm; **h)** Serie 5, h_u = 12..20 cm;

i) Serie 6, h_u = 3..7 cm; **k)** Serie 6, h_u = 12..20 cm;

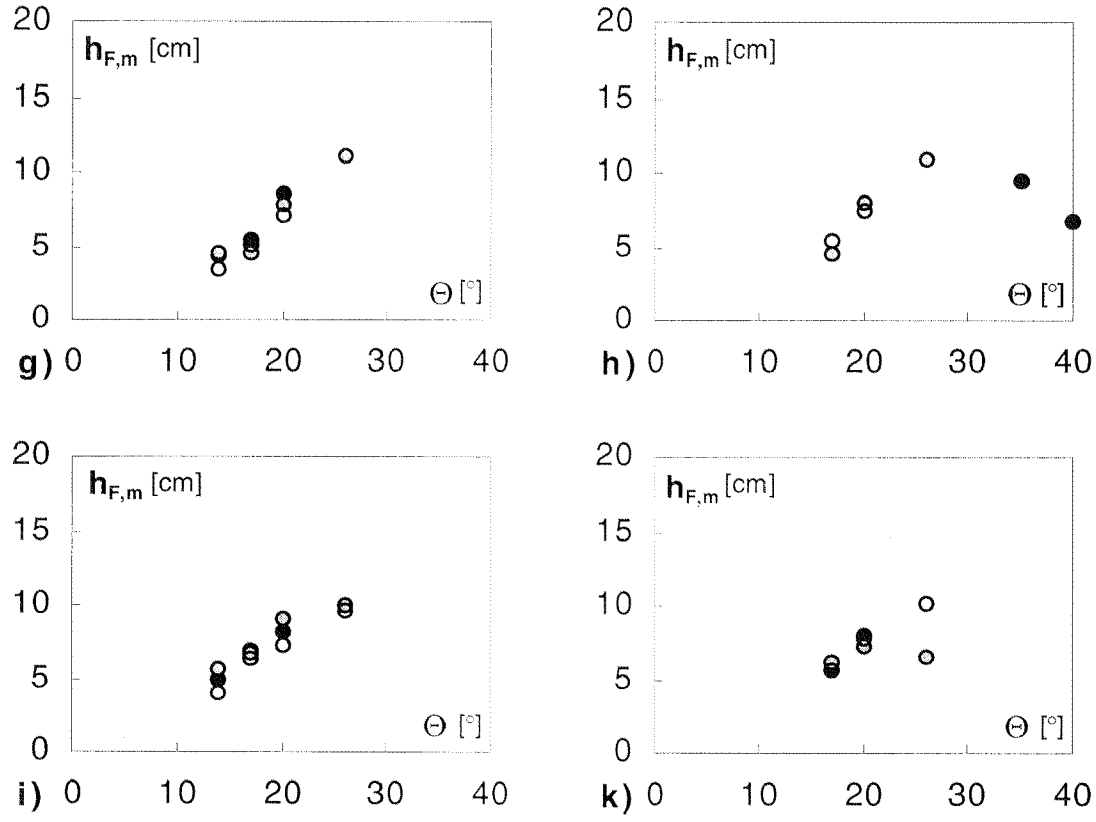
C.6.5 $h_{F,m} = f(\Theta)$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm; **b)** Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm; **d)** Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5 unverd., h_u = 3..7 cm; **f)** Serie 5 unverd., h_u = 12..20 cm.

C.6.6 $h_{F,m} = f(\Theta)$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*

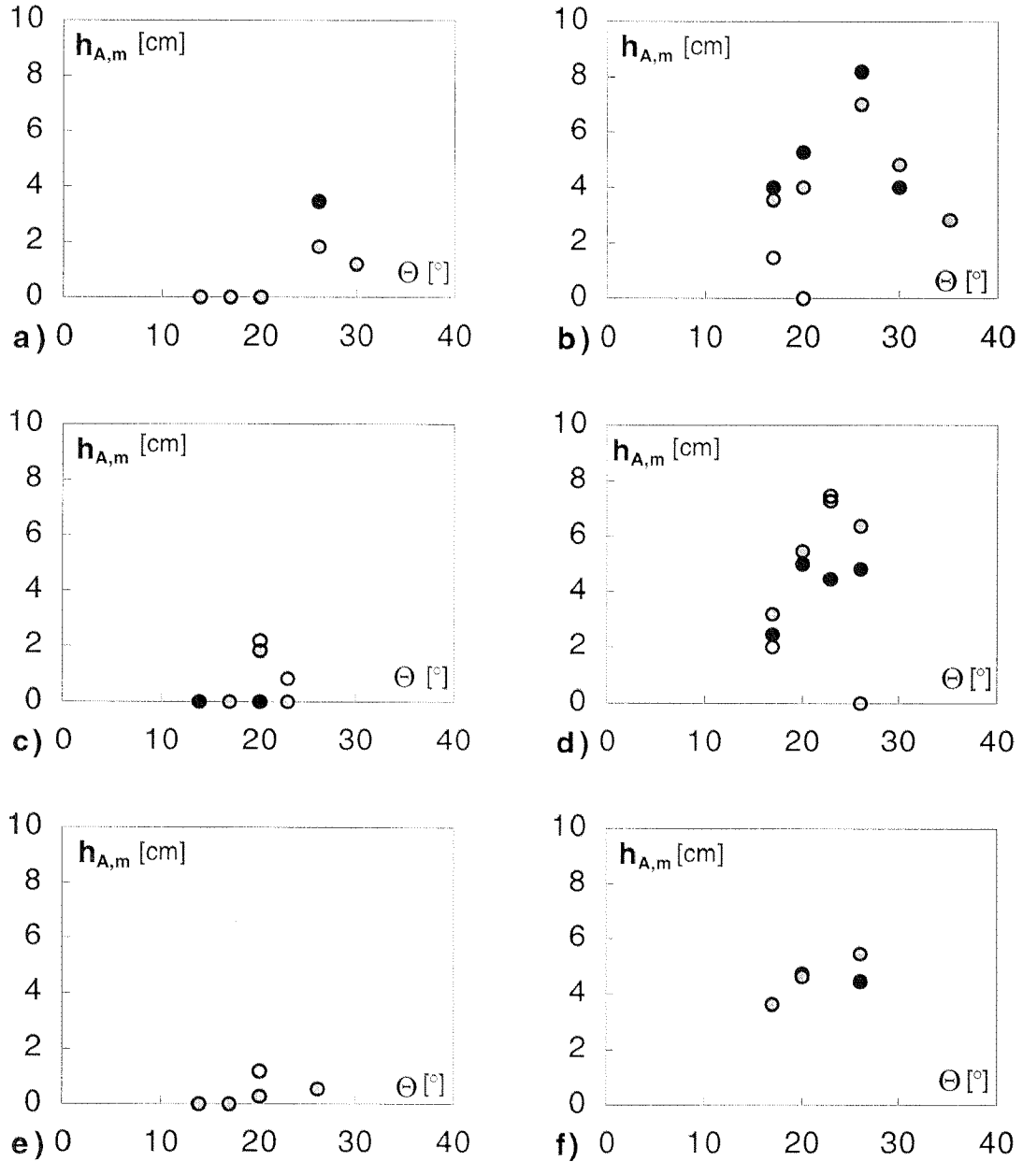


(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm; **h)** Serie 5, h_u = 12..20 cm;

i) Serie 6, h_u = 3..7 cm; **k)** Serie 6, h_u = 12..20 cm;

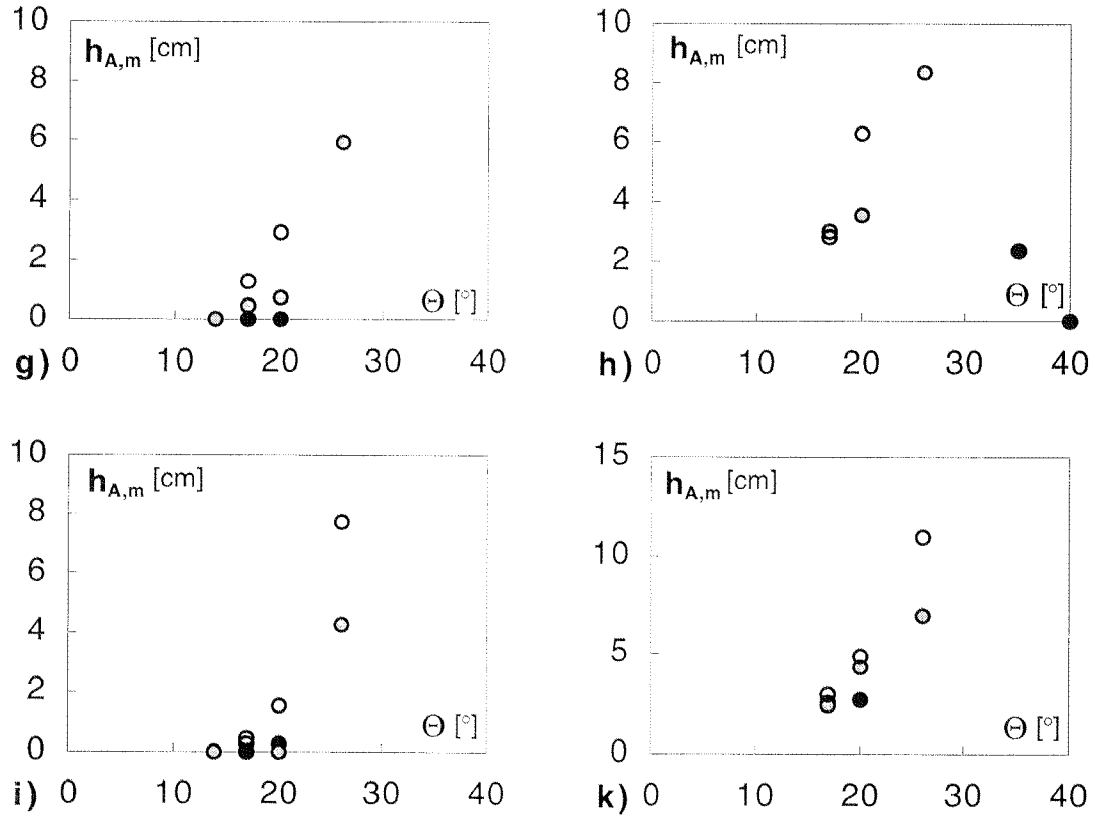
C.6.7 $h_{A,m} = f(\Theta)$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm; **b)** Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm; **d)** Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5 unverd., h_u = 3..7 cm; **f)** Serie 5 unverd., h_u = 12..20 cm.

C.6.8 $h_{A,m} = f(\Theta)$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*

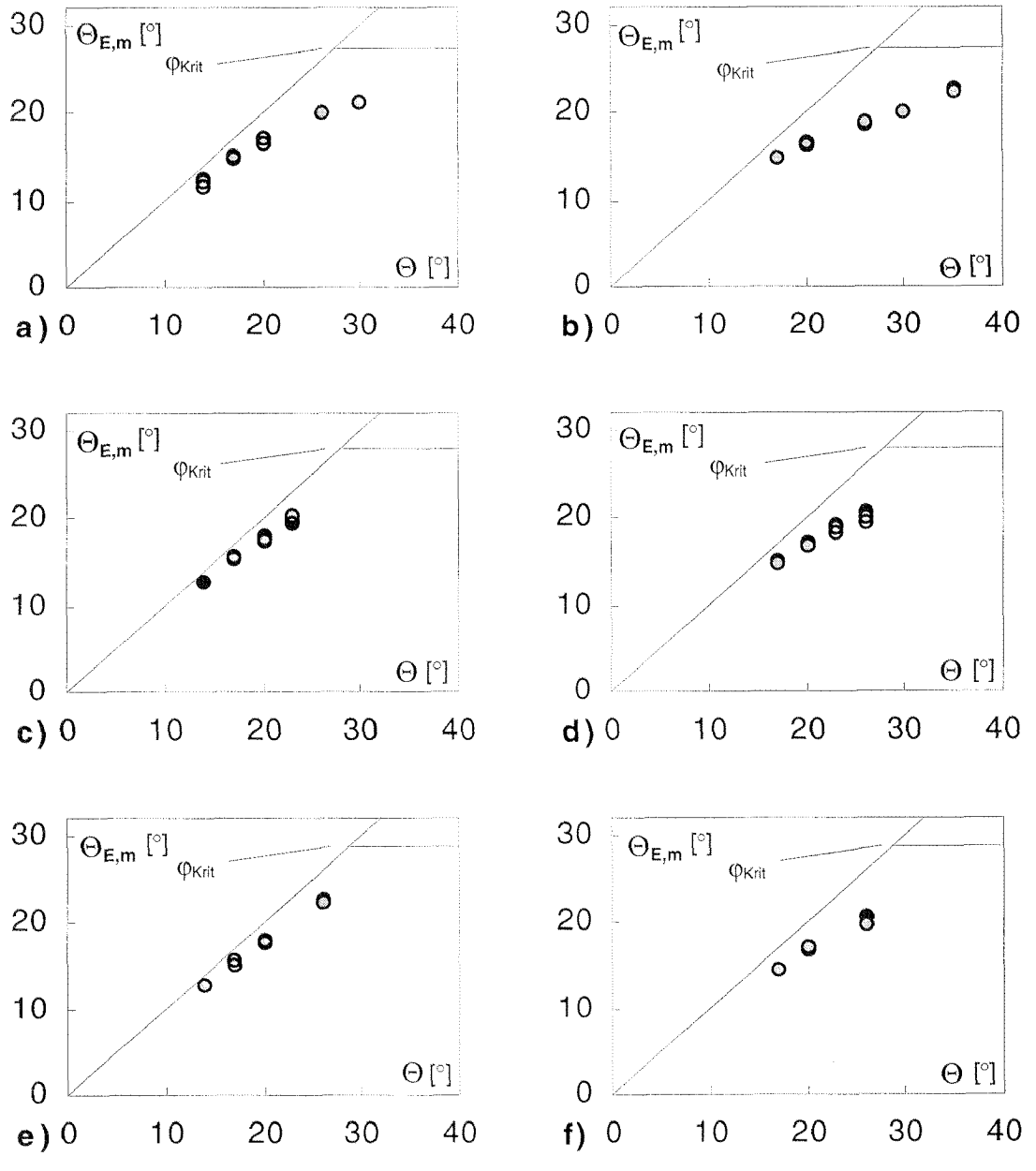


(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm; **h)** Serie 5, h_u = 12..20 cm;

i) Serie 6, h_u = 3..7 cm; **k)** Serie 6, h_u = 12..20 cm;

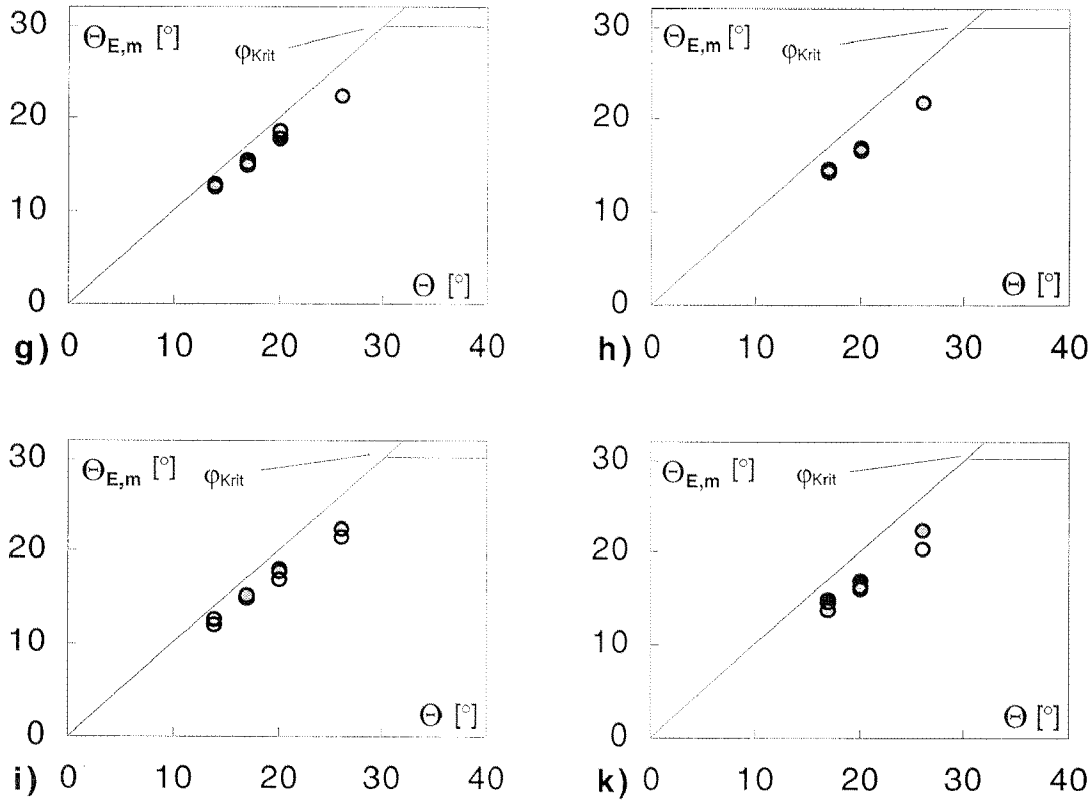
C.6.9 $\Theta_{E,m} = f(\Theta)$ – *Serien 3, 4 und 5 unverdichtet*



(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

a) Serie 3, h_u = 3..7 cm; **b)** Serie 3, h_u = 12..20 cm;
c) Serie 4, h_u = 3..7 cm; **d)** Serie 4, h_u = 11..15 cm;
e) Serie 5 unverd., h_u = 3..7 cm; **f)** Serie 5 unverd., h_u = 12..20 cm.

C.6.10 $\Theta_{E,m} = f(\Theta)$ – *Serien 5 verdichtet und 6 verdichtet*



(○) Q_{sw} = 2 l/s (◎) Q_{sw} = 3 l/s (●) Q_{sw} = 4 l/s

g) Serie 5, h_u = 3..7 cm; **h)** Serie 5, h_u = 12..20 cm;

i) Serie 6, h_u = 3..7 cm; **k)** Serie 6, h_u = 12..20 cm;

Kurzer Lebenslauf

Am 10. Oktober 1970 wurde ich in Bellinzona (TI) geboren und wuchs in Grono (GR) bei meinen Eltern, Alfredo und Nelly, und mit meinen jüngeren Geschwistern, Stefano und Elena, auf. In Grono besuchte ich die Primarschule. Nach der Realschule in Roveredo (GR) trat ich ins kantonale Gymnasium in Bellinzona ein, wo ich 1990 mit der naturwissenschaftlichen Matur (Typus C) abschloss.

Anschliessend begann ich meine Ausbildung als Kulturingenieur an der ETH-Zürich, wo ich im Frühjahr 1995 das Diplom erhielt. Thema meiner kulturtechnischen Diplomarbeit war die Renaturierung eines Auengebietes entlang der Moesa, während die Einführung eines neuen Koordinatensystems für die schweizerische amtliche Vermessung das Thema meiner vermessungstechnischen Diplomarbeit war.
Nach Erfahrungen als Hilfsassistent beim Institut für Kulturtechnik (IfK) und beim Institut für Geodäsie und Photogrammetrie (IGP) der ETH-Zürich begann ich im Oktober 1995 mit der vorliegenden Forschungsarbeit an der VAW.