



DOCTORAL THESIS
Influence of Reservoir Shape and Size
On the Flood Wave Caused by Progressive
Overtopping Dam Failure

DISSERTATION
Einfluss von Speichergeometrie und
Speichergröße auf die Flutwelle beim
Dammerosionsbruch durch Überströmen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaft
eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Simon Wallner
Matrikelnummer 0125927
Kefergasse 24, A-1140 Wien

1. Gutachter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter
Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/222, A-1040 Wien
2. Gutachter: Prof. Dr. Dipl. Bauing. ETHZ Anton Schleiss
Institut für Bauingenieurwesen
Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne
Station 18, LCH-ENAC-EPFL, CH-1015 Lausanne

Wien, im Juli 2014

Kurzfassung

Das Eintreten eines Dambruchereignisses kann trotz aller Sicherheitsmaßnahmen niemals vollkommen ausgeschlossen werden. Der durch Überströmen hervorgerufene progressive Erosionsbruch ist eine der primären Versagensursachen bei Dämmen. Das Verstehen dieses Prozesses ist daher für die Entwicklung von Gefahrenzonenplänen und Notfallplänen essenziell, um möglichst präzise Annahmen bezüglich der räumlichen und zeitlichen Entwicklung von Dambrüchen treffen zu können.

Im Rahmen dieser Arbeit wird versucht, einen Beitrag zur Beantwortung der Frage des Einflusses der Speichergöße und der Speicherform auf die Entwicklung einer Flutwelle beim Dambruch durch Überströmen zu leisten. Zu diesem Zweck wurde eine Modellfamilie von 0,31 m hohen Sanddämmen bei unterschiedlichen Speichergößen und Speicherformen im Wasserbaulabor der Technischen Universität Wien untersucht. Die Speicherform beziehungsweise die Speichercharakteristik definiert die Wasserstand-Volumen-Beziehung des Speichers. Bei den Modellversuchen wurden zwei unterschiedliche Speicherformen mit linearer und nichtlinearer Volumencharakteristik, das heißt V-Täler und U-Täler, bei drei unterschiedlichen Speichervolumen von 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 untersucht. Die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse wurde durch jeweils dreimaliges Ausführen der Versuche für jede der sechs Speicherkonfigurationen getestet. Dabei konnte auch der generelle Ablauf des räumlichen Versagensprozesses an einem Homogendamm beobachtet werden. Im Gegensatz zu den meisten bisher durchgeführten Experimenten zur Untersuchung des Bruchverhaltens von Dämmen wurden bei den in dieser Arbeit behandelten Versuchen die Speicher zu Beginn jedes Experiments einmal gefüllt, danach erfolgte keine weitere Wasserzufuhr. Diese Methode erlaubt eine isolierte Betrachtung des Einflusses der Speichercharakteristik und des Speichervolumens.

Die messtechnische Erfassung der wesentlichen Parameter erfolgte über eine Wasserspiegelmessung im Speicher und im unterhalb der Dammaufstandsfläche angeordneten Drainagetank. Aus diesen Daten wurden die Breschenabflüsse berechnet. Durch eine im Unterwasserbereich angeordnete Sedimentfalle konnte das erodierte Dammmaterial gemessen werden. Des Weiteren wurden alle Versuche mit drei Kameras aus unterschiedlichen Positionen aufgezeichnet. Zur räumlichen und zeitlichen Erfassung der Breschenentwicklung wurde ein eigens für die Modellversuche entwickeltes optisches Messsystem auf Basis des Microsoft Kinect Sensors, genannt Diketracker, erprobt und verbessert.

Bei den Versuchen zeigte sich eine starke Abhängigkeit der resultierenden Dambruchflutwellen von den untersuchten Parametern, der Speichergöße und der Speicherform. Die Versuche zeigten, dass größere Speichervolumen zu höheren Spitzenabflüssen führen und Speicher mit nichtlinearen Volumencharakteristiken bei gleichem Speicherinhalt zu höheren Spitzenabflüssen führen als Speicher mit linearen Inhaltslinien.

Mit einem einfachen Rechenmodell basierend auf der Überfallgleichung nach Poleni, der Fließformel nach Gauckler-Manning-Strickler und einem Ansatz für Sedimenttransport nach Smart und Jaeggi wurde versucht, die Ergebnisse der Modellversuche nachzuvollziehen. Das Modell war nach Anpassung einiger Parameter in der Lage die Versuchsergebnisse zu reproduzieren, zur Prognose ist es aber aufgrund unzureichenden Wissens über die Zusammenhänge von Modellparametern und Materialparametern noch nicht geeignet.

Abstract

Despite all safety measures a dam break is a danger that cannot be excluded from risk assessment. One of the primary dam failure modes is progressive erosion failure due to overtopping flow. Detailed knowledge about the breach process is therefore essential to make accurate assumptions about the temporal development of the flood wave caused by the dam failure. This background is an integral part for the development of inundation plans and emergency plans.

In this thesis it is attempted to investigate the influence of reservoir shape and size on the flood wave caused by progressive overtopping dam failure. For this purpose physical model tests were carried out at the hydraulic laboratory of the Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management of Vienna University of Technology. The model dams were 0.31 m high and made of cohesionless sand. Six different reservoir configurations were tested, two shapes and three reservoir sizes of 4 m³, 2 m³ and 1 m³. To check the repeatability of the experiments each setup was independently conducted three times. During the experiments the general spatial breach process could be observed and investigated. In comparison to former tests concerning the progressive erosion failure of dams the reservoirs of the experiments covered in this thesis were only filled once at the beginning of each experiment. After that there was no additional inflow. This method enabled an isolated view on the influence of reservoir size and shape.

The measurement system consisted of multiple sensors to measure the water level in the reservoir and in the drainage tank. This data was used to calculate the breach hydrographs. Additionally a sediment trap downstream measured the volume of the eroded material. All tests were recorded by three video cameras from different positions and by a specially developed optical measuring system to record the temporal and spatial development of the breach based on Microsoft's Kinect sensor, called the Diketracker system.

The experiments showed a strong dependence between the investigated parameters and the observed flood hydrographs. The tests showed clearly, that larger storage volumes produce larger flood hydrographs. Reservoirs with nonlinear storage characteristics caused greater peak discharges than reservoirs with linear storage characteristics and the same storage volume.

In addition to the experiments a simple mathematical model was used to simulate the results of the tests. This model was able to reproduce the results of the experiments after adaption of certain parameters but it cannot yet be used as a tool for prediction due to a lack of understanding of the relationship between model parameters and material parameters.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Gegenstand der Untersuchung	2
2	Grundlagen	3
2.1	Versagensmechanismen bei Dämmen	3
2.1.1	Versagensstatistik	3
2.1.2	Versagensursachen allgemein	4
2.1.3	Überströmen eines Dammes - Erosionszonen	7
2.1.4	Überströmen eines Homogendammes - Zweidimensionales Versagen	8
2.1.5	Überströmen eines Homogendammes - Dreidimensionales Versagen	10
2.1.6	Überströmversagen eines Zonendammes	10
2.2	Fallbeispiele für Dammversagen	11
2.2.1	Hochwassersituation in Österreich	11
2.2.2	Hochwasser an der March im Frühjahr 2006	12
2.2.3	Versagen des Teton Dammes	13
2.2.4	Deichbrüche in New Orleans 2005 - Hurrikan Katrina	15
2.2.5	Dammbruch Taum Sauk	15
2.2.6	Weitere Versagensfälle	17
2.3	Literaturstudie über durchgeführte Modell- und Feldversuche	17
3	Physikalische Modellversuche	25
3.1	Allgemeine Grundlagen zum hydraulischen Versuchswesen	25
3.1.1	Modellgesetze	25
3.1.2	Modelle mit Geschiebetransport	27
3.1.3	Maßstabeffekte und Modelleffekte	29
3.2	Versuchsprogramm	30
3.3	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	31
3.3.1	Übersicht über die am Modell installierten Sensoren	34
3.3.2	Dammaufbau	34
3.3.3	Speicherraum	38
3.3.4	Wasserspiegelmessung	42
3.3.5	Drainagewasser	42
3.3.6	Messung der Erosion	43
3.3.7	Diketacker	44

4	Ergebnisse der Modellversuche	47
4.1	Ergebnisse der Versuche mit linearen Speichercharakteristiken	47
4.1.1	Lineare Charakteristik, 4 m ³ Speichervolumen	47
4.1.2	Lineare Charakteristik, 2 m ³ Speichervolumen	58
4.1.3	Lineare Charakteristik, 1 m ³ Speichervolumen	60
4.2	Ergebnisse der Versuche mit nichtlinearen Speichercharakteristiken	63
4.2.1	Nichtlineare Charakteristik, 1 m ³ Speichervolumen	63
4.2.2	Nichtlineare Charakteristik, 2 m ³ Speichervolumen	66
4.2.3	Nichtlineare Charakteristik, 4 m ³ Speichervolumen	68
4.2.4	Nichtlineare Charakteristik, 4 m ³ - Symmetriemodell	70
4.3	Zeitliche Entwicklung des Dammbrochs	73
4.3.1	Breschenentwicklung	74
4.3.2	Finale Breschenform	78
5	Diskussion der Ergebnisse	81
5.1	Zusammenfassung wesentlicher Versuchsdaten	81
5.2	Vergleich der Speichergrößen	84
5.3	Vergleich der Speicherformen	87
5.4	Normalisierung der Ergebnisse	91
5.4.1	Wasserstand und Speichervolumen	91
5.4.2	Dammvolumen und Breschenvolumen	92
5.4.3	Sedimenttransportrate und Breschendurchfluss	94
5.4.4	Dimensionsloser Spitzenabfluss	94
5.5	Vergleichsrechnung	98
5.5.1	Allgemeine Grundlagen zur Dammbrochberechnung	98
5.5.2	Rechenmodell	101
5.5.3	Ergebnisse der Berechnungen	103
6	Zusammenfassung und Ausblick	107
6.1	Allgemeiner Brochvorgang	107
6.2	Einfluss der Speichergröße	108
6.3	Einfluss der Speicherform	108
6.4	Forschungsbedarf	109
	Liste der verwendeten Formelzeichen	111
	Literaturverzeichnis	115
	Abbildungsverzeichnis	123
	Tabellenverzeichnis	129
	Anhang	133
A	Dämme in Österreich	133

B	Bildsequenzen der Dammbbruchversuche	137
C	Materialparameter	171

1 Einleitung

Dammbrüche stellen Risiken dar, die trotz verantwortungsbewusster Betriebsführung und Überwachung, sowie immer besser werdender Planungskriterien grundsätzlich nicht ausgeschlossen werden können. Zu den Hauptversagensursachen von Dämmen zählen das Überströmversagen und das Durchströmversagen. Dabei spielen hydraulische, geotechnische und strukturmechanische Prozesse eine wesentliche Rolle. Eine möglichst präzise Beschreibung des Versagensszenarios stellt die Grundlage für die Entwicklung von Notfallplänen beziehungsweise von Frühwarnsystemen dar und liegt damit im Interesse von Anlagenbetreibern, betroffenen Personen und verantwortlichen Behörden.

1.1 Allgemeines

Durch anthropogene und natürliche klimatische Veränderungen nehmen Anzahl und Ausmaß von Extremereignissen und damit auch die Häufigkeit von Schäden durch Naturereignisse zu. Eine gleichzeitige Verschlechterung der Randbedingungen durch menschliche Eingriffe, wie zum Beispiel Oberflächenversiegelung, führt zu einer Verringerung der natürlichen Retentionswirkung und zu einer Erhöhung des Schadenspotentials. Die Kombination dieser beiden Entwicklungen kann sich negativ auf die Sicherheit von Baukonstruktionen auswirken. Planung, Erhaltung und Betrieb von Stauanlagen werden dadurch erheblich erschwert. Eine Auseinandersetzung mit Sicherheitsfragen im Zusammenhang mit dem Auftreten von Naturkatastrophen und den möglichen Schäden und Risiken ist somit unumgänglich.

Die Betriebseinrichtungen von Talsperren sind laut *Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren* des österreichischen Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (BMLFUW) auf ein Bemessungshochwasser (BHQ) mit einem statistischen Wiederkehrintervall von fünftausend Jahren (HQ_{5000}) zu bemessen. Darüber hinaus dient die Ausweisung eines Sicherheitshochwassers (SHQ, entspricht einem extremen Lastfall) der Überprüfung der Sicherheit einer Anlage bei Überlastung. (BMLFUW, 2009)

Bei schutzwasserwirtschaftlichen Projekten wird das Schutzziel im Allgemeinen mit einem 100 jährlichen Ereignis (HQ_{100}) definiert. In begründeten Fällen können die Schutzgrade erhöht, oder auch auf häufigere Ereignisse abgemindert werden. Im Zuge von Restrisikobetrachtungen sind laut aktueller Fassung der technischen Richtlinien für die Bundeswasserbauverwaltung (RIWA-T 2006) die Auswirkungen bei Überschreitung des Bemessungshochwassers bei allen Hochwasserschutzprojekten zu untersuchen, die für einen Bemessungsabfluss mit einer Jährlichkeit unter dreihundert Jahren ($< HQ_{300}$) dimensioniert wurden. Diese Untersuchungen müssen sich bis auf ein HQ_{300} erstrecken. (BMLFUW, 2006b)

1.2 Gegenstand der Untersuchung

Den Schwerpunkt dieser Arbeit stellt die Untersuchung von durch Überströmung verursachtem Dammversagen dar. Die detaillierte Beschreibung und Erfassung dieses Vorgangs ist für die weitere Entwicklung des Katastrophenszenarios von großer Bedeutung und stellt somit eine wesentliche Grundlage für die Entwicklung von Notfallplänen beziehungsweise von Frühwarnsystemen dar.

Um eine Abschätzung des Restrisikos zu ermöglichen ist es unumgänglich, das progressive Fortschreiten der Dammerosion durch Überströmen zu berücksichtigen. Das Flutwellenszenario wird durch die zeitliche und räumliche Entwicklung der Bruchform (Bresche) bestimmt. Die Einflussparameter beim progressiven Dammerosionsbruch sind aufgrund der Komplexität des Phänomens mit großen Unsicherheiten behaftet. Mit Hilfe physikalischer Modelle soll eine Untersuchung von für Risikobetrachtungen relevanten Parametern erfolgen.

Im Rahmen der Dissertation wurde der Einfluss von Speichergröße und Speicherform auf die Flutwelle bei einem durch Überströmen ausgelösten progressiven Dammerosionsbruch an einem 0,31 m hohen Modelldamm aus Sandmaterial analysiert. Die zu untersuchenden Reservoirgrößen wurden mit 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 festgelegt. Der Einfluss der Talform wurde jeweils mit einem Dreiecksquerschnitt (V-Tal) und einem Rechtecksquerschnitt (U-Tal) analysiert. Die Klassifizierung als Dreieckspeicher beziehungsweise Rechteckspeicher bezieht sich auf die Form des Längsschnitts durch den Speicher des Modells. Aufgrund der unterschiedlichen Speicherinhaltslinien waren verschiedene Abflussganglinien zu erwarten, was anhand systematischer Versuche bestätigt und quantifiziert werden sollte. Die Füllung des Speichers erfolgte ausschließlich zu Beginn jedes Experiments bis zum Einsetzen des Überströmens. Der Bruchvorgang wurde durch Überströmen einer Initialbresche im Damm ab einer bestimmten Wasserspiegellhöhe ausgelöst. Die Messung des Breschenabflusses erfolgte durch eine Wasserspiegelmessung im Reservoir. Das Gewicht des erodierten Dammmaterials wurde zusätzlich mit einer Geschiebefalle kontinuierlich gemessen. Die Kombination der unterschiedlichen Messsysteme sollte eine möglichst detaillierte Erfassung des Bruchvorgangs ermöglichen.

Die vorliegende Arbeit ist in sechs Kapitel unterteilt. Kapitel 2 beinhaltet allgemeine Grundlagen zum Versagen von Dämmen. Es werden zunächst die verschiedenen Versagensmechanismen kurz beschrieben und ausgewählte Fallbeispiele präsentiert, danach wird ein Überblick über bereits durchgeführte Modellversuche und Feldversuche gegeben. In Kapitel 3 werden der Modellstand, das Versuchsprogramm und die Versuchsdurchführung beschrieben. Die Ergebnisse der Versuche sind in Kapitel 4 dargestellt und werden in Kapitel 5 diskutiert. Kapitel 6 beinhaltet eine Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse. Die Anhänge A, B und C beinhalten schließlich eine Übersicht der großen Dämme in Österreich, Bildsequenzen der Dammbuchversuche und einige der im Zuge der Versuche bestimmten Materialparameter.

2 Grundlagen

In diesem Kapitel werden mögliche Ursachen für das Versagen von Dämmen und einige ausgewählte Schadensfälle beschrieben. Außerdem sind in diesem Zusammenhang durchgeführte Modellversuche beziehungsweise Forschungsprojekte zusammengefasst.

2.1 Versagensmechanismen bei Dämmen

Die *International Commission on Large Dams* (ICOLD) definiert das Versagen eines Dammes als eine Bewegung eines Dammschnitts oder des Fundaments eines Dammes, die es unmöglich macht Wasser aufzustauen (ICOLD, 1986). Im Allgemeinen resultiert ein solches Versagen in der Abgabe großer Mengen von Wasser.

In Bezug auf die Breschenbildung spricht man von dem Versagen eines Dammes, wenn es als Folge von Erosion oder strukturellem Versagen zu einer unkontrollierten Durchströmung oder Überströmung des Bauwerks kommt (Definition nach Morris, 2009a). Die Breschenbildung ist im Wesentlichen vom Dammtyp und dem hydraulischen Lastfall abhängig.

2.1.1 Versagensstatistik

Eine Statistik der ICOLD, chinesische und russische Talsperren sind darin nicht inkludiert, zeigt auf, dass in 49 % der Fälle Überströmen (31 % primäre Ursache, 18 % sekundäre Ursache), in 28 % der Fälle innere Erosion im Dammkörper (15 % primäre Ursache, 13 % sekundäre Ursache) und in 17 % der Fälle innere Erosion in der Aufstandsfläche (12 % primäre Ursache, 5 % sekundäre Ursache) für das Versagen von Erdschüttdämmen und Steinschüttdämmen verantwortlich sind. (ICOLD, 1995) In dieser Studie wurden große Sperren nach ICOLD Definition, das heißt in diesem Fall Dämme mit mindesten 15 m Höhe oder einem Speicherinhalt von mindestens 1.000.000 m³, untersucht (siehe Abbildung 2.1).

Eine Studie basierend auf Daten der ICOLD von Foster *et al.* (2000) kommt zu dem Schluss, dass 35,9 % der Fälle von Dammversagen auf Überströmen, 5,5 % auf Rutschungen, 1,9 % auf Bodenverflüssigung als Folge von Erdbeben und 46,1 % auf innere Erosion zurückzuführen sind.

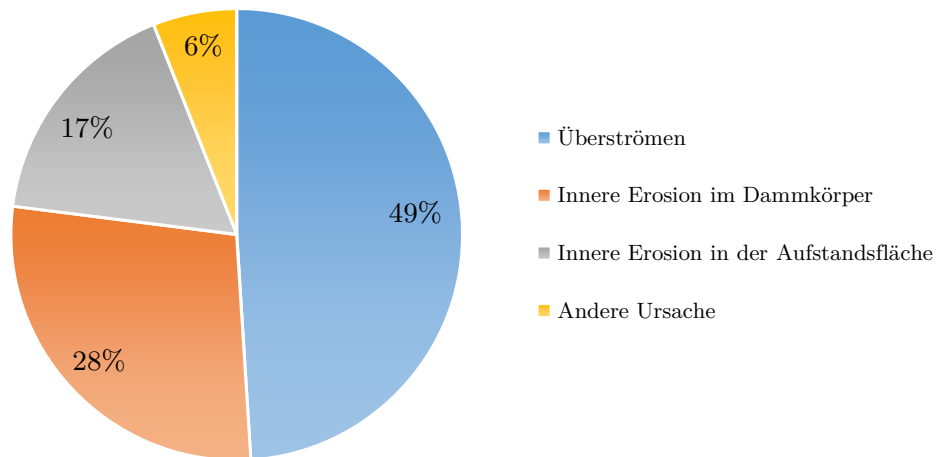


Abbildung 2.1: Versagensursachen von Erdschüttdämmen und Steinschüttdämmen ohne chinesische und russische Dämme nach ICOLD in Prozent (ICOLD, 1995)

2.1.2 Versagensursachen allgemein

Dämme versagen im Gegensatz zu Betonstaumauern, welche bei Überlastung eher plötzlich brechen und dabei sehr große Wassermengen freigeben, viel langsamer, also progressiv.

Im Allgemeinen können die folgenden Ursachen für das Versagen von Dämmen verantwortlich sein (vgl. Abbildung 2.2):

- Verlust der Standsicherheit/Geotechnisches Versagen
 - Gleiten des gesamten Dammes auf der Gründungsfläche
 - Gleiten eines Damnteils entlang einer Gleitfläche an der Luftseite beziehungsweise Wasserseite mit oder ohne Untergrundbeteiligung (hydraulischer Grundbruch)
 - Rissbildung aufgrund von Setzungen oder Rutschungen
 - Destabilisierende Wirkung durch Wurzeln bei Bewuchs (dieser kann auch verstärkend wirken)
- Durchströmen im Sinne einer unkontrollierten Durchströmung des Dammkörpers oder des Untergrunds
- Überströmen aufgrund einer Überschreitung des Bemessungshochwassers oder falscher Bemessung der Hochwasserentlastung und daraus folgendes Potential zur Breschenbildung
- Oberflächenerosion durch strömendes Wasser oder Wellenanprall
- Sabotage/Terrorismus
- Erdbeben

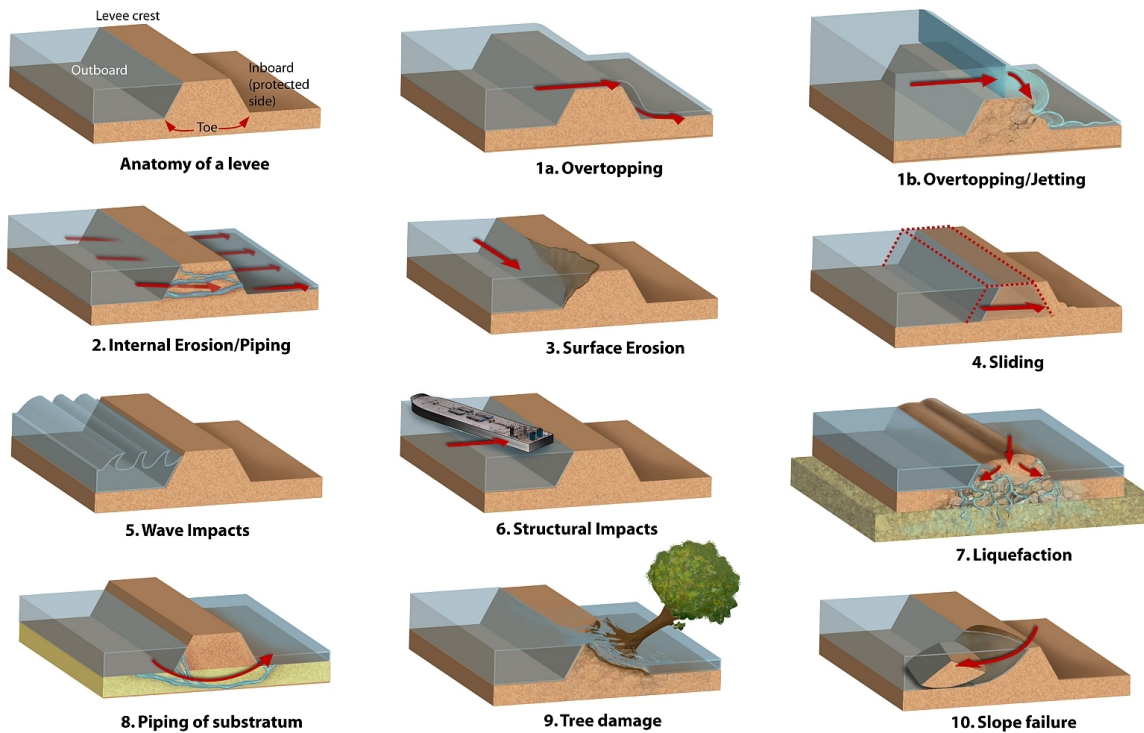


Abbildung 2.2: Versagensursachen bei Dämmen, Illustration von Zina Deretsky, National Science Foundation

Geotechnisches Versagen findet statt, wenn die treibenden Kräfte, das sind zum Beispiel Eigengewicht, Verkehrslasten, Wasserdruck, Winddruck, Eisdruck und dynamische Kräfte, die vorhandenen widerstehenden Kräfte überschreiten und der Damm durch Gleiten versagt. Dabei kann es zum Abgleiten des gesamten Damms entlang der Aufstandsfläche oder zur Ausbildung von Gleitkreisen an der Wasserseite beziehungsweise Luftseite des Damms, mit oder ohne Untergrundbeteiligung, kommen. Dies kann in weiterer Folge zur Ausbildung einer Initialbresche führen.

Durchströmversagen kann auftreten, wenn es durch übermäßig starkes Durchströmen des Dammkörpers zum Transport beziehungsweise zur Auswaschung von Feinteilen und in weiterer Folge zur Ausbildung von bevorzugten Fließwegen kommt, die den Materialtransport noch weiter erhöhen. Dieser Materialverlust führt zu einer Destabilisierung des Damms und kann zu einem Dammbruch führen. Auslöser für übermäßiges Durchströmen können neben einem Schaden an der Dichtung das Nichteinhalten der Filterkriterien oder eine mangelhafte Verdichtung des Dammkörpers sein. Durchströmen des Untergrunds kann beispielsweise durch unzureichende Untergrundabdichtung oder schlechte Untergrundqualität hervorgerufen werden.

Das Überströmen eines Damms kann nach einer gewissen Zeit und nach Erreichen einer kritischen Abflusswassermenge zum Erosionsbruch führen. Die Bruchstelle entwickelt sich je nach den Randbedingungen in vertikaler und horizontaler Richtung. Auslöser für diese Versagensart können ein außergewöhnliches Hochwasser, möglicherweise auch während des

Bauzustands, oder unterdimensionierte Hochwasserentlastungsanlagen beziehungsweise deren Ausfall sein. Des Weiteren können Schwallwellen im Speicher, welche durch Rutschungen oder einen Dammbbruch im Zulauf verursacht werden, zu einem Überströmen führen.

Der progressive Dammerosionsbruch wird von hydraulischen, geotechnischen und strukturmehchanischen Prozessen bestimmt.

Folgende Parameter haben einen wesentlichen Einfluss auf das Bruchverhalten eines Dammes:

- Material
 - Materialeigenschaften (Sieblinie, Durchlässigkeit, Reibungswinkel, Kohäsion, etc.)
 - Feuchtegehalt
- Dammaufbau
 - Lage der Dichtung (Innendichtung, Oberflächendichtung)
 - Böschungsneigung
 - Verdichtung beziehungsweise Qualität des Einbaus
 - Zonierung (Dammaufbau allgemein)
 - Unstetigkeitsstellen wie zum Beispiel Bermen, Straßen, Durchlässe, etc.
 - Drainagen
- Speicher
 - Speichervolumen
 - Speichercharakteristik (Speichergeometrie)
- Topographie (unterwasserseitig)
 - Talform
 - Längsneigung des Untergrunds
- Hydraulische Einwirkungen
 - Maximale Fließgeschwindigkeit beeinflusst von Dammhöhe, hydraulischer Rauheit der luftseitigen Dammböschung, etc.
 - Eventuell vorhandener Unterwasserpegel

2.1.3 Überströmen eines Dammes - Erosionszonen

Die häufigste Versagensursache bei Dämmen ist die Erosion, welche von den wirkenden hydrodynamischen Kräften und der Widerstandsfähigkeit beziehungsweise der Erodibilität des Materials bestimmt wird. Der Strömungszustand beim Überströmen eines Dammes ist dem Überströmen eines breitkronigen Wehrs ohne, oder mit nur geringem Unterwasserstand ähnlich.

Powledge *et al.* (1989a und 1989b) haben folgende Erosionszonen beschrieben:

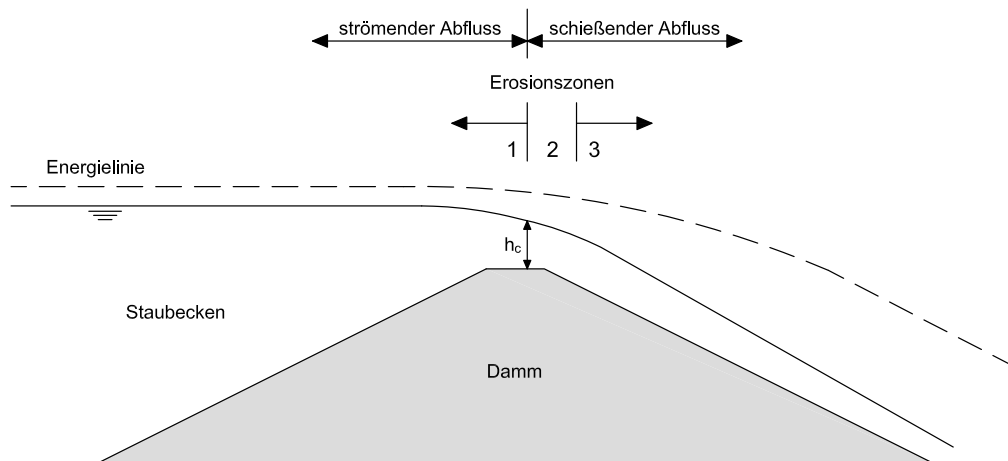


Abbildung 2.3: Erosionszonen nach Powledge *et al.* (1989b), modifiziert

Erosionszone 1 - Strömen über der Dammkrone

Aus Abbildung 2.3 wird ersichtlich, dass in diesem Bereich der Übergang von einem statischen Energieniveau zu einer aus statischer und dynamischer Komponente kombinierten Energiehöhe stattfindet. Das ursprünglich stillstehende Wasser im Speicher erfährt eine Beschleunigung in Richtung der Dammkrone, die Fließgeschwindigkeit bleibt noch relativ gering, es herrscht strömender Fließzustand (Froudesche Zahl¹ $Fr < 1$). Da auch das Energiegefälle bei unterkritischem Fließverhalten gering ist sind die Schleppspannungen ebenfalls klein, Erosion tritt daher nur bei stark erodiblen Materialien auf.

Erosionszone 2 - Schießen über der Dammkrone

Diese Zone ist durch den Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Fließzustand charakterisiert. Die Energiehöhe ändert sich zwar kaum, das Energiegefälle und damit die auftretenden Schleppspannungen werden jedoch signifikant erhöht. Der Erosionsprozess beginnt, wenn die kritische Schubspannung des Materials erreicht beziehungsweise überschritten wird.

¹ Nach William Froude (1810–1879), einem englischen Schiffsbauingenieur. Fr repräsentiert das Verhältnis zwischen Trägheitskräften und Schwerekräften.

Erosionszone 3 - Schießen entlang der unterwasserseitigen Böschung

Die Geschwindigkeitshöhe ($v^2/2g$) nimmt entlang der unterwasserseitigen Dammböschung kontinuierlich zu. Das Energiegefälle und die damit verbundenen Schleppspannungen sind ebenfalls groß, was zu einem hohen Erosionspotential führt. Da sich bereits kurz nach Erosionsbeginn Unstetigkeiten in der Oberfläche ausbilden, welche zu kaskadierenden Abflusszuständen führen, ist die Anwendung derart berechneter Schubspannungen zur Ermittlung der Erosionsrate jedoch zu hinterfragen.

2.1.4 Überströmen eines Homogendamms - Zweidimensionales Versagen

Der ebene Erosionsvorgang beim Überströmen eines Damms wurde unter anderem von Sametz (1981), Powledge *et al.* (1989b), Visser (1998), Chinnarasri *et al.* (2003), Dupont *et al.* (2007) und Schmocker (2011) anhand von hydraulischen Modellversuchen analysiert (vgl. Tabelle 2.2 bis 2.5).

Die Kohäsion des Materials hat einen wesentlichen Einfluss auf den Verlauf der Erosion. Bei einem kohäsiven Dammkörper, der generell einen höheren Widerstand gegen Oberflächenerosion und Durchsickerung aufweist als der kohäsionslose, beginnt die Erosion am luftseitigen Dammfuß und setzt sich dann rückschreitend in Richtung der Dammkrone fort (siehe Abbildung 2.4).

Beim Homogendamm aus kohäsionslosem Material hat die Durchsickerung einen wesentlichen Einfluß und es kann zu einem kombinierten Versagen durch Oberflächenerosion und hydraulischen Grundbruch kommen.

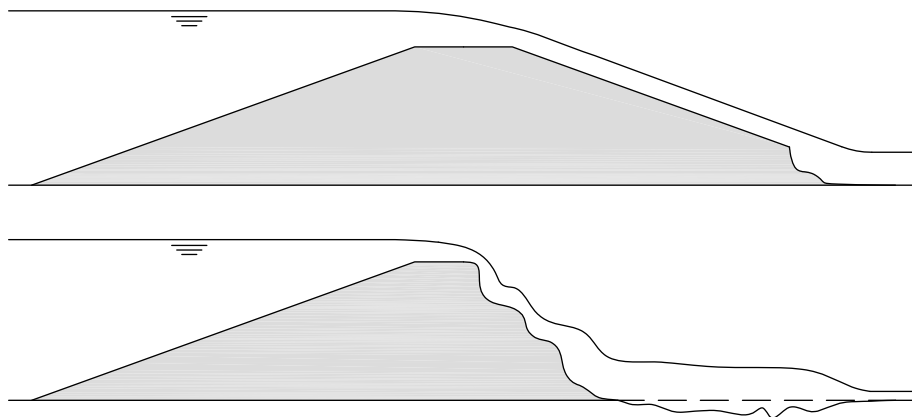


Abbildung 2.4: Überströmversagen bei kohäsivem Material nach Powledge *et al.* (1989b)

Chinnarasri *et al.* (2003) haben in diesem Zusammenhang den ebenen Bruchvorgang in vier Phasen beschrieben die in der folgenden Abbildung 2.5 dargestellt sind. In Phase 1 kommt es zunächst zur Erosion eines kleinen Teils der luftseitigen Dammkrone. Phase 2 besteht aus einer Kombination aus Abgleiten der luftseitigen Dammböschung und fortschreitender Oberflächenerosion. Phase 3 ist durch eine wellenförmige Konfiguration des verbleibenden Dammkörpers geprägt und in der 4. Phase kommt es schließlich zur Ausbildung eines flach geneigten, keilförmigen Restdammkörpers.

- Phase 1: Erosion der Dammkrone
- Phase 2: Abgleiten der luftseitigen Böschung und fortschreitende Oberflächenerosion
- Phase 3: Ausbildung einer wellenförmigen Oberfläche des verbleibenden Dammkörpers
- Phase 4: Ausbildung eines keilförmigen Restdammkörpers

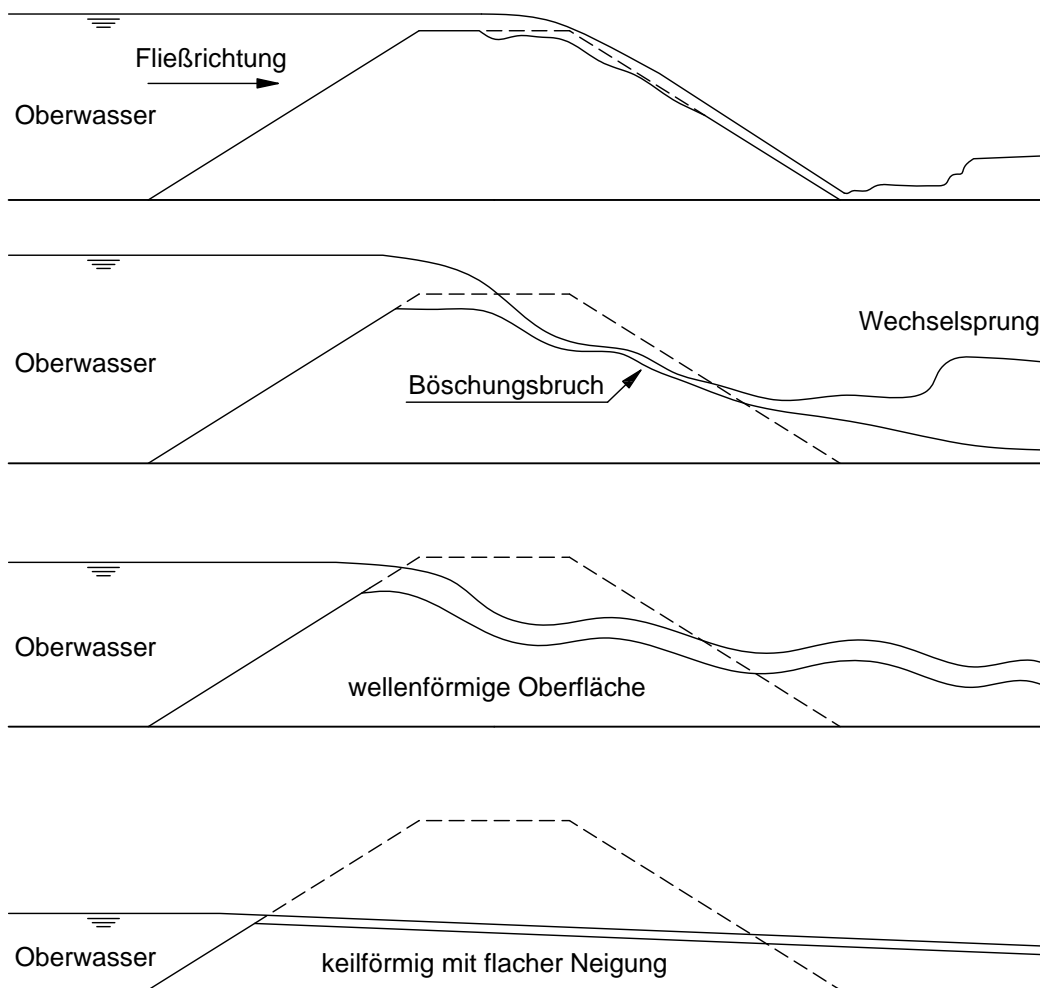


Abbildung 2.5: Überströmversagen nach Chinnarasri *et al.* (2003), modifiziert

2.1.5 Überströmen eines Homogendammes - Dreidimensionales Versagen

Das räumliche Überströmversagen ist durch eine Kombination von Höhenerosion und Seitenerosion charakterisiert. Bei Vorhandensein einer Initialbresche kommt es nach dem Überströmen zunächst zur Ausbildung eines relativ schmalen Kanals an der Luftseite des Dammes, danach zu einer Erosion in Richtung der Gründungssohle und zur Seitenerosion. Der Grundriss der Bresche entwickelt sich sanduhrförmig. Diese Entwicklung wurde bereits bei verschiedenen Versuchen beobachtet. (vgl. u.a. Coleman *et al.*, 2002 und Spinewine *et al.*, 2004)

Die folgende Abbildung 2.6 zeigt eine dreidimensionale Rekonstruktion der finalen Dammform nach einem der durchgeführten Modellversuche und illustriert die beschriebene Sanduhrform. Für die Erstellung der dreidimensionalen Punktwolke wurde die Software VisualSFM von Wu (o. J.) verwendet. Als Basis dienten mehrere aus Fotografien aus unterschiedlichen Positionen welche nach einem Featurevergleich zur Rekonstruktion verwendet wurden.

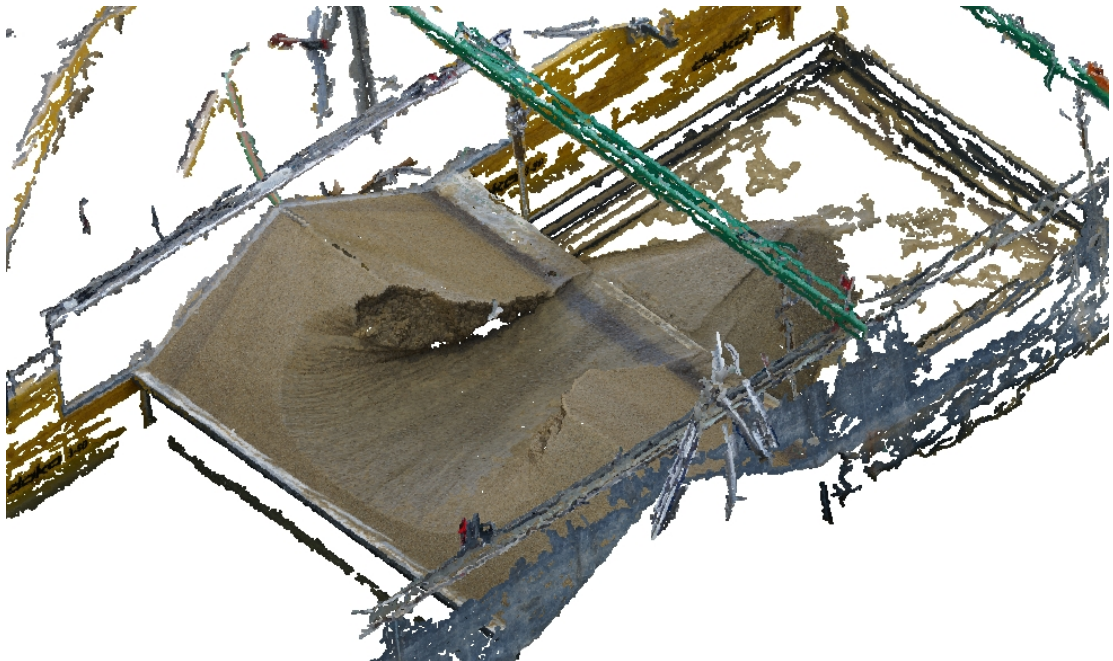


Abbildung 2.6: Rekonstruktion der finalen Dammform des Versuchs V01 aus Fotografien mit VisualSFM

2.1.6 Überströmversagen eines Zonendammes

Bei Dämmen mit Dichtelementen verläuft der Bruchvorgang naturgemäß anders als bei Homogendämmen. Kommt es zum Überströmen, wird zuerst der luftseitige Stützkörper hinter der Dichtung solange erodiert, bis der freistehende Dichtkörper zufolge übermäßigen Drucks nachbricht und der Vorgang von Neuem beginnt (siehe Abbildung 2.7).

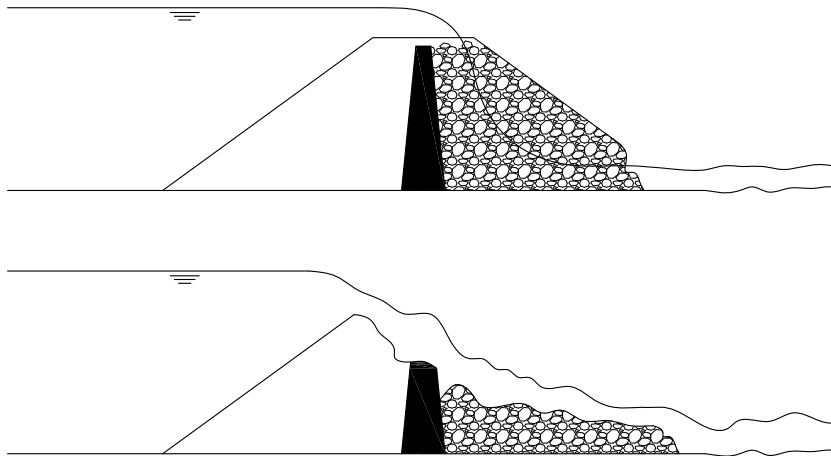


Abbildung 2.7: Bruch bei Zonendämmen nach Powledge *et al.* (1989b)

2.2 Fallbeispiele für Dammversagen

Dieser Abschnitt beinhaltet einen kurzen Überblick über die Hochwassersituation in Österreich und den daraus resultierenden Schäden, sowie die Beschreibung einiger ausgewählter Fälle von Dammversagen.

2.2.1 Hochwassersituation in Österreich

In den letzten 15 Jahren kam es in Österreich wiederholt zu Hochwasserereignissen (1997, 1999, 2002, 2005, 2006, 2009, 2012, 2013). Beispielsweise wurden im August 2002 außergewöhnlich hohe Wasserstände an den Flüssen Kamp, Steyr, Aist und Donau erfasst. Die Katastrophe forderte neun Todesopfer und verursachte Sachschäden in der Höhe von 3 Millionen Euro. Das Hochwasser 2005 im Westen Österreichs, genauer in der südöstlichen Steiermark, einige Tage später in Nordtirol, Salzburg und Vorarlberg, führte zu drei Todesopfern und zu Schäden von rund 700 Millionen Euro. (BMLFUW, 2006a) Im Norden Österreichs verursachten Niederschläge mit der gleichzeitig einsetzenden Schneeschmelze im Frühjahr 2006 ein Hochwasserereignis im Einzugsgebiet der Lainsitz, der Thaya und der March. (Godina *et al.*, 2006) Im August 2006 bewirkten Starkregenereignisse von Vorarlberg bis in den Osten Österreichs bis zu 100-jährliche Abflüsse (HQ_{100}). (BMLFUW, 2011)

Aus der *Ereignisdokumentation Hochwässer Juni bis September 2009* des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (BMLFUW) sind die im Jahr 2009 entstandenen monetär erfassbaren Schäden in den Bundesländern Steiermark (STK), Burgenland (BGL), Niederösterreich (NÖ) und Oberösterreich (OÖ) zu entnehmen (siehe Tabelle 2.1). Darin sind Schäden an Infrastruktureinrichtungen wie Brücken, Wegen, Straßen, Flüssen, sowie Gebäuden und andere Sachschäden in den betroffenen Bundesländern erfasst.

Tabelle 2.1: Monetäre Schäden durch Hochwasserereignisse 2009 in Österreich in Mio. Euro (Habersack *et al.*, 2009)

Bundesland:	STK	BGL	NÖ	OÖ
Schadensbereich:				
physische und juristische Personen	40	9,4	> 69,5	6,6
Gemeinde	13,9	3	16,3	k. A.
Land	16,8	k. A.	6	k. A.
Bundeswasserbauverwaltung	8,6	2,9	2,6	k. A.

2.2.2 Hochwasser an der March im Frühjahr 2006

Tauwetter und Niederschläge waren Ende März, Anfang April 2006 Auslöser für ein Hochwasser an den Flüssen March und Thaya. Im Zuge dessen kam es bei den Orten Jedenspeigen, Stillfried und Mannersdorf zu Damnbrüchen, in diesem Fall handelte es sich um Längsdämme, die zu Überschwemmungen (siehe Abbildung 2.8) mit Schäden von circa 72 Millionen Euro führten.

Untersuchungen nach diesem Hochwasserereignis offenbarten einen schlechten Zustand des gesamten restlichen Hochwasserschutzdammes. Im Moment wird eine umfassende Generalsanierung durchgeführt. Die Dämme entlang der March und unteren Thaya werden auf ein Schutzniveau von HQ₁₀₀ mit zusätzlichem Freibord von 70 cm gebracht, das entspricht dem Ausbauziel für Siedlungsräume der österreichischen Schutzwasserwirtschaft. Die Ausbaulänge beträgt etwa 67,8 km. (via donau, 2012)



Abbildung 2.8: Hochwassersituation an der March im Frühjahr 2006 (Godina *et al.*, 2006)

2.2.3 Versagen des Teton Dammes

Das Versagen des Teton Dammes ist ein bekanntes Beispiel für einen durch innere Erosion eingeleiteten Dambruch mit anschließendem Überströmen. Der circa 93 m hohe, zonierte Erddamm mit einer Kronenlänge von ungefähr 975 m und einem Speichervolumen von rund 355,5 Mio. m³ im Südwesten von Idaho hat am 5. Juni 1976 versagt.

Bereits am 3. Juni entwickelten sich kleinere Austrittsstellen am rechten Widerlager in ungefähr 180 m und 275 m Entfernung vom Tosbecken der Hochwasserentlastung. Durch diese Sickerstellen traten pro Minute etwa 150 l und 230 l klaren Wassers aus. Vor diesem Zeitpunkt wurde weder an der Wasserseite noch an der Luftseite des Dammes eine ungewöhnliche Durchsickerung bemerkt.

Am 4. Juni wurde eine weitere Quelle etwa 45 m unterwasserseitig des Dammfußes entdeckt, durch die pro Minute ungefähr 75 l klares Wasser austraten. Weder die Widerlager noch die luftseitige Dammböschung zeigten zu diesem Zeitpunkt Anzeichen von Durchsickerung.

Nach der Entdeckung von größeren Undichtigkeitsstellen am 5. Juni wurde versucht das abfließende Wasser vom Krafthaus fernzuhalten, die Dammsicherheit wurde jedoch noch nicht als gefährdet betrachtet.

Um circa 10:00 Uhr begann sich an der Luftseite eine Erosionshöhle auszubilden und von circa 11:00 Uhr an konnte ein Wirbel mit stetig wachsendem Durchmesser an einer festen Position im Speicher beobachtet werden. Als Gegenmaßnahme wurde von zwei Bulldozern Steinwurfmaterial in die luftseitige Erosionsröhre befördert. Diese Bemühungen blieben ohne Erfolg. Ziemlich genau um 11:57 Uhr stürzte die Dammkrone ein und der Damm brach. Der Speicher war zu diesem Zeitpunkt fast vollständig gefüllt, der größte Teil des Speicherinhalts entleerte sich in den folgenden 5 Stunden.

Dieser Versagensfall forderte 14 Menschenleben. Die Schätzungen der durch den Dambruch verursachten Schäden belaufen sich auf mehrere hundert Millionen US-Dollar. (Solava und Delatte, 2003), (Sylvester, o. J.)

Die Entwicklung des Versagens des Teton Dammes ist in Abbildung 2.9 auf der nächsten Seite dargestellt.



Abbildung 2.9: Versagen des Teton Dammes in Idaho im Juni 1976, Fotos von Eunice Olson, http://www.geol.ucsb.edu/faculty/sylvester/Teton_Dam/TetonDam.html (abgerufen am 14.5.2014)

2.2.4 Deichbrüche in New Orleans 2005 - Hurrikan Katrina

Ende August 2005 hat der Hurrikan Katrina in New Orleans unter anderem Deichbrüche verursacht, welche zu einer Katastrophe geführt haben, die circa 1600 Menschenleben gefordert hat. Der monetäre Schaden belief sich auf etwa 100 bis 200 Milliarden US-Dollar. Das Zusammenspiel von der Naturkatastrophe selbst (Hurrikan), der geringen Effizienz des Hochwasserschutzsystems und der organisatorischen Probleme bei den verantwortlichen Behörden führte zu diesem bis damals kostenintensivsten katastrophalen Versagen eines Systems von Ingenieurbauwerken. (Seed *et al.*, 2006)



Abbildung 2.10: Auswirkungen des Hurrikans Katrina, 29. August 2005, Foto von Jocelyn Augustino/FEMA, <http://www.fema.gov/media-library/assets/images/45595?id=15022> (abgerufen am 14.5.2014)

2.2.5 Dambruch Taum Sauk

Das Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerks Taum Sauk in Reynold Country, Missouri, USA, mit einem Speichervolumen von circa 5,7 Mio. m³ hat im Dezember 2005 plötzlich versagt.

Das nierenförmige Oberbecken wurde von einem circa 15 m bis 26,5 m hohen Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung umschlossen, welcher an der Krone mit einer etwa 3 m hohen Brüstungsmauer versehen war. Eine Reihe an Fehlfunktionen der Überwachungssensoren hatte

zur Folge, dass am 14. Dezember trotz vorhandener Vollfüllung weiter Wasser in den Speicher gepumpt wurde und dadurch der Damm 6 bis 7 Minuten lang überströmt wurde. Dies führte zur Unterspülung der Brüstungsmauer und Erosion der luftseitigen Böschung, was ein komplettes Versagen zur Folge hatte. Der Versagensverlauf ist in Abbildung 2.11 schematisch dargestellt.

Der Spitzenabfluss der aus dem Dambruch resultierenden Flutwelle wurde auf circa $8200 \text{ m}^3/\text{s}$ geschätzt. Diese Flutwelle wurde durch das Unterbecken der Anlage stark gedämpft, der Spitzenabfluss beim unteren Taum Sauk Damm betrug nur noch ungefähr $45,3 \text{ m}^3/\text{s}$, was größere Schäden unterwasserseitig verhindert hat. (Rydlund, 2006), (Rogers *et al.*, 2010)

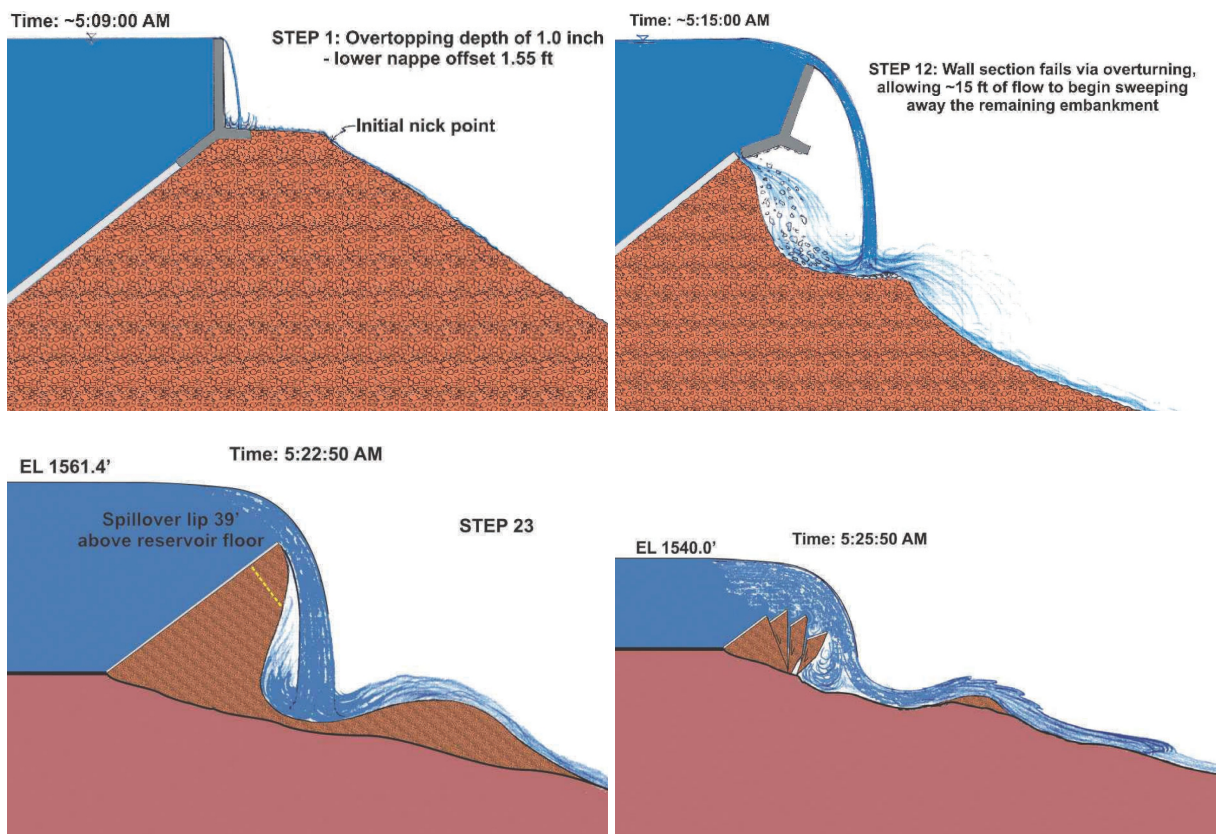


Abbildung 2.11: Taum Sauk, Verlauf des Dammsversagens, Quelle: Rogers *et al.* (2010)

Die folgende Abbildung 2.12 zeigt die Bresche und das Ausfließen des Speicherbeckens aus der Luft betrachtet auf Aufnahmen des U. S. Geological Survey.



Abbildung 2.12: Bruch des Oberbeckens des Pumpspeicherkraftwerks Taum Sauk 2005
Quelle: U.S. Geological Survey

2.2.6 Weitere Versagensfälle

Andere Fallbeispiele sind das Versagen des Baldwin Hills Dammes, eines 71 m hohen homogenen Erdschüttdammes mit einer Oberflächendichtung aus Asphaltbeton im Jahr 1963, nachzulesen beispielsweise in *Water Power and Dam Construction 37* (o. V., 1985), der Bruch des Hochwasserrückhaltebeckens Glashütte in Sachsen im Jahr 2002 (siehe Bornschein und Pohl, 2003) oder der Bruch des Oros Dammes in Brasilien im Jahr 1960, welcher während des Baus nach dem einsetzen heftiger Regenfälle überströmt wurde und durch progressive Erosion versagte. Zum Zeitpunkt des Versagens betrug das Speichervolumen bereits ungefähr 700 Mio. m³, der Spitzenabfluss betrug circa 9000 m³/s. (Broich, 1996)

2.3 Literaturstudie über durchgeführte Modell- und Feldversuche

Die Testdaten von hydraulischen Modellversuchen liefern die Grundlage zur Kalibrierung numerischer Versagensmodelle. Die Tabellen 2.2 bis 2.4 zeigen eine Auflistung von durchgeführten Modellversuchen zur Breschenbildung. Die verwendeten Parameter zur Beschreibung der Versuchsdimensionen sind der charakteristische Korndurchmesser des Dammmaterials d , die Dammhöhe h_D , die oberwasserseitige beziehungsweise unterwasserseitige Dammböschungeneigung $1:m_o$ beziehungsweise $1:m_u$, die Dammlänge l_D und die Breite der Dammkrone b_K . Diese Zusammenfassung soll einen groben Überblick über den Stand der Forschung zum Überströmversagen geben und erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Tinney und Hsu (1961) sowie Pugh (1985) und Ribi *et al.* (2008) haben das Erosionsverhalten von erodiblen Zonen (fuse plugs) mit Laborversuchen beziehungsweise Feldversuchen untersucht und den Bruchvorgang beschrieben. Dabei handelt es sich um Sollbruchstellen in einem Dammkörper, die bei Erreichen eines gewissen Abflusses erodiert werden und eine kontrollierte Entlastung gewährleisten.

AlQaser und Ruff (1993) beobachteten das Versagen durch Überströmen an 1,22 m hohen Modelldämmen aus einem kohäsiven Gemisch aus Ton und Sand. Der Abbau der unterwasserseitigen Böschung beginnt, sobald die hydrodynamische Schleppspannung die Widerstandskraft des Materials übersteigt. An der Unterwasserböschung entwickelt sich ein beschleunigender Abfluss mit ungleichförmiger Schubspannungsverteilung, wodurch sich ein stufenweiser Wasserfall (Kaskade) ausbildet.

Bechteler und Kulisch (1994) haben dreidimensionale Bruchversuche an einem 24 cm hohen Sanddamm durchgeführt. Es wurden 6 unterschiedliche Sieblinien des Dammmaterials unter Variation der Randbedingungen (Verdichtung, Größe der Initialbresche, etc.) untersucht. Die Ergebnisse wurden zur Kalibrierung von numerischen Modellen verwendet. (Bechteler und Broich, 1991), (Bechteler und Kulisch, 1994), (Broich, 1996)

Visser hat das Bruchverhalten von Sanddeichen im Rahmen seiner Dissertation an der TU Delft anhand von Feldversuchen und Laborversuchen analysiert. (Visser, 1998), (Visser *et al.*, 2006). Dabei wurde ein fünfstufiges Versagensmodell entwickelt welches von Zhu (2006) für die Anwendung bei Deichen aus tonigem (kohäsivem) Material erweitert wurde. In den Phasen 1 und 2 dieses Modells entwickelt sich die Bresche ausgehend von einem Initialkanal fortschreitend in Tiefenrichtung und Seitenrichtung. In Phase 3 erfolgt eine stetige Vergrößerung des Abflusses und die Erosion der Bresche bis zur Aufstandsfläche. Danach, in den Phasen 4 und 5, erfolgt eine weitere Aufweitung der Bresche in seitlicher Richtung. Phase 5 ist des Weiteren durch einen durch Rückstau aus dem Unterwasser verminderten Abfluss gekennzeichnet. Basierend auf den Versuchen wurden jeweils auch numerische Modelle entwickelt.

Im Labor der USDA-ARS Hydraulics Unit (United States Department of Agriculture - Agricultural Research Service) wurden sieben großmaßstäbliche Versuche zum Überströmversagen von kohäsiven Dämmen durchgeführt und daraus ein vierstufiges Versagensmodell ähnlich dem Modell von Visser als Basis für numerische Modelle abgeleitet. (Hanson *et al.*, 2005) Drei weitere Modellversuche an Dämmen aus kohäsivem Material wurden von Hunt *et al.* (2005) durchgeführt. Die Untersuchungen konzentrierten sich auf die vierte Stufe des Versagensprozesses, das Breitenwachstum der Bresche.

Modellversuche zum ebenen Versagen von überströmten Dämmen wurden von Sametz (1981), Chinnarasri *et al.* (2003) (siehe Abbildung 2.5), Hager und Unger (2006), Dupont *et al.* (2007), und Schmocker (2011) durchgeführt. Sametz verwendete eine Mischung aus Sand und Tapetenkleister um Asphaltbetonkerndichtungen beziehungsweise Asphaltbetonoberflächendichtungen im Modell zu simulieren. Schmocker untersuchte Maßstabeffekte und die Grundlagen des ebenen Versagens anhand von insgesamt 68 Modellversuchen. (vgl. auch Schmocker und Hager, 2009a, Schmocker und Hager, 2009b, Jovanovic, 2010 und Schmocker und Hager, 2012)

Modellversuche zum räumlichen Versagen von überströmten Dämmen wurden unter anderen von Coleman *et al.* (2002), Franca und Almeida (2002), Rozov (2003), Spinewine *et al.* (2004), Chinnarasri *et al.* (2004), Zerrouk und Marche (2005), Geisenhainer *et al.* (2006), Jandora und Riha (2008), Gregoretta *et al.* (2010), Al-Riffai *et al.* (2011), Pickert *et al.* (2011) und Schmocker (2011) durchgeführt.

Coleman *et al.* (2002) beschrieben drei Modellversuche mit 0,3 m hohen Dämmen aus unterschiedlichem Material (mittlerer Sand, $d_{50} = 0,5$ mm, bis Kies, $d_{50} = 1,6$ mm) und einen

Versuch mit einem 0,6 m hohen Damm ($d_{50} = 2,4$ mm). Der Speicherpegel wurde während jedes Versuchs auf einer konstanten Höhe gehalten. Um die tatsächliche Breschenform bestimmen zu können, wurde das Wasser aus dem Speicher nach einer bestimmten Überströmdauer über einen Bypass möglichst schnell abgesenkt und die Dammform vermessen, diese Prozedur wurde nach Wiederaufbau des Dammes für weitere Überströmzeiten wiederholt. Das Modell wurde als Symmetriemodell betrieben, das heißt die Initialbresche befand sich seitlich an der Rinnenwand, die vermessenen Geometrien wurden über die Symmetrieachse gespiegelt. Coleman *et al.* (2002) beschrieben die Ähnlichkeit der sanduhrförmigen Ansicht der Bresche im Grundriss zu einem Minimumenergiekanal (vgl. Chanson, 1999).

Versuche zum Versagen von Steinschüttdämmen wurden von Franca und Almeida (2002) durchgeführt. Sie errichteten 0,5 m hohe Dämme mit mittleren Korndurchmessern d_{50} von 18,9 mm. Um das Versagen einzuleiten wurden die Modelldämme mit einer wasserseitigen Dichtebene aus Plastik (an den Rändern) und Papier (in der Mitte) versehen, wobei der Teil aus Papier die Schwachstelle für den Initialbruch darstellte.

Ein Feldversuch zur Breschenbildung an einem 6,1 m hohen Damm aus homogenem, gut abgestuftem Steinschüttmaterial mit Durchmessern von 50 bis 500 mm wurde im November 2001 in Norwegen durchgeführt. (EBL, 2007)

Rozov (2003) führte vier identische Versuche mit einem 0,2 m hohen Damm, $d_{50} = 0,34$ mm, und fallendem Speicherpegel durch. Die Initialbresche war rechteckig (0,05 x 0,15 m) und in der Mitte des Dammes angeordnet. Er beobachtete einen ähnlichen Verlauf wie Coleman *et al.*

Chinnarasri *et al.* (2003) präsentierten eine Serie von 9 Modellversuchen zum ebenen Überströmversagen. Die verwendeten Dämme waren 0,8 m hoch, es wurden zwei verschiedene Sande, $d_{50} = 0,36$ und $d_{50} = 0,86$ mm, verwendet und die Böschungsneigungen unterwasserseitig mit 1:2, 1:2,5, 1:3 und 1:5 ausgeführt. Das Versagen wurde als vierstufiger Prozess beschrieben (siehe Abbildung 2.5). Im Jahr 2004 wurden 9 weitere Versuche, diesmal zum räumlichen Überströmversagen, mit fallendem Speicherpegel von Chinnarasri *et al.* veröffentlicht. Drei der 0,6 m hohen Versuchsdämme waren mit einer Tonoberflächendichtung ausgestattet, die unterwasserseitigen Böschungsneigungen betragen 1:2 und 1:3.

Die Publikation von Spinewine *et al.* (2004) beschreibt ein optisches Messsystem zur zeitlichen und räumlichen Erfassung der Breschenentwicklung beim Überströmen bei dem die Projektion eines rotierenden Linienlasers von einer Kamera aufgezeichnet wird. Der von der Wassertiefe abhängige Fehler, der aus den unterschiedlichen Brechungsindizes von Wasser und Luft resultiert, wurde vernachlässigt. Die Größenordnung dieses Fehlers wurde mit ungefähr 30 mm angegeben.

Spinewine *et al.* (2004), Pickert *et al.* (2011) und Schmocker (2011) verwendeten optische Messsysteme um die Breschenentwicklung während der Versuche erfassen zu können. Bei Pickert *et al.* und Schmocker handelte es sich um symmetrische Modelle, die Breschensohle konnte durch eine transparente Seitenwand erfasst werden. Pickert *et al.* beobachteten keine kontinuierliche Erosion in Seitenrichtung sondern ein abschnittweises Nachbrechen der durch Scheinkohäsion zusammengehaltenen Flanken nach Unterschneiden.

Wahl und Lentz (2011) haben Versuche über das Bruchverhalten von Kanälen unter verschiedenen Randbedingungen (Verdichtung, Wassergehalt, Erodibilität, etc.) durchgeführt.

Bornschein (2014) hat die Breschenentwicklung an 0,4 m hohen Sanddämmen mit Dichtelementen (3 Versuche) und ohne Dichtelemente (8 Versuche) untersucht. Die genannte Publikation stellt einen Überblick über bereits durchgeführte und in der Zukunft geplante Versuche dar.

CADAM / IMPACT / FLOODsite

Da sich in Europa viele Sperrenbauwerke in der Nähe von Ballungszentren befinden, und in diesem Fall die Konsequenzen eines Versagens potentiell verheerend sind, wurden drei längerfristige Forschungsprojekte (CADAM, IMPACT und FLOODsite) von der EU finanziert um die Unsicherheiten bei der Vorhersage von Dammversagen zu reduzieren.

Das erste dieser Projekte, CADAM (Concerted action on dambreak modeling), wurde im Jahr 2000 abgeschlossen und hatte das vorrangige Ziel, einen Wissensaustausch zwischen universitären und anderen Forschungseinrichtungen und der Industrie auf dem Gebiet der Dambruchmodellierung herzustellen. Die Schlussfolgerungen aus diesem Projekt lieferten die Basis für das Forschungsprogramm des folgenden IMPACT Projekts.

Die fünf Schwerpunkte des IMPACT (Investigation of extreme flood processes and uncertainty) Programms waren Breschenentwicklung (WP2¹), Flutwellenausbreitung (WP3), Sedimenttransport (WP4), Unsicherheitsanalyse (WP5) und Geophysik und Datensammlung (WP6). Im Rahmen von WP2 wurden umfassend Laborversuche und Feldversuche zur Breschenentwicklung bei Dämmen durchgeführt und numerische Modellansätze entwickelt.

In Norwegen wurden insgesamt 7 Feldversuche im Unterwasserbereich eines vorhandenen Dammes durchgeführt. 5 dieser Versuche waren Teil des IMPACT Projekts und wurden in den Jahren 2002 und 2003 durchgeführt, dabei wurde bei drei Versuchen das Überströmversagen und bei zwei Versuchen das Durchströmversagen von homogenen und zonierten Dämmen untersucht. (o. V., 2004)

Das FLOODsite Projekt hat sich hauptsächlich mit Hochwasserrisikomanagement beschäftigt. (Morris *et al.*, 2004)

1 WP steht für work package

Tabelle 2.2: Dammbbruch - durchgeführte Überströmversuche 1/4

Quelle	Versuchsbeschreibung	Dimensionen	Untersuchungen
Tinney und Hsu (1961)	Bruchverhalten von erodiblen Zonen (fuse plug breach), Modellversuche und Feldversuch, 13 Versuche, nicht kohäsiv, $d \approx 4-10$ mm	$h_D = 0,2-0,4$ m $m_o = 1,25$ $m_u = 1,5$	Bruchvorgang, Erosionsrate, Maßstabeffekte
Sametz (1981)	2D Überströmversuche an Modelldämmen, 22 Versuche, Sand $d \approx 0,5-8$ mm, Kies $d \approx 3-15$ mm	$h_D = 0,15-0,6$ m $m_o = 1,5-2$ $m_u = 1,3-2$ $l_D = 0,32-0,76$ m $b_K = 0$ m	2D Bruchvorgang, Dammformen, Breschendurchfluss
Pugh (1985)	Bruchverhalten von erodiblen Zonen (fuse plug breach), Modellversuche, 8 Versuche, Sand $d \approx 0,6-1$ mm, nicht kohäsiv	$h_D = 0,15-0,38$ m $m_o \approx 2$ $m_u \approx 2$ $l_D = 2,7$ m $b_K = 0,12-0,24$ m	3D Bruchvorgang, seitliche Erosion, Breschendurchfluss
AlQaser und Ruff (1993)	Überströmversagen, kohäsiv, 2 Versuche, Sandiger Ton	$h_D = 1,22$ m $m_o = 2,75$ $m_u = 2,5$ $l_D = 3,66$ m $b_K = 0,3$ m	3D Bruchvorgang, Breschendurchfluss
Bechteler und Kulisch (1994)	Überströmversagen, nicht kohäsiv, >10 Versuche, verschiedene Sande	$h_D = 0,24$ m $m_o = 3$ $m_u = 2$ $l_D = 1,296$ m $b_K = 0,24$ m	3D Bruchvorgang, Breschendurchfluss, Erosionsrate
Coleman <i>et al.</i> (1997) und Coleman <i>et al.</i> (2004)	3D Modellversuche, homogen, nicht kohäsiv, 3 Versuche, $d = 2,4/0,85/0,29$ mm, konst. Speicherpegel, Symmetriemodell	$h_D = 0,3/0,6$ m $m_o = 2,5$ $m_u = 2,5$ $l_D = 1,52$ m $b_K = 0$ m	3D Bruchvorgang, Erosionsrate, Breschendurchfluss
Visser (1998) und Visser <i>et al.</i> (2006)	Zwin'94 Feldversuch (1994), Sanddamm Zwin Kanal	$h_D = 2,6$ m $m_o = 1,6$ $m_u = 3$ $l_D = 250$ m $b_K = 8$ m	Fünfstufiges Versagensmodell
Coleman <i>et al.</i> (2002)	3D Modellversuche, homogen, nicht kohäsiv, 4 Versuche, $d = 0,5, 0,9, 1,6$ und $2,4$ mm, konst. Speicherpegel, Symmetriemodell	$h_D = 0,3/0,6$ m $m_o = 2,7/2,5$ $m_u = 2,7/2,5$ $l_D = 2,21/1,52$ m $b_K = 0,065/0$ m	3D Bruchvorgang, Erosionsrate, Breschendurchfluss
Franca und Almeida (2002)	3D Modellversuche, Oberflächendichtung aus Plastik- bzw. Papierschicht, Steinschüttmaterial, $d_{50} = 18,9$ mm	$h_D = 0,5$ m $m_o = 1,5$ $m_u = 1,5$ $l_D = 2$ m $b_K = 0,2$ m	3D Bruchvorgang, Breschendurchfluss

Tabelle 2.3: Dambruch - durchgeführte Überströmversuche 2/4

Quelle	Versuchsbeschreibung	Dimensionen	Untersuchungen
Rozov (2003)	3D Modellversuche, Initialbresche rechteckig, nicht kohäsiv, 4 Versuche, Sand $d_{50} = 0,34$ mm	$h_D = 0,2$ m $m_o = 3$ $m_u = 3$ $l_D = 1,25$ m $b_K = 0,2$ m	3D Bruchvorgang, Breschenentwicklung, Erosionsrate, Breschendurchfluss
Chinnarasri <i>et al.</i> (2003)	2D Modellversuche, nicht kohäsiv, 9 Versuche, Sand $d_{50} = 0,36$ mm und $d_{50} = 0,86$ mm	$h_D = 0,8$ m $m_o = 3$ $m_u = 2/2,5/3/5$ $l_D = 1$ m $b_K = 0,3$ m	2D Bruchvorgang, Erosionsrate, Fließverhalten
Spinewine <i>et al.</i> (2004)	3D Modellversuch, Sand $d = 1-2$ mm, 11 Versuche	$h_D = 0,47$ m $m_o = 2$ $m_u = 3$ $l_D = 2,4$ m $b_K = 0,2$ m	3D Bruchvorgang, Erosionsprofile, Fließverhalten
Chinnarasri <i>et al.</i> (2004)	3D Modellversuche, 9 Versuche, Sand $d_{50} = 0,60/0,34/0,44$ mm	$h_D = 0,6$ m $m_o = 3$ $m_u = 2/3$ $l_D = 4$ m $b_K = 0,3$ m	3D Bruchvorgang, Spitzenabfluss
Hanson <i>et al.</i> (2005)	3D Modellversuch, 7 Versuche, unterschiedliche kohäsive Damm- materialien	$h_D = 1,5/2,6$ m $m_o = 3$ $m_u = 3$ $l_D = 7,3/4,9/12$ m $b_K = 4,6/3,7/4,5$ m	3D Bruchvorgang, Breschendurchfluss
Hunt <i>et al.</i> (2005)	3D Modellversuch, 3 Versuche, unterschiedliche kohäsive Damm- materialien	$h_D = 1,3$ m $m_o = 3$ $m_u = 3$ $l_D = 5,5$ m $b_K = 1,8$ m	3D Bruchvorgang, Breschendurchfluss
Zerrouk und Marche (2005)	3D Modellversuch, 1 Versuch, Moränenmaterial, $d_{50} = 0,25$ mm	$h_D = 0,4$ m $m_o = 2,5$ $m_u = 2,5$ $l_D = 2,44$ m $b_K = 0,3$ m	3D Bruchvorgang, Breschendurchfluss
Hager und Unger (2006)	2D Modellversuche, Sand $d_{50} = 1,15/2,3/5,0$ mm	$h_D = 0,05-0,3$ m $m_o = 3$ $m_u = 3$ $l_D = 0,1$ m $b_K = 0,1$ m	2D Bruchvorgang, Erosionsprofile
Geisenhainer <i>et al.</i> (2006)	3D Modellversuche, 5 Versuche Überströmung, 11 Versuche Wellenüberlauf, 1 V. Tonoberflächendichtung, Sand $d = 0,1-0,3$ mm	$h_D = 0,6$ m $m_o = 6$ $m_u = 3$ $l_D = 2/3,6$ m $b_K = 0,3$ m	3D Bruchvorgang, Wellenüberströmung

Tabelle 2.4: Dammbbruch - durchgeführte Überströmversuche 3/4

Quelle	Versuchsbeschreibung	Dimensionen	Untersuchungen
Visser <i>et al.</i> (2006) und Zhu (2006)	2D Modellversuche, 5 Versuche, 4 Versuche mit Ton, 1 Versuch mit Sand	$h_D = 0,75$ m $m_o = 2$ $m_u = 2$ $l_D = 0,4$ m $b_K = 0,6$ m	2D Bruchvorgang
Visser <i>et al.</i> (2006) und Visser (1998)	3D Modellversuche, Sand $d_{50} = 0,088$ mm	$h_D = 0,15$ m $m_o = 2$ $m_u = 4$ $l_D = 0,7$ m $b_K = 0,2$ m	3D Bruchvorgang
EBL (2007)	3D Feldversuch (2001), homogenes Steinschüttmaterial 30–500 mm	$h_D = 6,1$ m $m_o = 1,42$ $m_u = 1,42$ $l_D = 34$ – 40 m $b_K = 2,8$ m	3D Bruchvorgang
Morris <i>et al.</i> (2007)	3D Versuche, 17 Modellversuche, nicht kohäsives Material, Moränenmaterial und Lehm	$h_D = 0,5$ – $0,6$ m $m_o = 1,7/2$ $m_u = 1,7/2$ $l_D = 4$ m $b_K = 0,2$ – $0,3$ m	3D Bruchvorgang, Vergleich mit Feldversuchen (IMPACT)
Morris <i>et al.</i> (2007), Hassan und Morris (2008)	3D Versuch, IMPACT Feldversuch 1 (2002), Homogendamm, kohäsives Material	$h_D = 6$ m $m_o = 2$ $m_u = 2$ l_D unb. $b_K = 2$ m	3D Bruchvorgang, Vergleich mit Modellversuchen (IMPACT)
Morris <i>et al.</i> (2007), Hassan und Morris (2008)	3D Versuch, IMPACT Feldversuch 2 (2002), Homogendamm, nicht kohäsives Material	$h_D = 5$ m $m_o = 1,7$ $m_u = 1,7$ l_D unb. $b_K = 2$ m	3D Bruchvorgang, Vergleich mit Modellversuchen (IMPACT)
Morris <i>et al.</i> (2007), Hassan und Morris (2008)	3D Versuch, IMPACT Feldversuch 3 (2003), Zonendamm, Steinschüttmaterial mit Kern aus Moränenmaterial	$h_D = 5,9$ m $m_o = 1,55$ $m_u = 1,45$ l_D unb. $b_K = 3$ m	3D Bruchvorgang, Vergleich mit Modellversuchen (IMPACT)
Dupont <i>et al.</i> (2007)	2D Modellversuche, Oberflächendichtung aus Ton, Kalkstein Kies $d = 2$ – 4 mm bzw. $d = 2$ – 7 mm	$h_D = 0,25/0,35$ m $m_o = 1,75/2$ $m_u = 2$ $l_D = 2$ m $b_K = 0,2/0,28$ m	2D Bruchvorgang, Ähnlichkeitsgesetze, Abflussganglinie
Ribi <i>et al.</i> (2008)	2D & 3D Modellversuche, 3 Versuche (fuse plug), Homogener Sand $d = 0,4$ – 3 mm	$h_D = 0,4$ $m_o = 1,5$ $m_u = 1,5$ $l_D = 0,15/3/5$ m $b_K = 0,2$ m	Bruchvorgang, seitliche Erosion, Maßstabeffekte

Tabelle 2.5: Dambruch - durchgeführte Überströmversuche 4/4

Quelle	Versuchsbeschreibung	Dimensionen	Untersuchungen
Jandora und Riha (2008)	3D Modellversuch, 1 Versuch, Sand $d_{50} = 0,8$ mm	$h_D = 0,86$ $m_o = 2$ $m_u = 2$ $l_D = 3,75$ m $b_K = 0,2$ m	Bruchvorgang, Breschendurchfluss
Gregoretti <i>et al.</i> (2010)	3D Modellversuche, 18 Versuche, geneigte Sohle 0–10 %, homogener Schotter, $d_{50} = 3,9/6,8/10,3$ mm	$h_D = 0,2$ – $0,4$ m $m_o = \text{var.}$ $m_u = \text{var.}$ $l_D = 0,5$ m $b_K = 0,4$ m	Bruchvorgang, Headcut Erosion, Rückschreitende Erosion
Al-Riffai <i>et al.</i> (2011)	3D Modellversuche, 5 Versuche, nicht kohäsiv, 3 unterschiedliche Porenzahlen, $d_{50} = 0,232$ mm	$h_D = 0,3$ m $m_o = 2,5/\text{var.}$ $m_u = 3/\text{var.}$ $l_D = 1,5$ m $b_K = 0,1$ m/var.	Bruchvorgang, horizontal verzerrtes Modell, unterschiedliche Porenzahlen, Maßstabeffekte
Pickert <i>et al.</i> (2011)	3D Modellversuche, 3 Versuche, 3 versch. Sande, $d_{50} = 0,185/0,5/0,64$ mm	$h_D = 0,3$ m $m_o = 3$ $m_u = 3$ $l_D = 1$ m $b_K = 0,1$ m	Bruchvorgang, Breschenform, Breschendurchfluss
Schmocker (2011)	2D und 3D Modellversuche, 69 Versuche (68 2D, 1 3D), Sand $d = 1$ – 2 mm, Schotter $d = 2$ – 58 mm, nicht kohäsiv	$h_D = 0,1$ – $0,4$ m $m_o = 2$ – 3 $m_u = 2$ – 3 $l_D = 0,2$ – 1 m $b_K = 0,05$ – $0,1$ m	Maßstabeffekte, Bruchvorgang, Breschenform, Breschendurchfluss
Wahl und Lentz (2011)	3D Modellversuche, 3 Kanalbruch Versuche, schluffiger Sand	$h_D = 0,66$ m $m_o = 1,5$ $m_u = 1,5$ $l_D \approx 6m$ $b_K = 0,46$ m	3D Bruchvorgang, Erosion, Breschendurchfluss
Bornschein (2014)	3D Modellversuche, 3 Versuche mit Dichtelementen, 8 Versuche ohne Dichtelemente	$h_D = 0,4$ m $m_o = 2,5/4$ $m_u = 2,5/4$ $l_D = 2$ m $b_K = 0,1$ m	3D Bruchvorgang, Breschendurchfluss
Wallner (2014) (diese Arbeit)	3D Modellversuche, 20 Versuche, Sand $d_{50} = 1$ mm, nicht kohäsiv	$h_D = 0,31$ m $m_o = 2$ $m_u = 2$ $l_D = 2$ m $b_K = 0,01$ m	3D Bruchvorgang, Erosion, Breschendurchfluss

3 Physikalische Modellversuche

Die Durchführung systematischer Modellversuche sollte Erkenntnisse bezüglich des Einflusses der Speichergeometrie und Speichergröße auf die Flutwelle beim progressiven Bruch eines Dammes hervorgerufen durch Überströmung bringen. Das Versuchsprogramm bestand aus insgesamt 18 Tests mit 2 Speicherformen in jeweils 3 Größen. Zusätzlich wurden 2 Versuche mit Halbmodellen durchgeführt. In diesem Kapitel werden zuerst allgemeine Grundlagen zum hydraulischen Versuchswesen erläutert und danach das Versuchsprogramm und der verwendete Modellstand vorgestellt. Sämtliche Versuche wurden im Wasserbaulabor der Technischen Universität Wien durchgeführt.

3.1 Allgemeine Grundlagen zum hydraulischen Versuchswesen

Wasserbauliche Modelle repräsentieren meistens einen in der Natur gebauten oder noch zu errichtenden Prototypen. Sie stellen ein (stark) verkleinertes Abbild einer Anlage dar. Ziel der Untersuchungen ist meist eine hydraulische und wirtschaftliche Optimierung.

Eine Möglichkeit der Klassifizierung hydraulischer Modelle ist die Unterscheidung in Validierungsmodelle, sie werden zur Verifikation oder Weiterentwicklung numerischer Modelle eingesetzt, Designmodelle zur Simulation des Verhaltens eines Prototypen in der Natur und Prozessmodelle, welche dazu errichtet werden um grundlegende Einblicke in physikalische Prozesse zu erlangen.

Um weiterführende Informationen zum hydraulischen Versuchswesen zu erlangen wird hier beispielhaft auf die Werke von Kobus (1978) oder Martin und Pohl (2000) verwiesen.

3.1.1 Modellgesetze

Die vollständige Ähnlichkeit eines hydraulischen Modells zum Prototypen in der Natur ist nur dann gegeben, wenn geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit vorhanden sind. Geometrische Ähnlichkeit ist dann gegeben, wenn die Längen L in der Natur und im Modell in einem konstanten Verhältnis, dem Längenmaßstab λ stehen. Die Indizes M und P stehen für das Modell und den Prototyp in der Natur.

$$\lambda = \frac{L_M}{L_P} \quad (3.1)$$

Kinematische Ähnlichkeit setzt die Ähnlichkeit der Bewegungen der Fluidpartikel in der Natur und im Modell voraus. Dafür muss ein konstanter Zeitmaßstab λ_t vorhanden sein, der sich wiederum aus einem konstanten Geschwindigkeitsmaßstab λ_v ergibt.

$$\lambda_v = \frac{v_M}{v_P} \Rightarrow \lambda_t = \frac{L_M/v_M}{L_P/v_P} = \frac{\lambda}{\lambda_v} \quad (3.2)$$

Um schließlich dynamische Ähnlichkeit zu gewährleisten, müssen neben vorhandener geometrischer und kinematischer Ähnlichkeit auch korrespondierende Kräfte F in der Natur und im Modell in einem konstanten Verhältnis, dem Kräftemaßstab λ_F stehen.

$$\lambda_F = \frac{F_M}{F_P} \quad (3.3)$$

Die wichtigsten in der Strömungsdynamik wirkenden Kräfte sind Trägheitskräfte F_T , Druckkräfte F_D , Reibungskräfte (Zähigkeitskräfte) F_Z , Elastizitätskräfte F_E und Kapillarkräfte (Oberflächenspannung) F_K , sowie die Schwerkraft F_S .

$$F_T = m \frac{dv}{dt} = (\rho L^3) \left(\frac{v^2}{L} \right) = \rho L^2 v^2 \quad (3.4)$$

$$F_D = p L^2 \quad (3.5)$$

$$F_Z = \mu \left(\frac{v}{L} \right) L^2 = \mu v L \quad (3.6)$$

$$F_E = E L^2 \quad (3.7)$$

$$F_K = \sigma L \quad (3.8)$$

$$F_S = m g = \rho L^3 g \quad (3.9)$$

In diesen Gleichungen ist m die Masse, dv/dt die Beschleunigung, ρ die Flüssigkeitsdichte, v die charakteristische Geschwindigkeit, L die charakteristische Länge, g die Erdbeschleunigung, μ die dynamische Viskosität, σ die Oberflächenspannung, E der Elastizitätsmodul und p der Druck.

Um vollkommene dynamische Ähnlichkeit zu erzielen, müssten sämtliche Verhältnisse der genannten Kräfte in der Natur und im Modell gleich sein. Das ist bei der Verwendung der gleichen Flüssigkeit, in der Regel wird Wasser verwendet, nur bei einem Modellmaßstab von 1:1 möglich. Eine annähernde dynamische Ähnlichkeit kann erzielt werden, indem man nur die zwei bei der untersuchten Problemstellung dominierenden Kräftearten berücksichtigt und den Einfluss der übrigen Kräfte vernachlässigt. Das führt zu den im Wasserbau gängigen Modellgesetzen und hydraulischen Kennzahlen.

Die Froude-Zahl Fr repräsentiert das Verhältnis von Trägheitskräften und Schwerekräften.

$$Fr = \frac{F_T}{F_S} = \frac{v}{\sqrt{gL}} \quad (3.10)$$

Weitere Verhältniszahlen sind zum Beispiel:

$$Re = \frac{F_T}{F_Z} = \frac{\rho v L}{\mu} = \frac{v L}{\nu} \quad \text{Reynolds-Zahl} \quad (3.11)$$

$$Eu = \frac{F_T}{F_D} = \frac{\Delta p}{\rho v^2} \quad \text{Euler-Zahl} \quad (3.12)$$

$$We = \frac{F_T}{F_K} = \frac{\rho v^2 L}{\sigma} \quad \text{Weber-Zahl} \quad (3.13)$$

$$Ma = \frac{F_T}{F_E} = \sqrt{\frac{\rho}{E}} v \quad \text{Mach-Zahl} \quad (3.14)$$

$$Mo = \frac{F_Z}{F_S} = \frac{\nu v}{g L^2} \quad \text{Mosonyi-Kovacs-Zahl} \quad (3.15)$$

Um zu erreichen, dass sowohl das durch die Froude-Zahl als auch das durch die Reynolds-Zahl beschriebene Kräfteverhältnis im hydraulischen Modell und im Prototyp gleich groß sind, wäre es notwendig entweder die Gravitationskraft g zu erhöhen, oder eine Flüssigkeit mit einer sehr kleinen kinematischen Viskosität ν zu verwenden. Da dies nur sehr schwer umzusetzen ist, wird das Modellgesetz entsprechend dem jeweils dominanten Kräfteverhältnis ausgewählt. Das Froudesche Ähnlichkeitsmodell wird beispielsweise bei Fließvorgängen mit freiem Wasserspiegel sowie Fließen in Druckrohrströmungen mit voll ausgebildeter Turbulenz verwendet.

3.1.2 Modelle mit Geschiebetransport

Feststoffe werden von Wasser in Abhängigkeit von den Abflussverhältnissen je nach Korngröße als Geschiebe oder Schwebstoffe transportiert. Die wesentliche wirksame Kraft ist dabei die mittlere Sohlschubspannung (Schleppspannung) τ_0 , mit der Dichte der Flüssigkeit ρ , der Erdbeschleunigung g , dem hydraulischen Radius R_h und dem Sohlgefälle I .

$$\tau_0 = \rho g R_h I \quad (3.16)$$

Die Sohlschubspannung ergibt sich aus der Bewegungsgleichung für ein Kontrollvolumen einer stationären, gleichförmigen Strömung aus dem Gleichgewicht zwischen der antreibenden Schwerkraftkomponente $G \sin(\alpha) = \rho g A dx \sin(\alpha)$ und der Widerstandskraft $(\tau_{0,m} U dx)$ wenn man für $\sin(\alpha)$ die Neigung der Energielinie $\sin(\alpha) = I_E$ einsetzt, welche bei Normalabfluss gleich der Wasserspiegelneigung und gleich der Sohlneigung ist und A/U , die Querschnittsfläche dividiert durch den benetzten Umfang, gleich dem hydraulischen Radius R_h setzt. (siehe Abbildung 3.1)

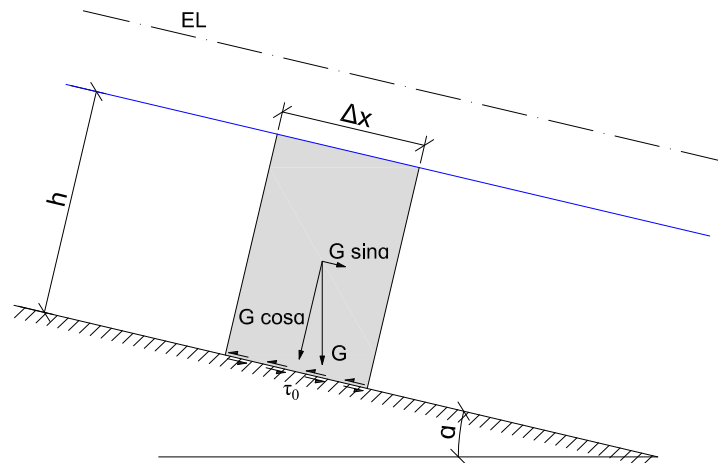


Abbildung 3.1: Definition der Sohl Schubspannung

Die Schubspannungsgeschwindigkeit v_* ist eine Maßzahl für die von einer Schicht eines strömenden Fluids auf eine benachbarte Schicht oder eine Grenzschicht ausgeübte Schubspannung und ergibt sich wie folgt:

$$v_* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{g R_h I} \quad (3.17)$$

Die auf den Korndurchmesser d bezogene Froude-Zahl des Kornes Fr_* entspricht dem Shields-Parameter θ .

$$Fr_* = \theta = \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \frac{v_*^2}{g d} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_w) d} \quad (3.18)$$

Die Parameter γ_w und γ_s bezeichnen das spezifische Gewicht beziehungsweise die Wichten der Flüssigkeit (Wasser) und des Feststoffes unter Auftrieb ($\gamma = \rho g$).

Untersuchungen von Shields (1936) über den Beginn der Feststoffbewegung ergaben, dass die kritische Schleppspannung für den Bewegungsbeginn eine Funktion der Reynolds-Zahl des Kornes Re_* darstellt. (siehe auch Buffington und Montgomery, 1997 und Buffington, 1999)

$$Re_* = \frac{v_* d}{\nu_w} \quad (3.19)$$

$$Fr_{*,c} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) d} = f(Re_*) \quad (3.20)$$

Die Ergebnisse seiner empirischen Studien über den Bewegungsbeginn von kantigen, enggestuften Geschiebemischungen bei geringen Sohlneigungen sind in Abbildung 3.2 zusammengefasst. Der schraffierte Bereich im Diagramm gibt den Beginn der Geschiebebewegung an, unterhalb befindet sich die Sohle in Ruhe, oberhalb des Bereichs in Bewegung.

Weitere häufig verwendete Feststofftransportgleichungen wurden beispielsweise von Meyer-Peter und Müller (1948), Smart und Jaeggi (1983) und Rickenmann (1990) auf Basis von Modellversuchen entwickelt. Je nach dem verwendeten Versuchsaufbau sind die Transportformeln in ihrer Anwendbarkeit in Bezug auf die Korngrößen und das Sohlgefälle begrenzt. Bei den

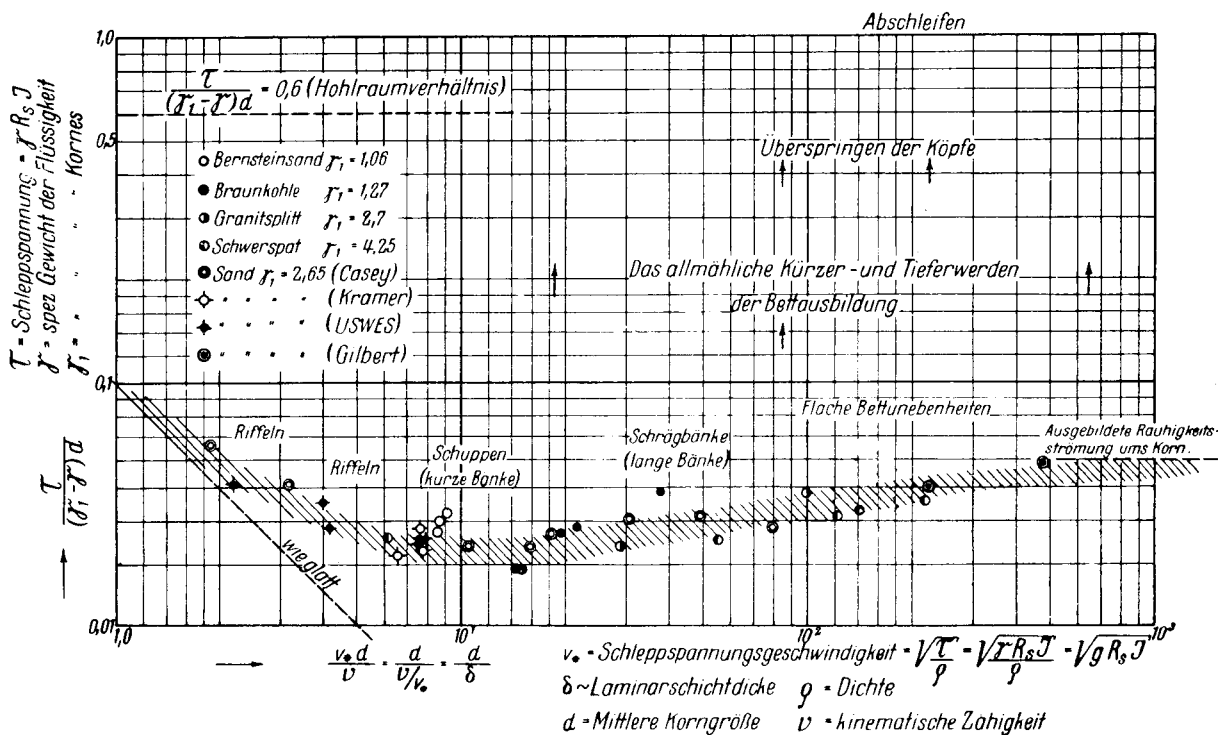


Abbildung 3.2: Schleppspannungsbeiwert gegen Reynolds-Zahl des Kornes
 Quelle: Shields (1936)

Versuchen von Meyer-Peter und Müller wurden Neigungen zwischen 0,4 ‰ und 20 ‰ und Korngrößen zwischen 0,4 mm und 30 mm untersucht (vgl. auch Wong und Parker, 2006). Die Formeln von Smart und Jaeggi beziehungsweise von Rickenmann sind noch bei wesentlich steileren Sohlneigungen von 3 ‰ bis 20 ‰ anwendbar.

3.1.3 Maßstabeffekte und Modelleffekte

Da es bei einem Modellmaßstab $\lambda \neq 1$ unmöglich ist sämtliche in den Formeln (3.10) bis (3.15) definierte Kräfteverhältnisse korrekt abzubilden, kommt es bei hydraulischen Modellen generell zum Auftreten von Maßstabeffekten. Im Wesentlichen geht es daher um die Frage, ob auftretende Maßstabeffekte vernachlässigt werden können. Mit zunehmendem Modellmaßstab λ nehmen auch die durch Maßstabeffekte erzeugten Modellfehler zu.

Modelleffekte unterscheiden sich von Maßstabeffekten dadurch, dass sie auf das Modell selbst zurückzuführen sind und nicht auf eine Verletzung der Ähnlichkeitsgesetze. Ein Beispiel dafür wären Modellgrenzen, wie zum Beispiel Seitenwände, die nicht den Bedingungen in der Natur entsprechen.

3.2 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden 6 verschiedene Speichercharakteristiken untersucht. Um die aus der Variabilität beim Modellaufbau, zum Beispiel hinsichtlich der Materialparameter des Dammes, und beim Versuchsablauf resultierende Streuung der Ergebnisse beurteilen zu können, wurde jeder Versuch dreimal durchgeführt, und somit die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse getestet.

Von den insgesamt 18 Vollmodellversuchen wurden jeweils 9 Versuche mit linearer und 9 mit nichtlinearer Speichercharakteristik durchgeführt. Die Charakteristik beschreibt den Zusammenhang zwischen dem Wasserstand im Speicher und dem im Speicher enthaltenen Wasservolumen. Für jede Geometrie wurden Speichervolumen von 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 untersucht. Tabelle 3.1 zeigt einen Überblick über das gewählte Versuchsprogramm.

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm

Versuch Nr.	Speicherform Längsschnitt	Speichergröße $V_S [\text{m}^3]$	Fülldurchfluss $Q_i [\text{l/s}]$	Speicherlänge $l_S [\text{m}]$
1–3	Rechteck	4	13,3	6,67
4–6	Rechteck	2	6,7	3,33
7–9	Rechteck	1	3,3	1,67
10–12	Dreieck	1	0–6,5	2,63
13–15	Dreieck	2	0–13	5,87
16–18	Dreieck	4	0–26	12,33
19, 20	Dreieck (Halbmodell)	$2 \Leftrightarrow 4$	0–13	12,33

Allgemein betrachtet kann die Speichercharakteristik mit der in Gleichung 3.21 definierten Beziehung beschrieben werden.

$$\frac{V_S(t)}{V_{S,0}} = \left(\frac{h_W(t)}{h_{W,0}} \right)^n \quad (3.21)$$

Die Parameter der Gleichung sind das Speichervolumen V_S und der dazugehörige Wasserspiegel h_W . Der Exponent n definiert die Speicherform. (vgl. Walder und O'Connor, 1997) Mögliche idealisierte Talformen sind in der folgenden Abbildung 3.3 dargestellt, die blau dargestellte Konfiguration zeigt den im Modell verwendeten Speicher mit $n = 2$.

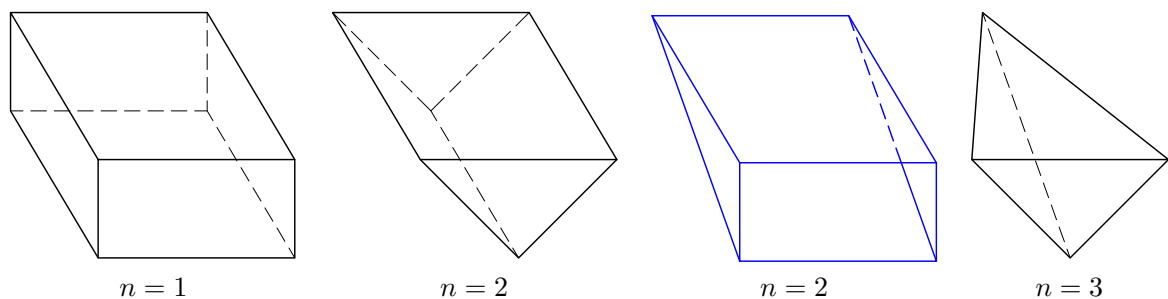


Abbildung 3.3: Idealisierte Speicherformen und zugehörige Formfaktoren n

Die bei den Modellversuchen verwendeten Speichercharakteristiken beschränken sich auf $n = 1$ und $n = 2$ und sind in Abbildung 3.4 dargestellt. Speicher mit diesen Charakteristiken werden in dieser Arbeit auch als Rechteckspeicher und Dreieckspeicher, bezogen auf den Längsschnitt durch das Modell, bezeichnet. Im Querschnitt haben alle verwendeten Speichergeometrien eine Rechteckform. Wasserstand-Volumen-Beziehungen wie in Gleichung 3.21 wurden auch von Clarke (1982) und Walder und Costa (1996) in ihren Arbeiten zu durch Gletscherwasserausbruch verursachten Flutwellen verwendet.

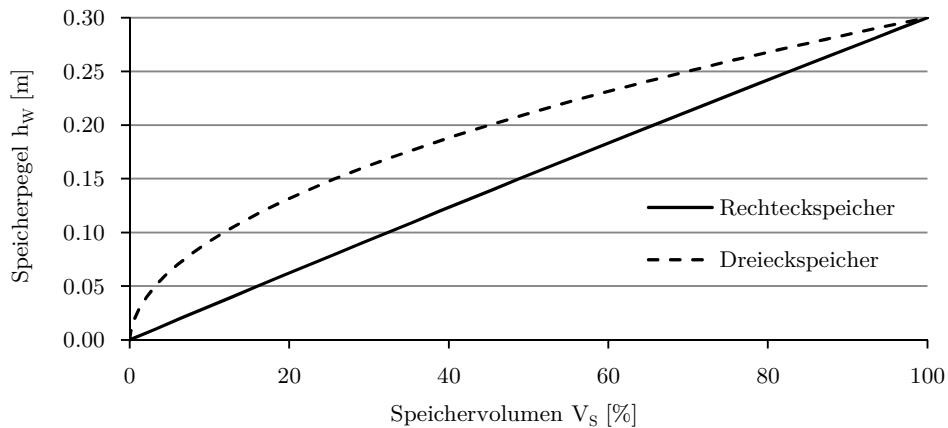


Abbildung 3.4: Charakteristiken des Stauraums bei Rechteck- bzw. Dreieckgeometrie bezogen auf den Längsschnitt durch den Speicherraum

3.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Der Modellstand zur Untersuchung des Einflusses von Speichergeometrie und Speichervolumen beim progressiven Dammerosionsbruch wurde im Labor des Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Wien errichtet. Dafür wurde eine circa 20 m lange, 0,6 m hohe und 2 m breite Rinne errichtet. Die Wasserversorgung des Speichers erfolgte über eine Rohrleitung mit einem Durchmesser von 100 mm, die aktuelle Durchflussmenge wurde von einem induktiven Durchflussmesser (IDM) erfasst. Der maximale Speicherinhalt des Reservoirs betrug 4 m^3 .

Vor Beginn des Bruchs wurde der Speicher gefüllt und bei Erreichen eines bestimmten Wasserspiegels der Füllvorgang gestoppt. Um eine einheitliche Durchsickerung des Dammkörpers bei allen Versuchen zu gewährleisten, musste der Wasserspiegel bei jedem Versuch mit der gleichen konstanten Geschwindigkeit ansteigen. Das konnte durch die in Abbildung 3.5 dargestellten Füllungsganglinien erreicht werden und erforderte bei den Dreieckspeichern einen linear ansteigenden Fülldurchfluss. Die benötigte Zeitdauer für die Füllung des Speichers wurde auf 300 s festgelegt.

Die Abbildungen 3.7 und 3.8 zeigen den Modellstand und die Positionierung der verwendeten Messinstrumente schematisch. Die Messwerte des induktiven Durchflussmessers, der vier Ultraschallsensoren, der beiden Drucktransmitter und der vier Kraftaufnehmer wurden mit zwei Messverstärkern des Typs HBM Spider 8 (mit jeweils 8 beziehungsweise 4 Kanälen) mit

der Software Catman Professional 5.0 der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik erfasst. Die Aufzeichnungsfrequenz der Messwerte betrug 50 Hz. Abbildung 3.6 zeigt den Modellaufbau am Beispiel des 4 m^3 Rechteckspeichers vom Hallenkran aus.

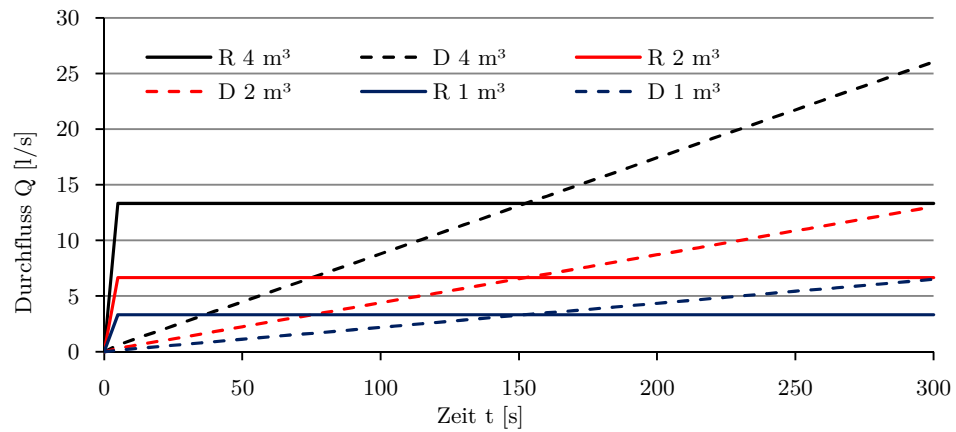


Abbildung 3.5: Erforderliche Ganglinien für die Befüllung des Speichers bei den Modellversuchen

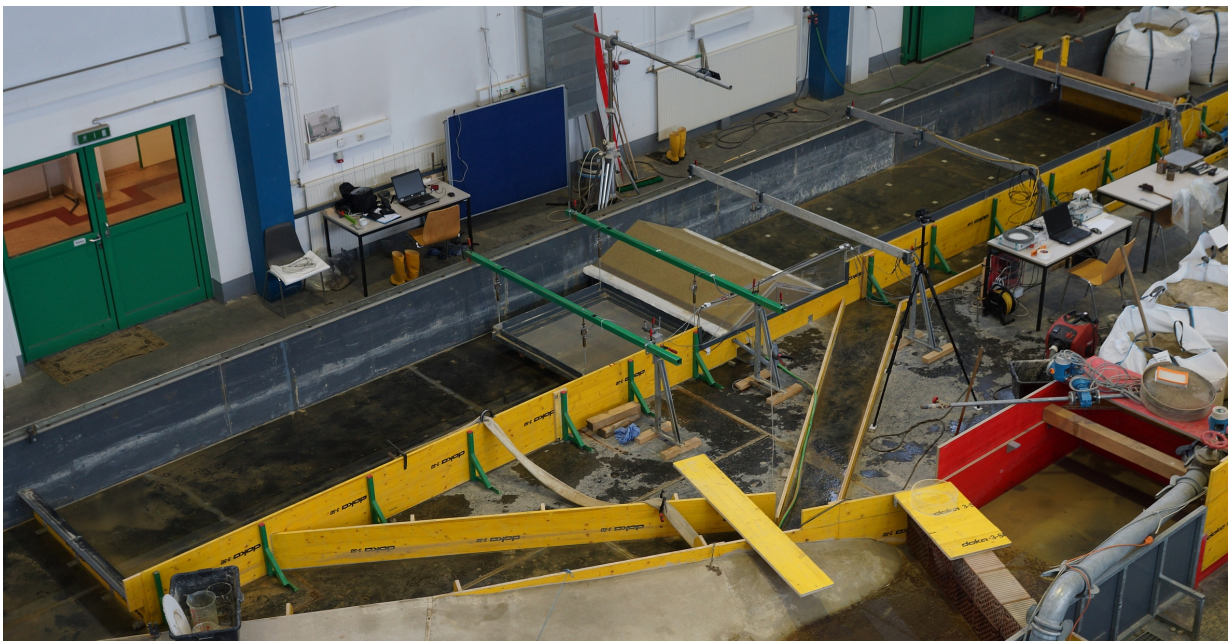


Abbildung 3.6: Aufnahme des Modellstands mit 4 m^3 Rechteckspeicher vom Hallenkran aus

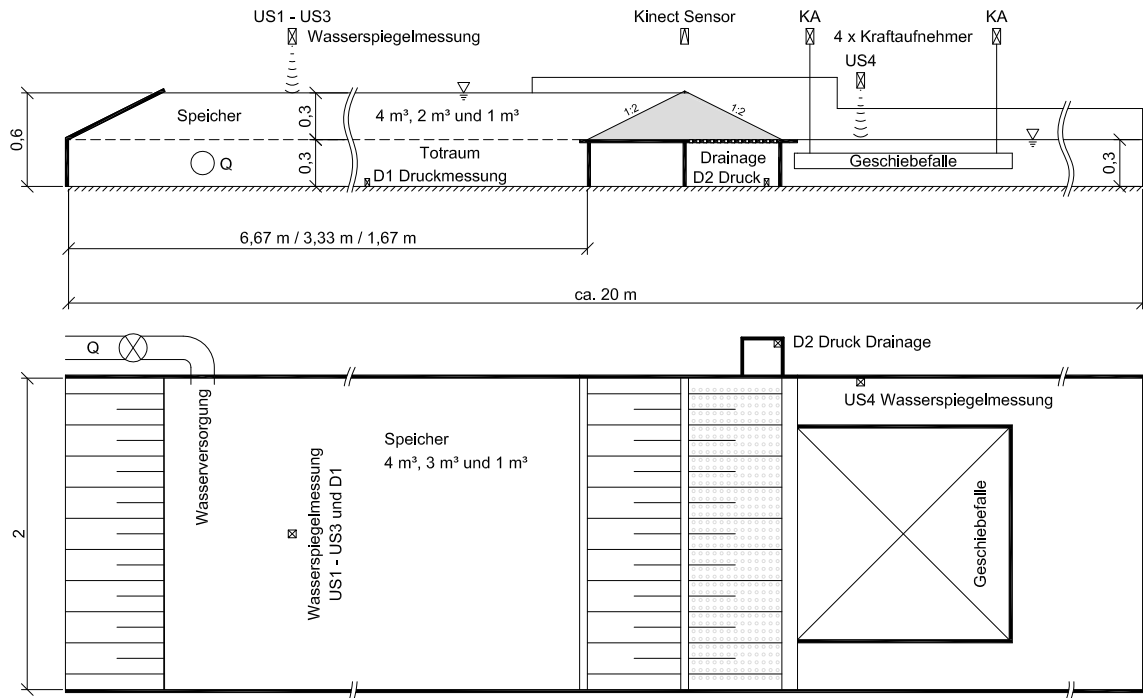


Abbildung 3.7: Schema des Modellstands für die Dammbuchversuche mit linearer Speichercharakteristik - Rechteckspeicher

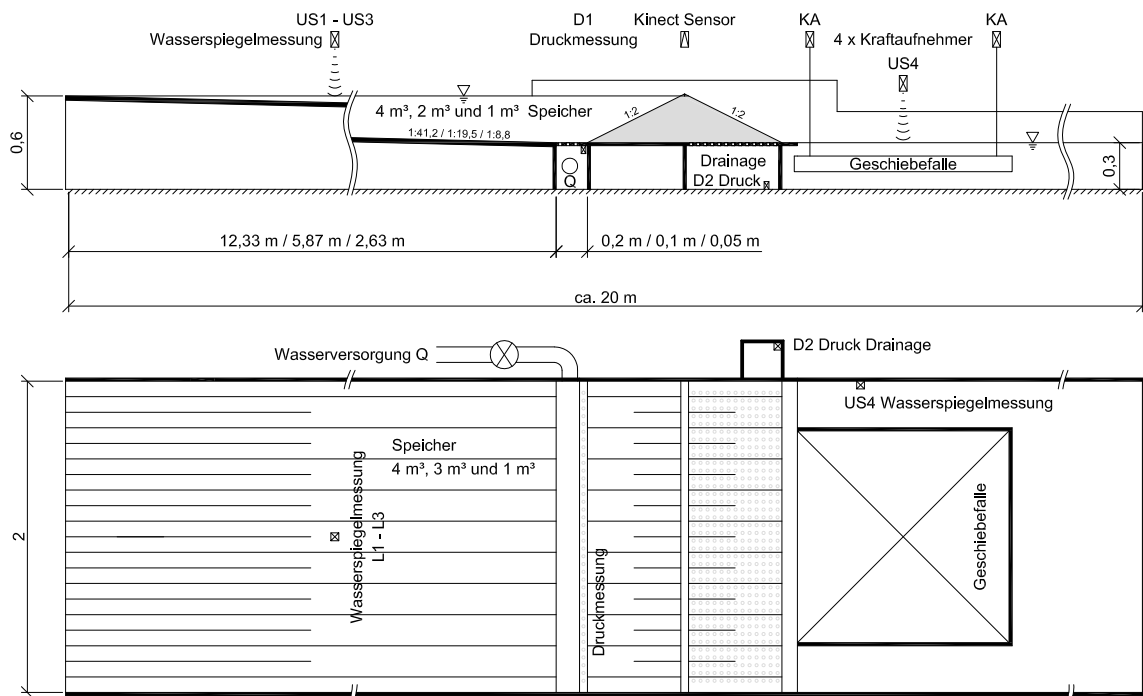


Abbildung 3.8: Schema des Modellstands für die Dammbuchversuche mit nichtlinearer Speichercharakteristik - Dreieckspeicher

3.3.1 Übersicht über die am Modell installierten Sensoren

Hier sind als Übersicht sämtliche am Modellstand installierten Sensoren aufgelistet, zusätzlich wurden die Versuche mit drei Videokameras aus unterschiedlichen Positionen gefilmt.

Messung des Zuflusses

- Induktiver Durchflussmesser Endress Hauser Promag33F DN100 mit Anzeigeeinheit

Erfassung des Wasserspiegels im Speicher

- Ultraschallsensoren HBM UNAM 30, 100–700 mm (3 Sensoren im Oberwasserbereich, 1 Sensor im Unterwasserbereich)
- Keller Serie 46X Drucksensor 0–300 mbar (max. Abweichung $\pm 0,02\%$ FS)

Messung des erodierten Dammmaterials

- Kraftaufnehmer HBM S9M/1kN (4 Sensoren)

Messung des Drainagewassers

- Keller Serie 46X Drucksensor 0–300 mbar (max. Abweichung $\pm 0,02\%$ FS)

Gesamtheitliche Erfassung des Damnbruchs

- Microsoft XBOX Kinect Sensor (System Diketracker)

3.3.2 Dammaufbau

Der homogen aufgebaute Modelldamm aus kohäsionslosem Sand mit einer Höhe h_D von 0,31 m, einer Länge l_D von 2 m, oberwasserseitigen und unterwasserseitigen Böschungsneigungen von 1:2 ($m_o = m_u = 2$) und einer Kronenbreite b_K von 0,01 m wurde in 0,3 m Höhe auf einer Plattform mit einer Länge von 1,4 m und einer Breite von 2 m errichtet. Die Erhöhung kompensierte Unebenheiten des Hallenbodens und ermöglichte unterwasserseitig die Anordnung einer Sedimentfalle zur Messung des erodierten Materials sowie einen weitgehend ungestörten Materialtransport in Richtung Unterwasser. Um die gewünschte Versagensform des Überströmens auszulösen wurde in der Mitte des Dammes, beziehungsweise beim Halbmodell an der linken Dammseite, eine 0,02 m tiefe, dreiecksförmige Initialbresche hergestellt. Die Überströmtiefe zu Beginn der Breschenbildung betrug somit maximal 0,01 m, die effektiv erodierbare Höhe des Dammes betrug noch 0,29 m.

Die Geometrie der Initialbresche ist in Abbildung 3.9 veranschaulicht. Bei den Halbmodellen der Versuche V19 und V20 wurde nur der grau hinterlegte Teil des Damms aufgebaut, die Initialisierung des Bruches erfolgte durch den ebenfalls halbierten Querschnitt der Initialbresche an der linken Dammseite.

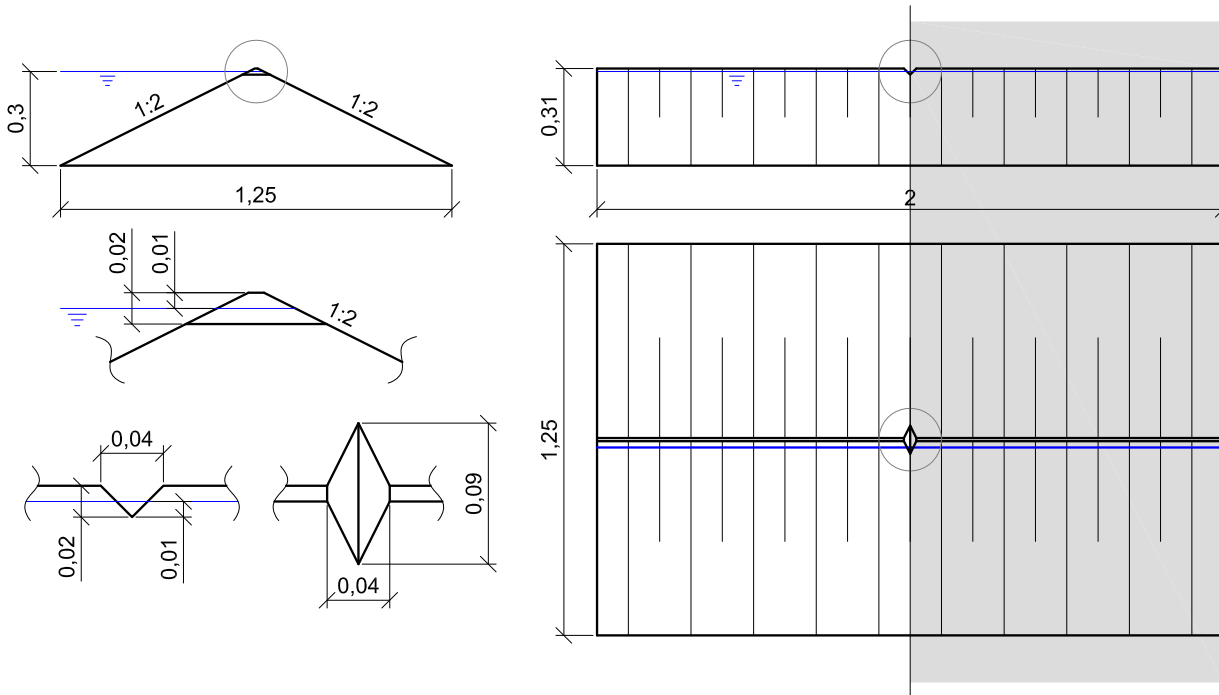


Abbildung 3.9: Geometrie der Initialbresche, Bereich des Halbmodells grau hinterlegt

Dammlattform

Die Aufstandsfläche des Damms wurde an der Luftseite durchlässig als Drainage ausgeführt. Das verhinderte durch Absenkung der Sickerlinie ein eventuelles vorzeitiges Versagen des Damms durch hydraulischen Grundbruch während dem Füllen des Speichers, vor dem Beginn des Überströmens. An den Seitenwänden der Rinne waren 0,02 m breite Leisten angebracht, welche die Dammgeometrie definierten und die Errichtung erheblich vereinfachten. Da es an den Grenzflächen zwischen Dammkörper und Seitenwand möglicherweise zur Ausbildung von bevorzugten Sickerzonen gekommen wäre, wurde zur Verlängerung der Sickerwege links und rechts jeweils eine Platte aus PVC (rechts) und Plexiglas (links) mit 0,31 m Höhe, 0,15 m Breite und 0,01 m Dicke angeordnet. (siehe Abbildungen 3.10 und 3.11)

Zwischen der Plattform und dem Dammmaterial wurde eine einlagige Schicht Vlies als Filter angeordnet. Dieses Vlies wurde vor jeder Versuchsdurchführung erneuert, um eine einheitliche Durchlässigkeit und somit die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten.

Da es im Verlauf jedes Modellversuchs zu einer Durchströmung mit damit verbundenem Materialtransport (Auswaschung der Feinteile) und zur Entmischung des Dammmaterials kam,



Abbildung 3.10: Modellstand für Dammbbruchversuche, Plattform mit Drainage und Einbauten zur Verlängerung der Fließwege an den Seitenwänden, Ansicht von der Unterwasserseite



Abbildung 3.11: Modellstand für Dammbbruchversuche, Plattform mit Drainage und Einbauten zur Verlängerung der Fließwege an den Seitenwänden, Ansicht von der Oberwasserseite

wurde der Modelldamm vor jedem Versuch mit neuem Material aufgebaut und der alte Sand entsorgt. Das Material wurde schichtenweise eingebracht und manuell verdichtet. Um die

einzelnen Versuchsdämme hinsichtlich Einbaudichte und Wassergehalt vergleichen zu können, wurden im Zuge jedes Aufbaus zwei Zylinderproben des Materials genommen und analysiert. Der dafür verwendete Ausstechzylinder hatte einen Innendurchmesser von 97 mm bei 120 mm Höhe, das entspricht den Spezifikationen laut ÖNORM B4414-2: 1979 (ÖNORM, 1979). Die Auswertungen der Zylinderproben, sowie einige der ermittelten Materialparameter, sind in Anhang C in Tabelle C.1 ersichtlich.

Zur Herstellung der gewünschten Geometrie wurde der Damm entlang der seitlichen Leisten abgezogen. Die Böschungsoberflächen wurden abschließend mit einem Reibbrett geglättet und die 0,02 m tiefe, dreiecksförmige Initialbresche in Kronenmitte hergestellt.

Dammmaterial

Der Modelldamm wurde aus gewaschenem Quarzsand mit einem mittleren Korndurchmesser d_{50} von ungefähr 1,1 mm aufgebaut. Das verwendete Material war frei von Kalk und organischen Verunreinigungen. Die aus den jeweils zwei Zylinderproben, welche im Zuge des Aufbaus der Versuche entnommen wurden, ermittelten Sieblinien sind im Anhang C in den Abbildungen C.1 bis C.7 ersichtlich. Es handelt sich um Sand mit einer Ungleichförmigkeitszahl $C_u = d_{60}/d_{10}$ von circa 5, einer Krümmungszahl $C_c = d_{30}^2/(d_{10} d_{60})$ von 2 und einem Größtkorn (GK) von circa 2,6 mm. Er wurde durch Mischung von Quarzsand mit einer Körnung von 0,1–0,3 mm und einer zweiten Sandmischung mit einer Körnung von 0,5–2 mm im Verhältnis 1:6 hergestellt.

In Abbildung 3.12 sind exemplarisch die bei den Versuchen V01 bis V03 ermittelten Sieblinien dargestellt. Sie unterscheiden sich generell etwas im Feinkornbereich unter 1 mm, ein daraus resultierender messbarer Einfluss auf die ermittelten Breschenabflüsse war nicht identifizierbar.

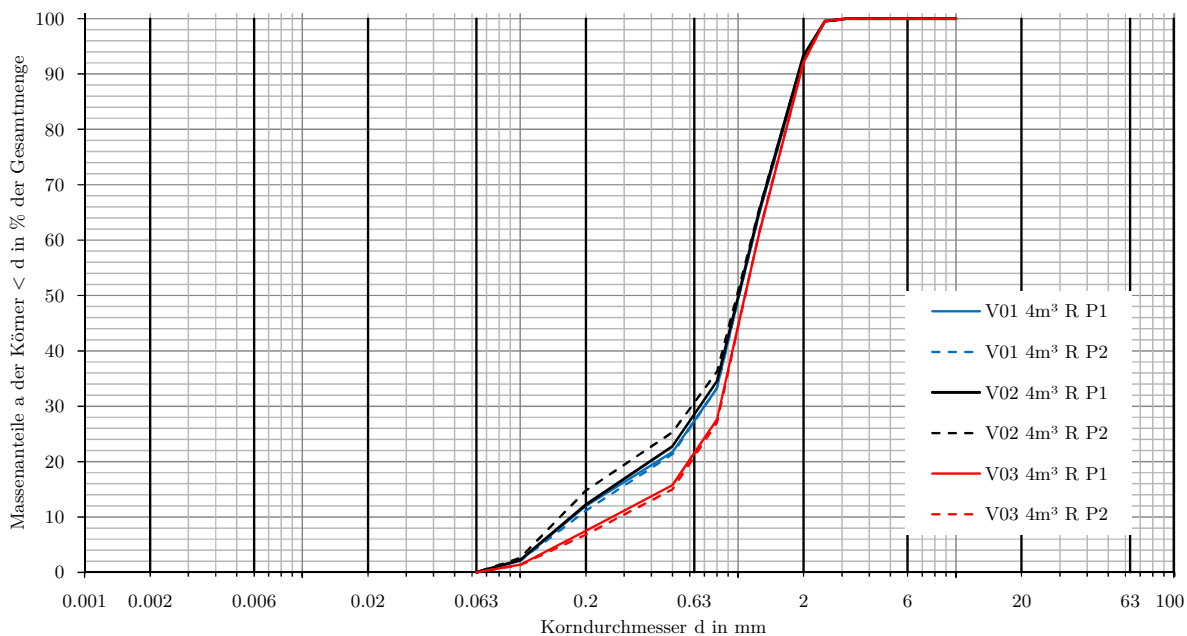


Abbildung 3.12: Exemplarische Sieblinien des verwendeten Sandes der Versuche V01 bis V03

3.3.3 Speicherraum

Durch die wasserseitige Böschung des Dammes mit ihrer Neigung von 1:2, ergab sich bei sämtlichen Versuchen ein Stauraum von $0,18 \text{ m}^3$ mit einer nichtlinearen Charakteristik¹. Dieser nichtlineare Anteil entspricht bei 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 Speicherinhalt einem Anteil am Stauvolumen von 4,5 %, 9 % und 18 % und würde die lineare Rechteckcharakteristik des Speichers entsprechend unterschiedlich stark beeinflussen. Um diesen Effekt zu eliminieren wurde die Speicherrückwand parallel zur Böschung des Dammes ausgeführt (siehe Abbildung 3.13).

Die Befüllung des Speichers zu Beginn jedes Versuchs erfolgte bei den Versuchen mit linearer Speichercharakteristik im hinteren Bereich des Modells durch eine 100 mm Rohrleitung von oben, bei den Versuchen mit Dreieckspeicher erfolgte die Zuleitung von links unterhalb der Dammplattform, knapp vor dem Dammfuß (vgl. Abbildung 3.8). Eine zusätzliche Strömungsberuhigung war nur bei den Versuchen mit Dreieckspeicher notwendig und wurde dort durch die Anordnung mehrerer Lochbleche im Bereich der Zuströmung realisiert. Die Messung und Aufzeichnung des Durchflusses erfolgte mit einem induktiven Durchflussmesser (IDM, Endress Hauser Promag33F DN100) mit dazugehöriger Anzeigeeinheit.

Die linke Seite des Speicherraums wurde im Modell über die gesamte Länge als Überfallkante ausgebildet. Die Oberkante wurde dabei exakt auf eine Höhe von 0,3 m über der Dammsohle, also 0,01 m unterhalb der Krone, eingerichtet. Dadurch wurde gewährleistet, dass der Modelldamm zu Beginn des Experiments nur durch die Initialbresche überströmt wurde.

Die drei verschiedenen Aufbauten für die Modelluntersuchungen am Rechteckspeicher sind in den nachfolgenden Abbildungen 3.14, 3.15 und 3.16 visualisiert. Eine Überlagerung der drei Speicherkonfigurationen ist in Abbildung 3.13 dargestellt.

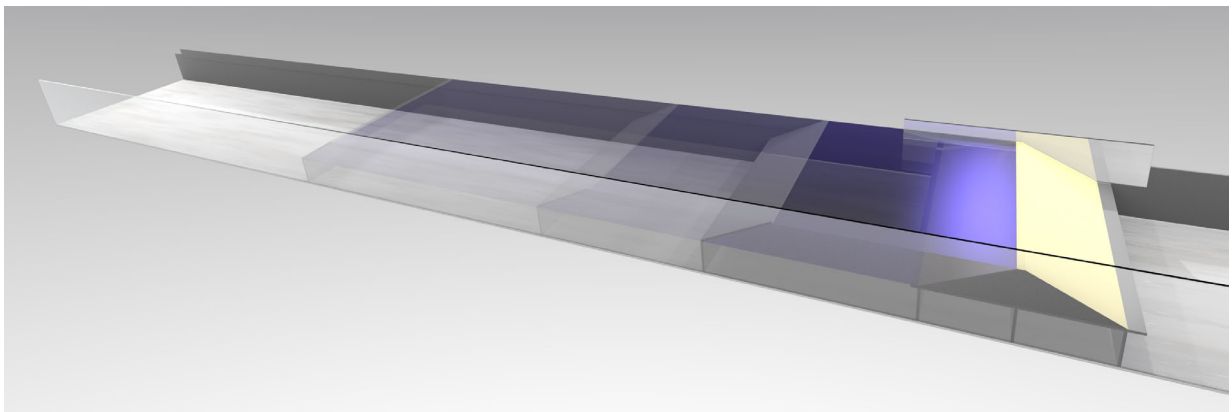


Abbildung 3.13: Lineare Speichercharakteristik - Überlagerung 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3

¹ Dieses Volumen ergibt sich aus dem initialen Wasserspiegel im Speicher, der Damngeometrie und der Rinnenbreite: $(0,3 \cdot 0,6)/2 \cdot 2 = 0,18 \text{ m}^3$

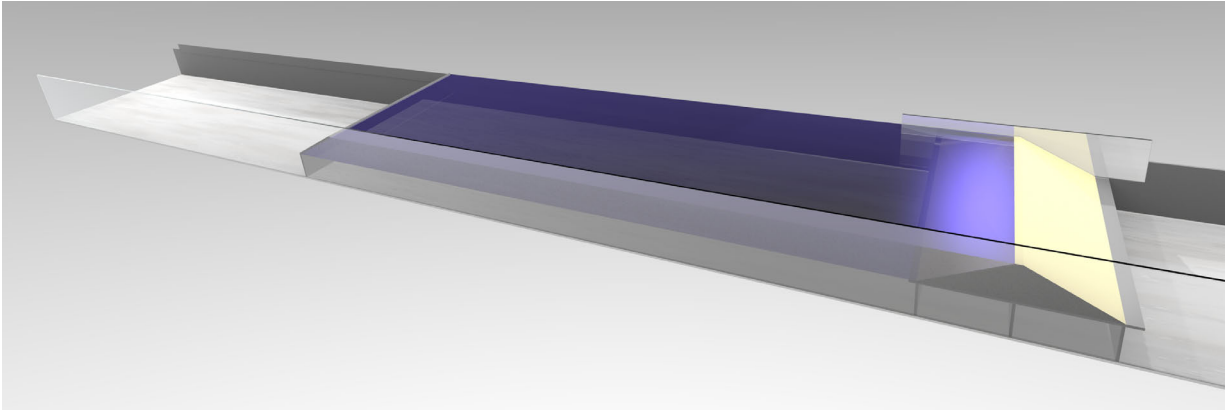


Abbildung 3.14: Lineare Speichercharakteristik - Rechteckspeicher 4 m^3

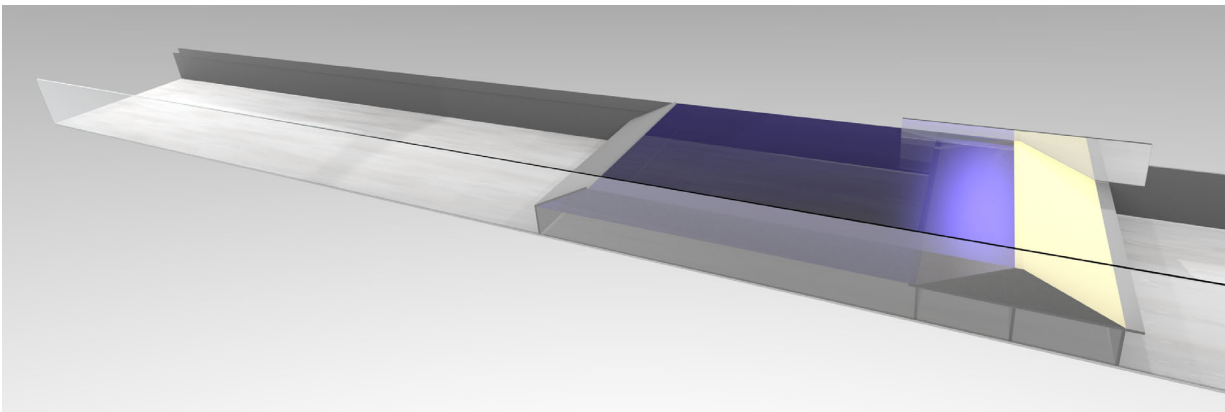


Abbildung 3.15: Lineare Speichercharakteristik - Rechteckspeicher 2 m^3

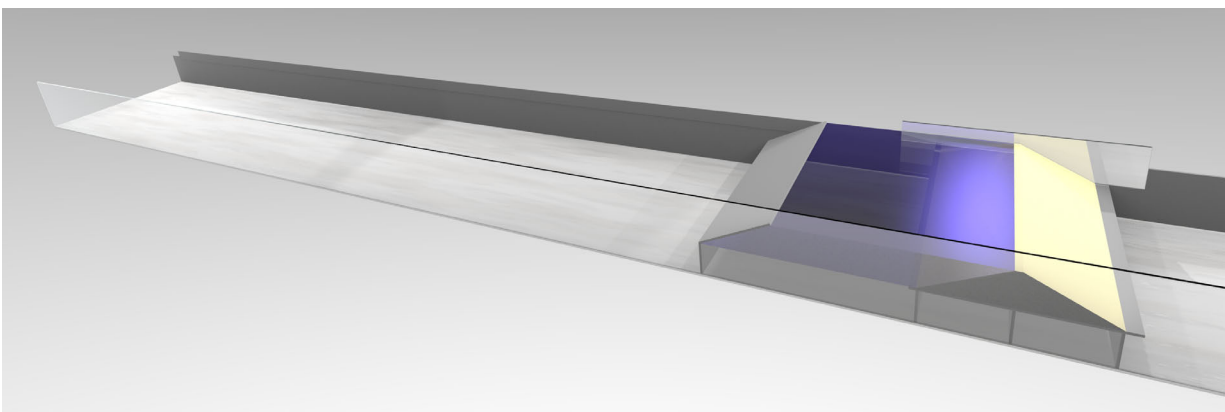


Abbildung 3.16: Lineare Speichercharakteristik - Rechteckspeicher 1 m^3

Um die Dreieckscharakteristik des Speichers nachzubilden, wurde fast der gesamte Boden des Reservoirs mit einer Neigung von circa 1:41 bei 4 m^3 Speichereinheit, 1:20 bei 2 m^3 Speichereinheit und 1:9 bei 1 m^3 Speichereinheit ausgeführt (siehe Abbildung 3.8). Um eine möglichst störungsarme Füllung des Speichers zu gewährleisten, wurde im Bereich des Dammfußes ein kurzer horizontaler Abschnitt vorgesehen, durch den eine Wasserzufuhr von unten, durch ein Lochblech zur Strömungsberuhigung, ermöglicht wurde. Dieser Abschnitt wurde bei den drei realisierten Speichergrößen entsprechend skaliert ausgeführt und war 0,2 m, 0,1 m und 0,05 m lang. Er verursachte eine Abweichung von den idealen nichtlinearen Charakteristiken der Speicher mit $n = 2$. Die Abweichung war allerdings äußerst gering und ist in Abbildung 3.17 dargestellt. Die durchgezogenen schwarzen Linien repräsentieren die idealen Speichercharakteristiken, die rot strichlierten Linien die real bei den Modellen ausgeführten. Die Linien sind in der Grafik kaum zu unterscheiden.

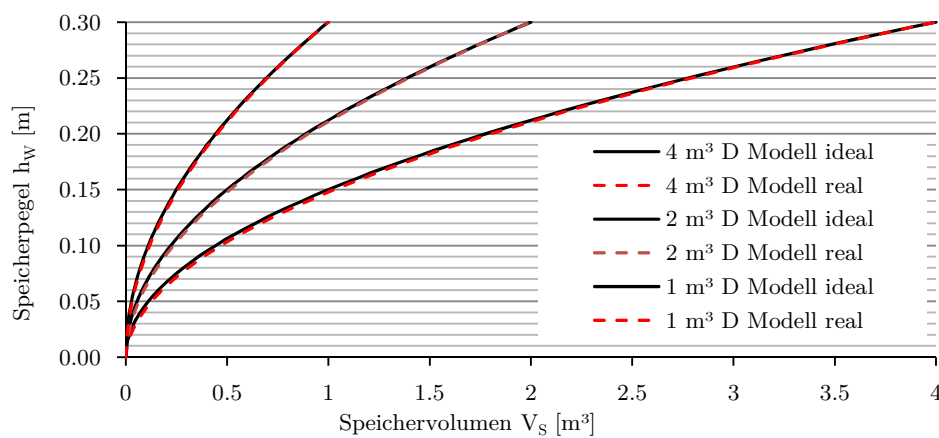


Abbildung 3.17: Abweichung der tatsächlich vorhandenen Charakteristik des Dreieckspeichers im Modell von der Idealform

Die drei Konfigurationen für die Modelluntersuchungen mit Dreieckspeichern sind in den nachfolgenden Abbildungen 3.19, 3.20 und 3.21 visualisiert, Abbildung 3.18 zeigt eine überlagerte Darstellung.

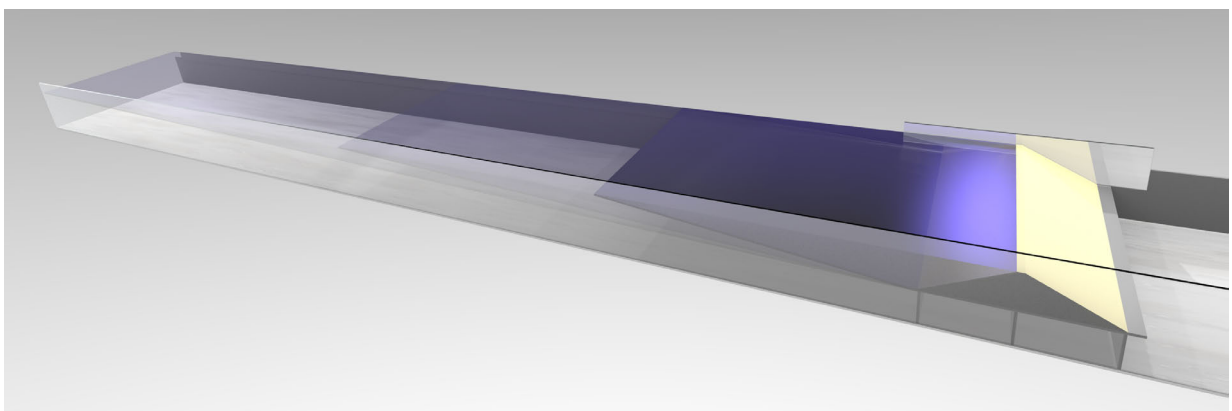


Abbildung 3.18: Nichtlineare Speichercharakteristik - Überlagerung 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3

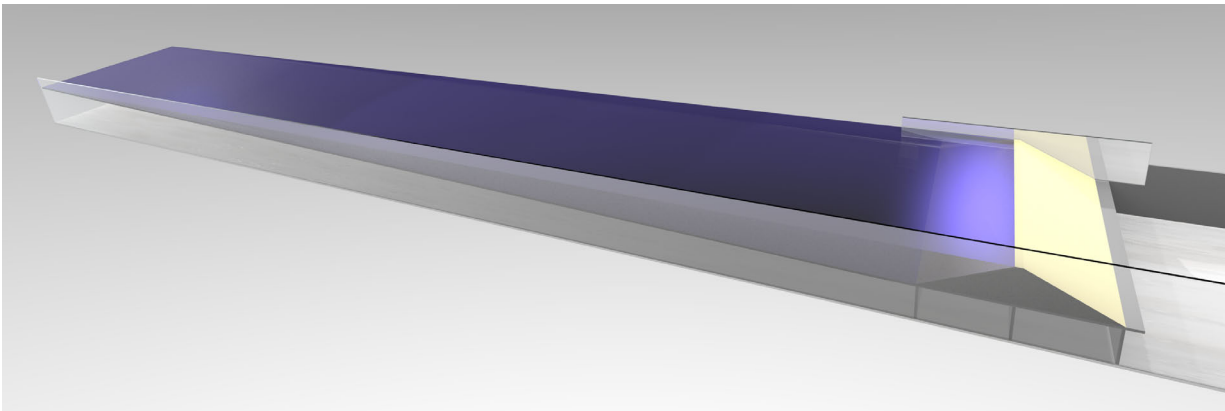


Abbildung 3.19: Nichtlineare Speichercharakteristik - Dreieckspeicher 4 m^3

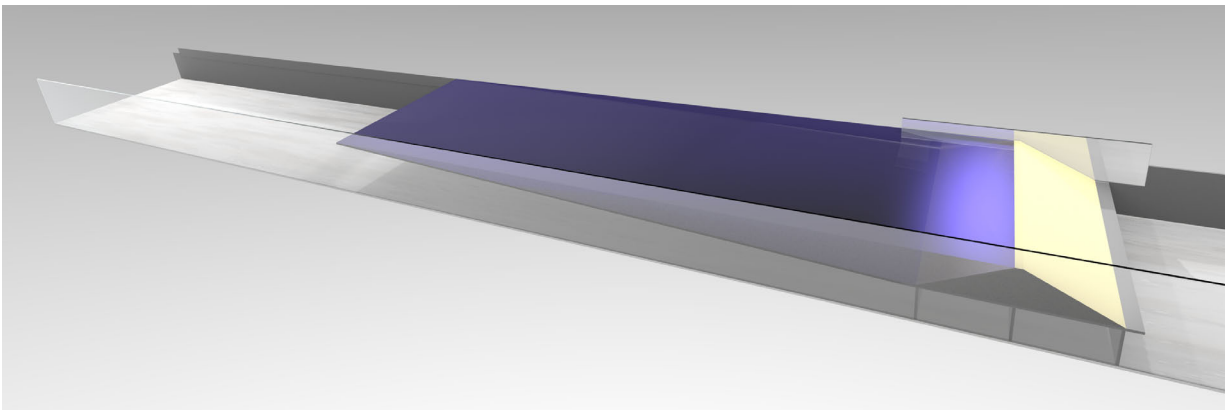


Abbildung 3.20: Nichtlineare Speichercharakteristik - Dreieckspeicher 2 m^3

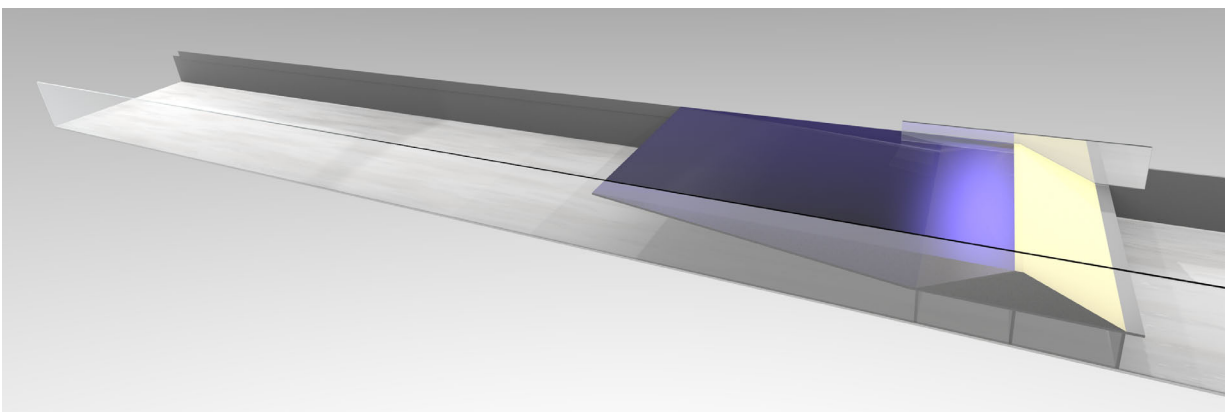


Abbildung 3.21: Nichtlineare Speichercharakteristik - Dreieckspeicher 1 m^3

3.3.4 Wasserspiegelmessung

Die Erfassung des Wasserspiegels im Oberwasserbereich des Modells erfolgte mit drei Ultraschallsensoren des Typs HBM UNAM 30 mit einem Messbereich von 100 mm bis 700 mm, sowie mit einem Drucksensor der Firma Keller vom Typ 46X mit einem Messbereich von 0 mbar bis 300 mbar. Der Pegel im Unterwasser wurde mit einem weiteren HBM UNAM 30 Ultraschallsensor erfasst (siehe auch Abbildungen 3.7 und 3.8).

Die Wasserspiegelmessung ist die Basis für die Berechnung der Abflussganglinie. Da während dem Versuch kein weiterer Zufluss in den Speicher erfolgte, konnte rein aus dem gemessenen Wasserspiegel und den bekannten geometrischen Verhältnissen die Abflussganglinie berechnet werden.

3.3.5 Drainagewasser

Um die Stabilität des Modelldammes vom Beginn des Füllens des Speichers bis zum Überströmen der Initialbresche und damit bis zum Beginn des Bruchvorganges zu gewährleisten, wurde die Dammplattform unterhalb der Luftseite des Dammes durchlässig ausgeführt. Löcher mit 2 cm Durchmesser wurden in einem Raster von 4,5 cm mal 5 cm angeordnet. Eine Lage Vlies diente als Filter und verhinderte ein Versanden des Drainagetanks. Die Drainage führte zu einer Absenkung der Sickerlinie und verhinderte so ein Versagen des Modelldammes durch hydraulischen Grundbruch vor Beginn des Überströmens.

Das durch die Drainage abgeführte Wasser wurde innerhalb der Dammplattform gesammelt, was die Messung des zeitlichen Verlaufs der Sickerwassermenge ermöglichte. Der Wasserspiegel im Hohlraum unterhalb des Dammes wurde mit einem Keller Serie 46X 0–300 mbar (siehe Abbildung 3.22) Drucksensor aufgezeichnet, aus dem bekannten Verhältnis zwischen Wasserstand und Volumen wurde die Sickerwassermenge berechnet.

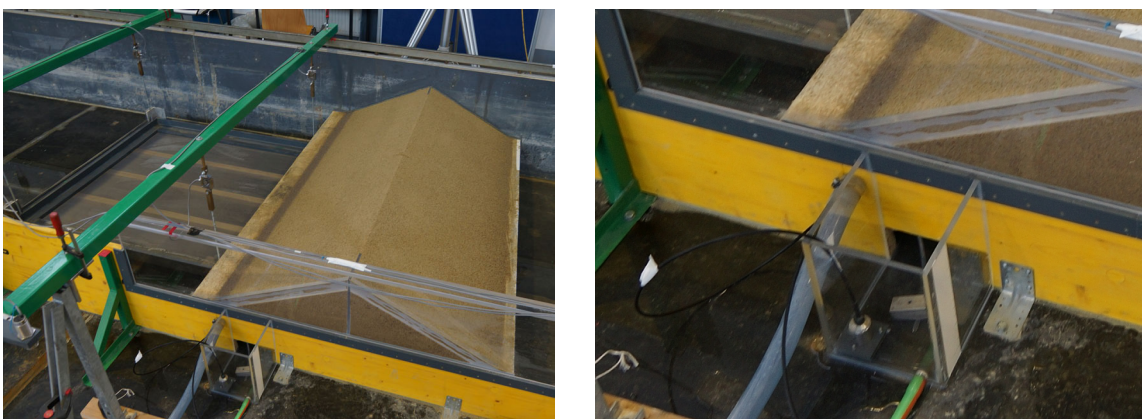


Abbildung 3.22: Drainagewassermessung durch Messung des Wasserstandes im Hohlraum unterhalb der Dammplattform, eine Ausleitung ermöglichte den einfachen Zugang zum Sensor

Das Verhältnis von Wasserstand und Volumen des Drainagetanks unter dem Modelldamm ist in der folgenden Abbildung 3.23 dargestellt. Die Kapazität von rund $0,45 \text{ m}^3$ wurde bei den Versuchen niemals überschritten.

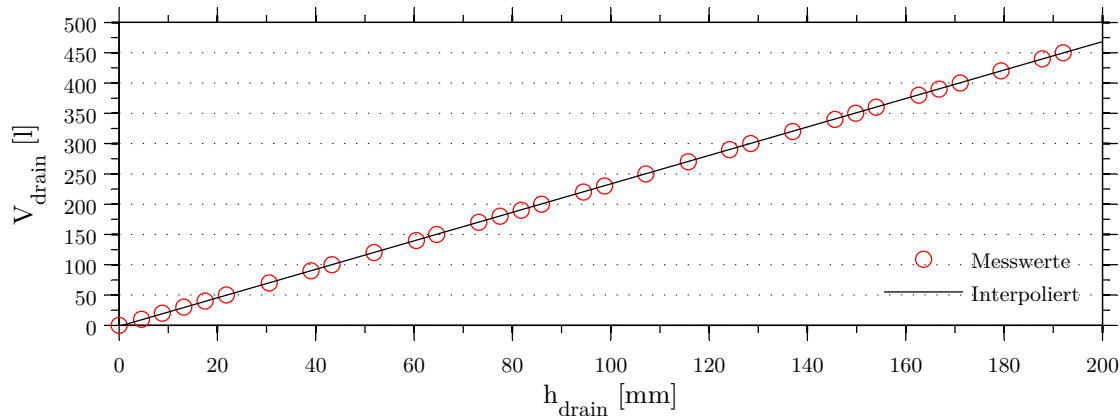


Abbildung 3.23: Charakteristik des Drainagetanks innerhalb der Dammplattform

3.3.6 Messung der Erosion

Der zeitliche Verlauf der Erosion wurde mit einer im Unterwasser unterhalb der Plattform angeordneten Sedimentfalle gemessen (siehe Abbildung 3.24). Die Oberkante der 1,4 m langen, 1,4 m breiten und 0,15 m tiefen Sedimentfalle befand sich 0,05 m unterhalb des Überhangs der Dammplattform. Ihr Volumen betrug ungefähr $0,3 \text{ m}^3$. Vier Kraftaufnehmer vom Typ HBM S9M/1kN dienten zur Ermittlung der Masse des erodierten Sandes während der Versuche. Um eine Rückrechnung auf das Breschenvolumen zu ermöglichen, wurde die Sedimentfalle vor Versuchsbeginn eingestaut und dadurch während der Versuche die Masse des erodierten Sandes unter Auftrieb gemessen. Der Boden der Sedimentfalle bestand aus einem Drahtgewebe aus Edelstahl mit einer lichten Weite von 0,1 mm und einer Drahtdicke von 0,07 mm, die offene Fläche des Gitters betrug 37 %. Die durchlässige Gestaltung des Bodens führte zu einer stark verminderten Schwankung der Messwerte der Kraftaufnehmer.

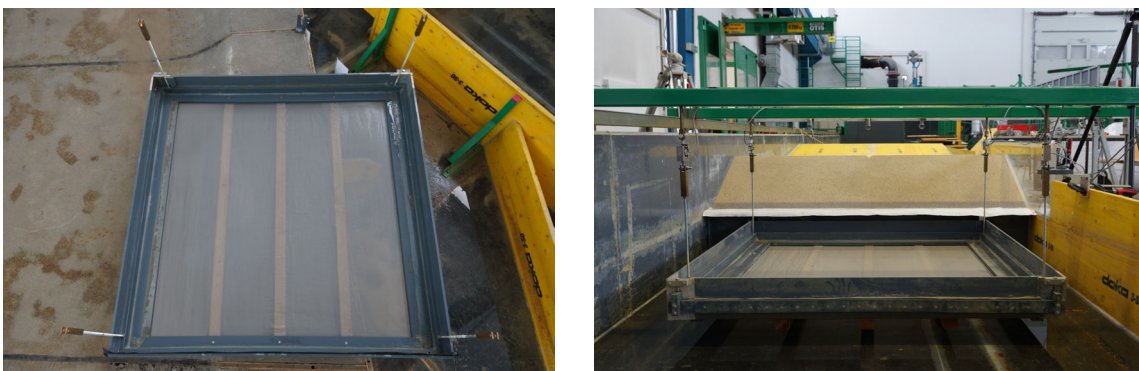


Abbildung 3.24: Sedimentfalle

Abhängig von den Abflussverhältnissen konnte nicht das gesamte erodierte Material in der Sedimentfalle erfasst werden. Das gemessene Volumen war also geringer als das tatsächlich abgetragene. Das während der Versuche nicht erfasste Material konnte sich zu großen Teilen in der unterwasserseitigen Rinne absetzen. Nach Versuchsende wurde es gesammelt und das zusätzliche Volumen bestimmt.

3.3.7 Diketracker

Im Zuge der Durchführung der Dammbbruchversuche wurde die Entwicklung eines optischen Messsystems zur möglichst ganzheitlichen Erfassung des Bruchvorgangs gestartet. Das System basiert auf der Kinect Sensorleiste der Firma Microsoft, welche für deren XBOX 360 Konsole zur Bewegungssteuerung entwickelt wurde, und stellt potentiell eine kostengünstige Alternative zu kommerziellen optischen Messsystemen dar. Der Kinect Sensor enthält eine RGB Kamera mit einer Auflösung von 640 mal 480 Pixeln bei 24 Bit Farbtiefe¹ und 30 Hz und eine Kombination von Infrarot Laserprojektor und einem monochromen 11 Bit CMOS Sensor, das bedeutet 2048 Abstufungen, zur Tiefenerfassung. Der Sensor war am Versuchsstand in einer Höhe von 2,1 m über der Dammplattform angeordnet, der mögliche Messbereich beträgt 1,2 m bis 3,5 m. (vgl. Abbildung 3.25)

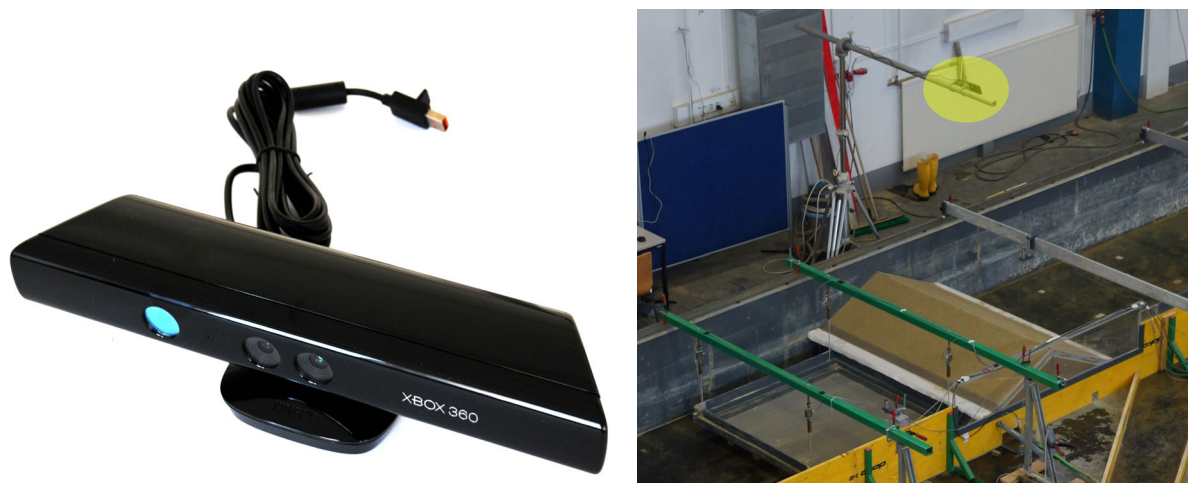


Abbildung 3.25: Kinect Sensorleiste und Anordnung am Modellstand

Die in C++ programmierte Software zur Erfassung und Auswertung der Messdaten des Kinect Sensors befindet sich zur Zeit noch in Entwicklung. Die grafische Benutzeroberfläche (GUI) ist in den Abbildungen 3.26 und 3.27 dargestellt, weiße Zonen im Tiefenbild bedeuten, dass keine Messwerte verfügbar sind. Während der Aufnahme müssen sehr große Datenmengen abgespeichert werden. Das anfallende Datenvolumen beträgt ungefähr 52 MiB pro Sekunde, das heißt, dass der Hostcomputer entweder mit einer SSD (solid-state drive) als Datenspeicher

¹ RGB Farbraum mit 8 bit pro Kanal, das entspricht $(2^3)^3 = 16.777.216$ theoretisch möglichen Farben

ausgestattet sein muss, oder nur eine sehr kurze Zeitspanne aufgenommen werden kann, da es andernfalls zu Verlusten von Einzelbildern kommt. (Wodni, 2014)

Prinzipiell wurden alle 20 Dammbrechversuche zusätzlich mit dem Diketracker erfasst. Neben einer Videoaufnahme von oben ergibt sich dadurch die Möglichkeit die Tiefendaten als Punktwolke zu jedem Zeitpunkt auszulesen und auszuwerten. Die Versuche, vor allem die symmetrischen Modelle von V19 und V20, könnten zur Kalibrierung des Diketrackers für die Messung durch den Wasserkörper hindurch verwendet werden. In dieser Arbeit wurden die Messdaten nur zur qualitativen Beschreibung der Breschenentwicklung verwendet.

Bei einem zur gleichen Zeit durchgeführten Modellversuch konnte der Diketracker erfolgreich zur Vermessung von Kolken eingesetzt werden, in diesem Fall war das vermessene Gelände jedoch nicht von Wasser überdeckt.

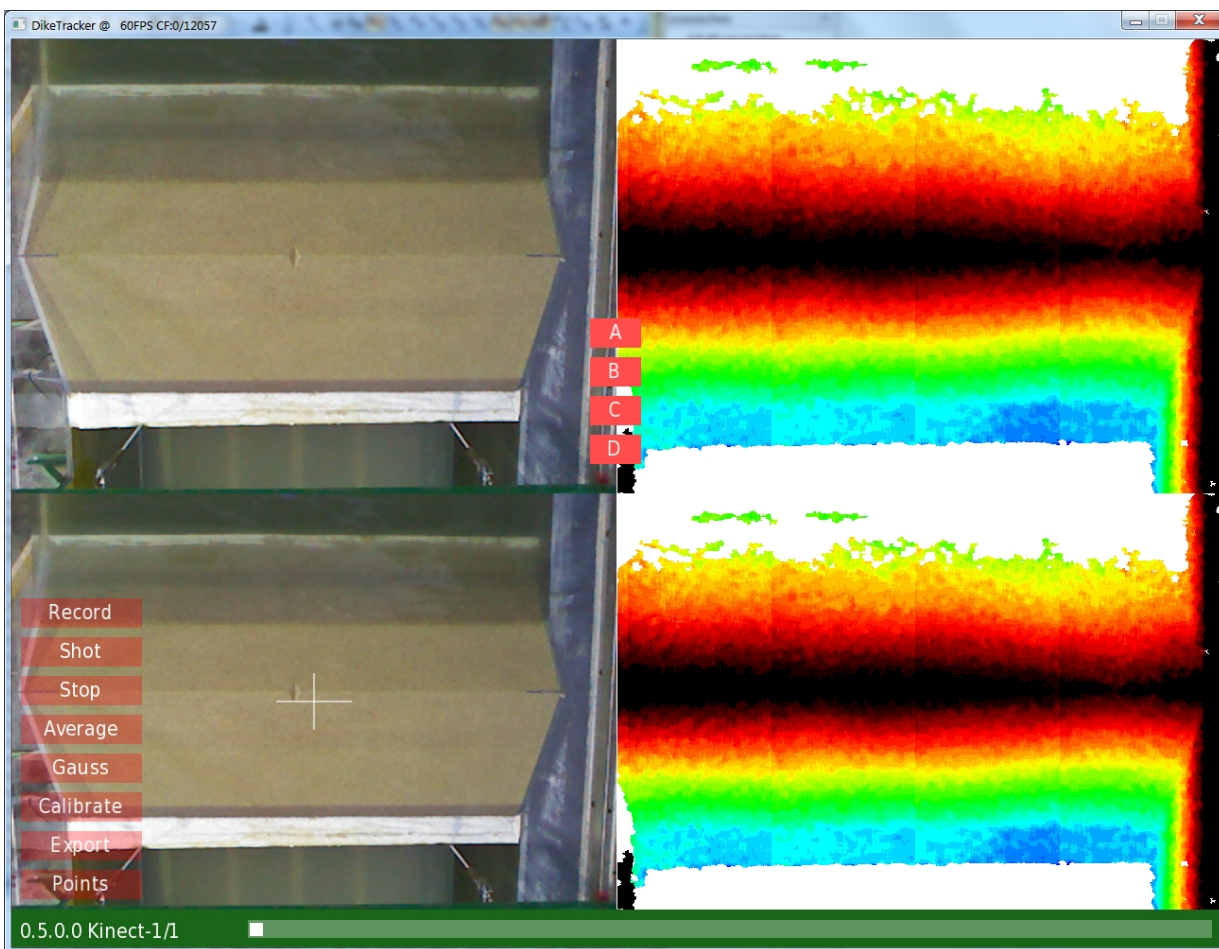


Abbildung 3.26: GUI der Diketracker Software zu Beginn eines Experiments

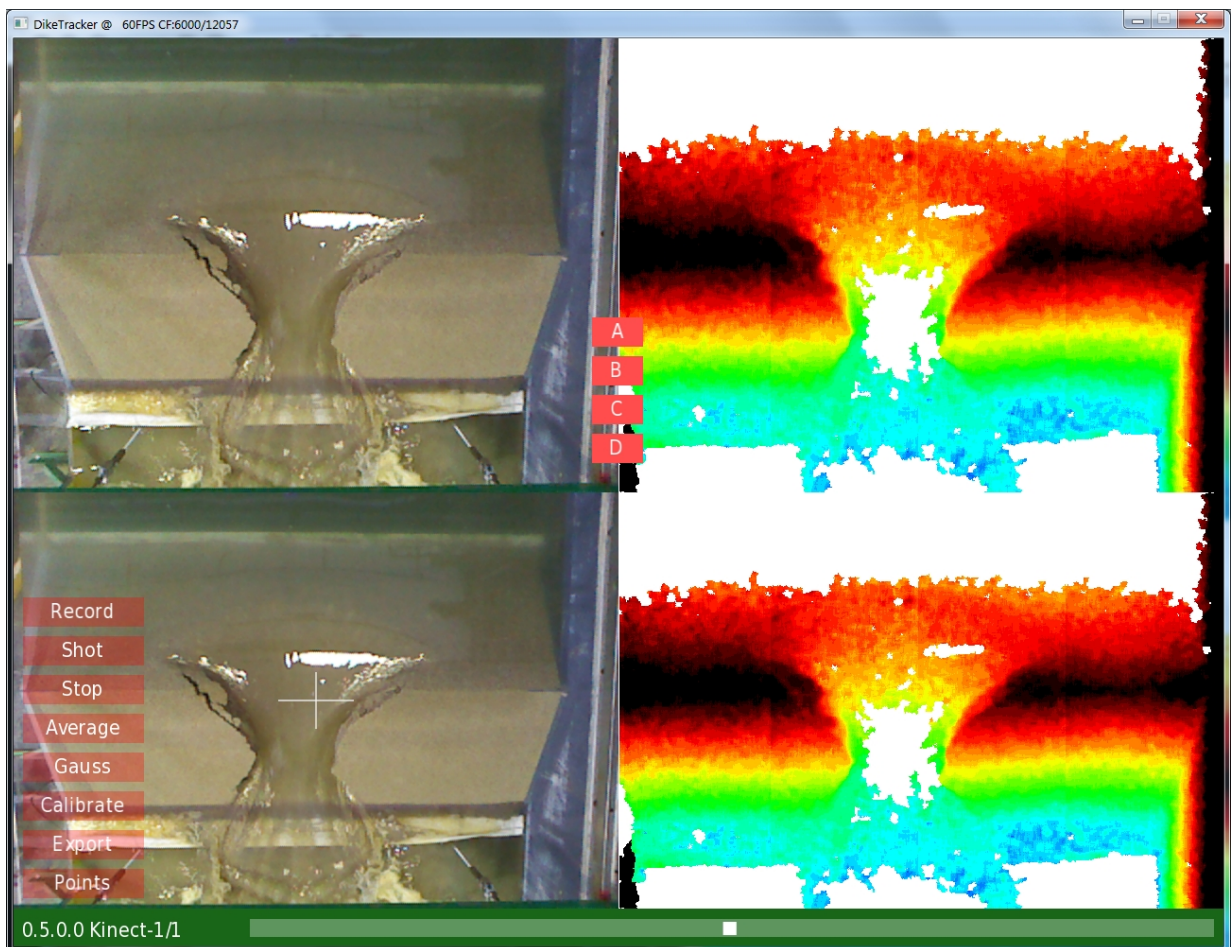


Abbildung 3.27: GUI der Diketracker Software während eines Experiments

4 Ergebnisse der Modellversuche

In diesem Kapitel werden die Methodik der Aufbereitung der Messdaten und die Ergebnisse der durchgeführten Dammbuchversuche präsentiert. Zunächst werden die Versuche mit linearen Speichercharakteristiken beschrieben und anhand eines Beispiels die Aufbereitung der Messdaten und der generelle Versagensablauf im Detail beschrieben. Danach werden die Ergebnisse der Versuche mit nichtlinearen Speichercharakteristiken zusammengefasst und der zeitliche Verlauf des Dammbuchs qualitativ beschrieben.

4.1 Ergebnisse der Versuche mit linearen Speichercharakteristiken

Bei den Versuchen V01 bis V09 mit Speichern mit linearen Charakteristiken (Rechteckcharakteristiken) wurden für jede Speichergröße, also 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 , jeweils 3 Versuche durchgeführt. Diese Vorgehensweise sollte Aussagen hinsichtlich der Reproduzierbarkeit der Tests und der Streuung der Ergebnisse ermöglichen.

Vor jedem Versuch wurde der Modellstand gereinigt und der Vliesfilter auf der Dammplattform erneuert, danach wurde der Damm aufgebaut. Um die Vergleichbarkeit der Dammaufbauten in Bezug auf den Wassergehalt und die Verdichtung zu gewährleisten wurden bei jedem Aufbau zwei Zylinderproben des Sandmaterials entnommen und analysiert. Die Ergebnisse der Siebanalysen sind in Anhang C ersichtlich.

Nach erfolgtem Dammaufbau wurde die Sedimentfalle installiert, auf Funktionalität getestet und der Unterwasserbereich bis zur Oberkante der Dammplattform eingestaut um eine Messung des Sedimentgewichts unter Auftrieb zu ermöglichen. Nach Initialisierung der Messsensoren wurde mit der Füllung des Speichers begonnen. Die Füllung von der Plattformoberkante bis auf die definierte Endhöhe von $0,3 \text{ m}$, das heißt $0,01 \text{ m}$ unterhalb der Dammkrone, die Initialbresche wird mit $0,01 \text{ m}$ Fließtiefe überströmt, erfolgte innerhalb von circa 300 s bei linear ansteigendem Wasserspiegel.

Zur Dokumentation wurden die Versuche mit drei Videokameras aus unterschiedlichen Positionen sowie dem Diketracker (Kinect Sensor) aufgezeichnet.

4.1.1 Lineare Charakteristik, 4 m^3 Speichervolumen

Die Versuche V01 bis V03 der Serie wurden mit einem 4 m^3 Speicher mit Rechteckcharakteristik ausgeführt. Durch einen konstanten Zufluss von $13,3 \text{ l/s}$ wurde die Füllung des Reservoirs innerhalb von 300 s erreicht. Um die Versuche untereinander vergleichen zu können, musste ein

eindeutiger Startzeitpunkt definiert werden. Die Zeitspanne, die vom Erreichen des initialen Speicherpegels von 0,3 m bis zur Ausbildung eines durchgängigen Erosionskanals auf der Luftseite des Modelldammes benötigt wurde, war nicht bei allen Versuchen gleich lange. Daher wurde der Zeitpunkt der ersten Nullabweichung der Kraftaufnehmer der Sedimentfalle als Startzeitpunkt definiert. Von diesem Zeitpunkt an war ein durchgehender Erosionskanal vorhanden und von diesem Moment an wurden die Messwerte für die folgenden 300 s ausgewertet.

Die Unterschiede bei den Anlaufzeiten sind in Abbildung 4.1 exemplarisch für die Versuche V01 bis V03 dargestellt. Sie zeigt die Modelldämme der ersten drei Versuche von oben vom Zeitpunkt des Erreichens des Startspeicherpegels von 0,3 m ($t = 0$) an und illustriert die unterschiedlich langen benötigten Zeitdauern bis zur Ausbildung durchgehender Erosionskanäle auf den Luftseiten der Dämme. Die ungefähren Anlaufzeiten betragen beim ersten Versuch (V01) 19 s, beim zweiten Versuch (V02) 38 s und beim dritten Versuch (V03) 14 s. Der Zeitpunkt $t = 0$ bezieht sich von jetzt an auf den Moment bei einem Versuch, ab dem der luftseitige Erosionskanal voll ausgebildet ist, das heißt ab dem die Sedimentfalle positive Messwerte liefert.

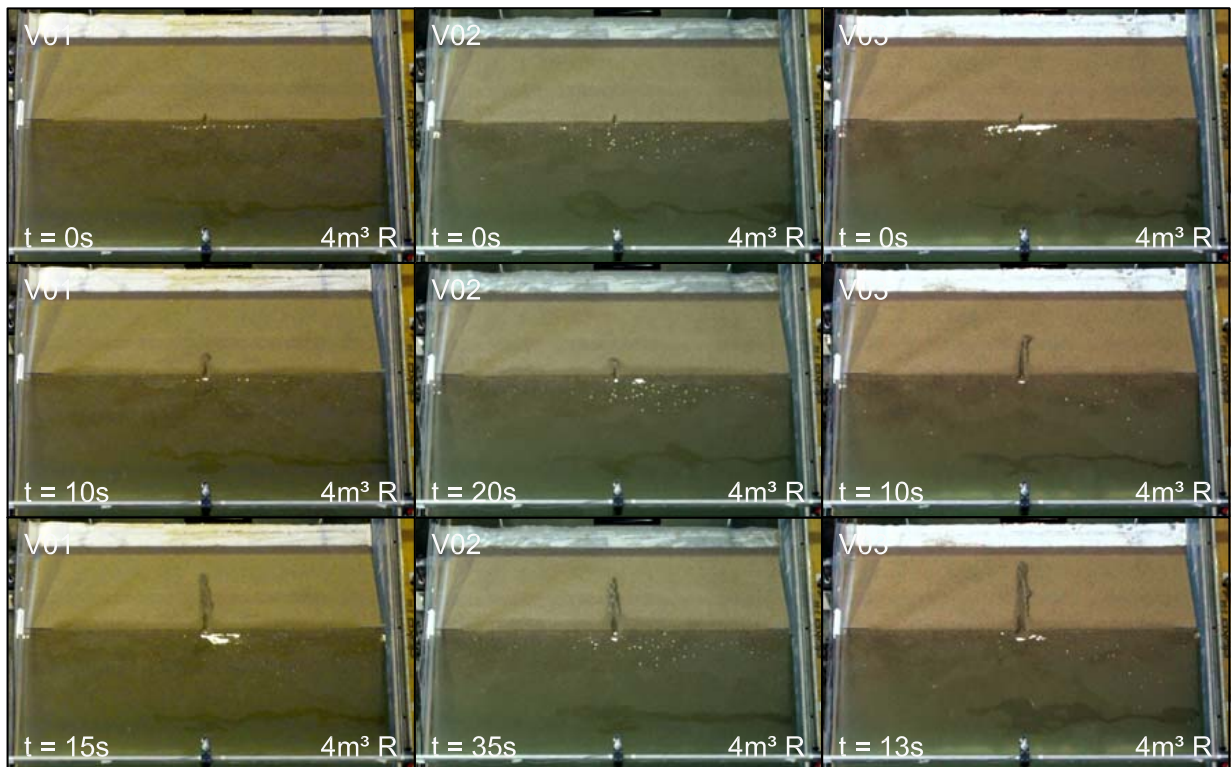


Abbildung 4.1: Unterschiedliche Anlaufzeiten von V01 (linke Seite), V02 (Bildmitte) und V03 (rechte Seite), Rechteckspeicher mit 4 m^3 Speichervolumen

Abbildung 4.2 veranschaulicht die Definition des Zeitintervalls für den Vergleich der unterschiedlichen Versuche. Der Vergleichszeitraum befindet sich innerhalb der roten vertikalen Linien. Das obere Diagramm zeigt den Wasserspiegelverlauf im Speicher, in diesem Fall die Messwerte des Druckaufnehmers. Bis zum Zeitpunkt $t = 630 \text{ s}$ erfolgte das Füllen mit linear ansteigendem

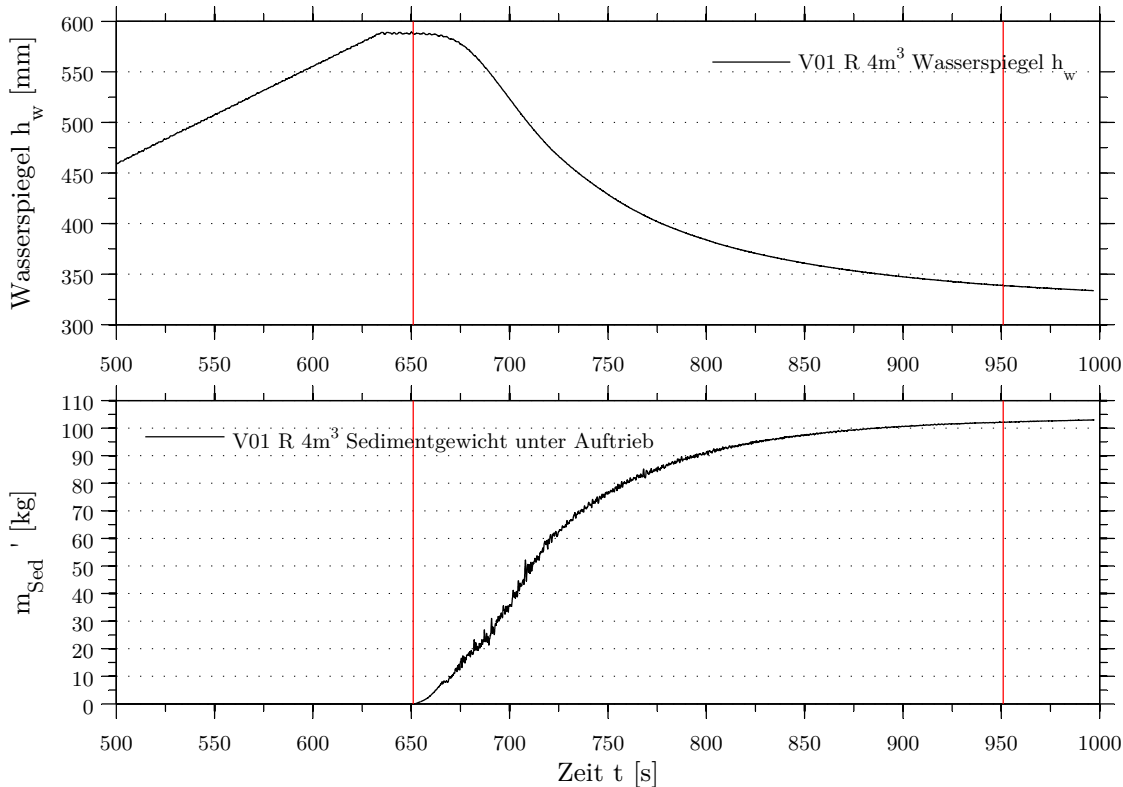


Abbildung 4.2: Wasserspiegelverlauf und Messwerte der Sedimentfalle, Definition des Vergleichszeitraums am Beispiel von V01, Rechteckspeicher 4 m^3

Pegel, danach begann die Ausbildung eines Erosionskanals an der Luftseite des Dammes. Der Abschluss dieses Vorgangs beziehungsweise der Beginn des Bruchvorgangs wurde anhand des Verlaufs der Messwerte der Kraftaufnehmer der Sedimentfalle (siehe Abbildung 4.2, unteres Diagramm) festgelegt. Im Fall des ersten Versuchs betrug dieser Zeitpunkt $t = 651 \text{ s}$, ausgehend von diesem Startwert wurden 300 s ausgewertet.

Die Messwerte sind aufgrund des Modellaufbaus und der Messgenauigkeit der Sensoren gewissen Schwankungen unterworfen. Vor der weiteren Verwendung wurden sie daher durch Approximation kubischer Splines geglättet. Diese Vorgehensweise ermöglicht beispielsweise die Vorgabe monoton fallender Werte als Randbedingung für den Wasserspiegelverlauf. Die aufbereiteten Daten wurden dann bei der numerischen Differentiation zur Berechnung des Breschenabflusses verwendet.

Abbildung 4.3 zeigt die geglätteten Datenkurven exemplarisch für den Versuch V01 im Vergleichsintervall, bei der Wasserspiegellinie wurde die anfängliche Höhe in Bezug zur Oberkante der Dammplattform gesetzt.

Vor der Berechnung des Breschenabflusses Q_B wurde das durch die Drainage abfließende Sickerwasser Q_{drain} berücksichtigt. Die anfallende Sickerwassermenge wurde dabei in einen

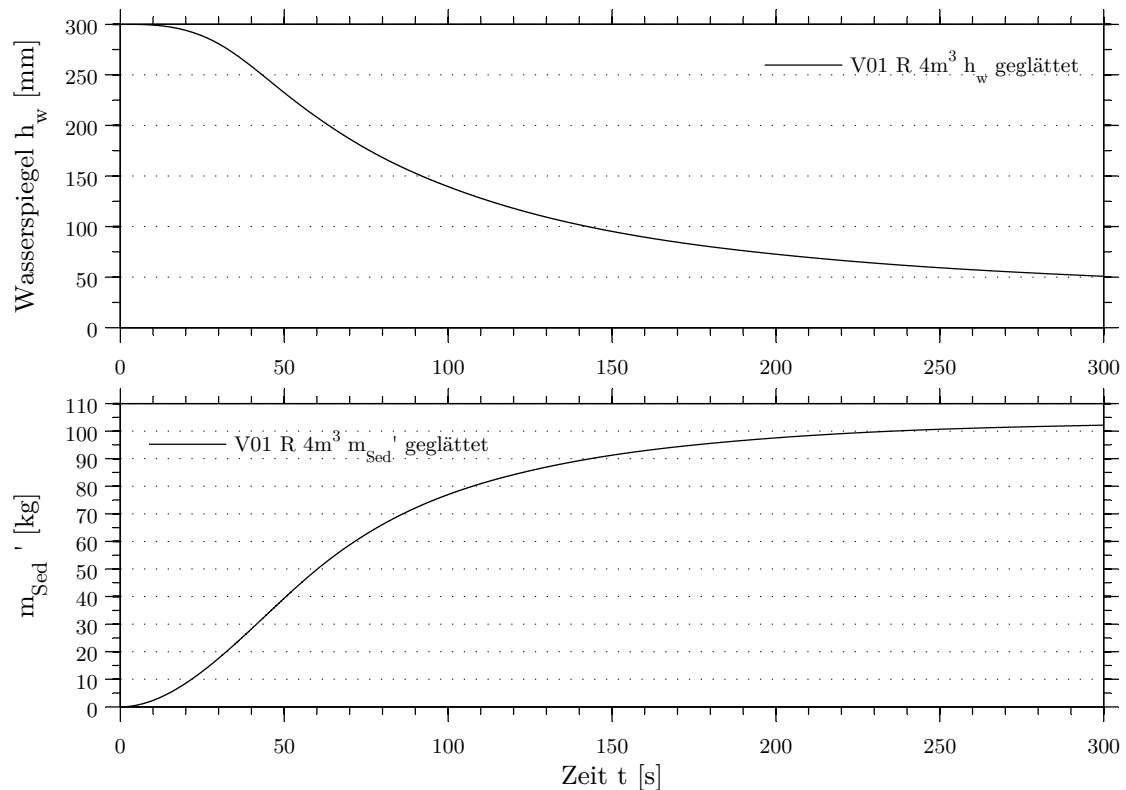


Abbildung 4.3: Wasserspiegelverlauf und Messwerte der Sedimentfalle geglättet im Vergleichsintervall am Beispiel von V01, Rechteckspeicher 4 m^3

entsprechenden Drainagedurchfluss Q_{drain} umgerechnet, welcher dann vom Breschenabfluss abgezogen wurde. Die anfallende Sickerwassermenge war bei sämtlichen Versuchen klein gegenüber dem Breschenabfluss. (vgl. Abbildung 4.4 und Abbildung 4.14)

Die folgende Abbildung 4.4 zeigt den Wasserspiegelverlauf im Drainagetank im Untersuchungsintervall und die daraus resultierende Sickerwassermenge Q_{drain} .

Um einen Eindruck vom Bruchvorgang zu vermitteln, zeigen die Abbildungen 4.5 und 4.6 Aufnahmen des Dammes vor und nach dem Versuch beziehungsweise die Bildsequenz einer Videoaufnahme vom Hallenkran aus. Sie zeigt den progressiven Bruchvorgang vom Start über einen Zeitraum von 170 s in Intervallen von 10 s. Der Zeitpunkt des Spitzenabflusses war bei diesem Versuch nach 46 s erreicht und ist in Abbildung 4.12 dargestellt. Bildsequenzen aller durchgeführten Versuche sind in Anhang B ersichtlich.

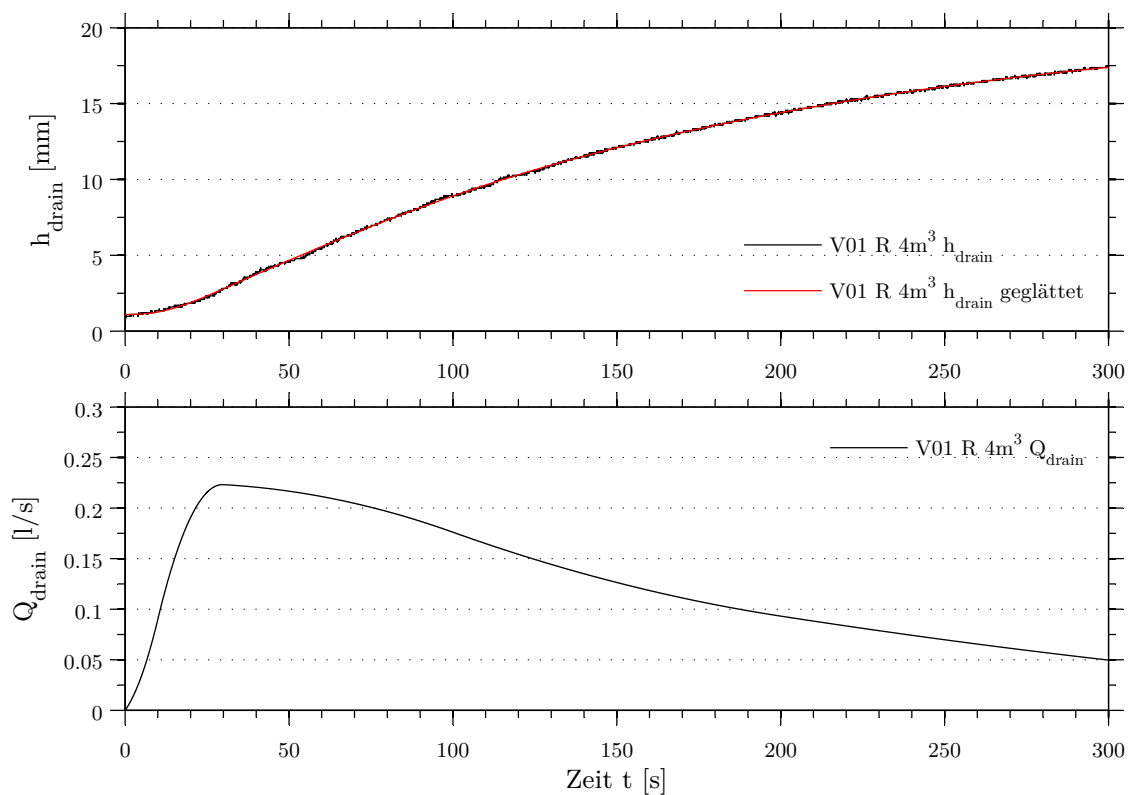


Abbildung 4.4: Wasserspiegelverlauf im Drainagetank und resultierende Sickerwassermenge im Vergleichsintervall am Beispiel von V01, Rechteckspeicher 4 m³

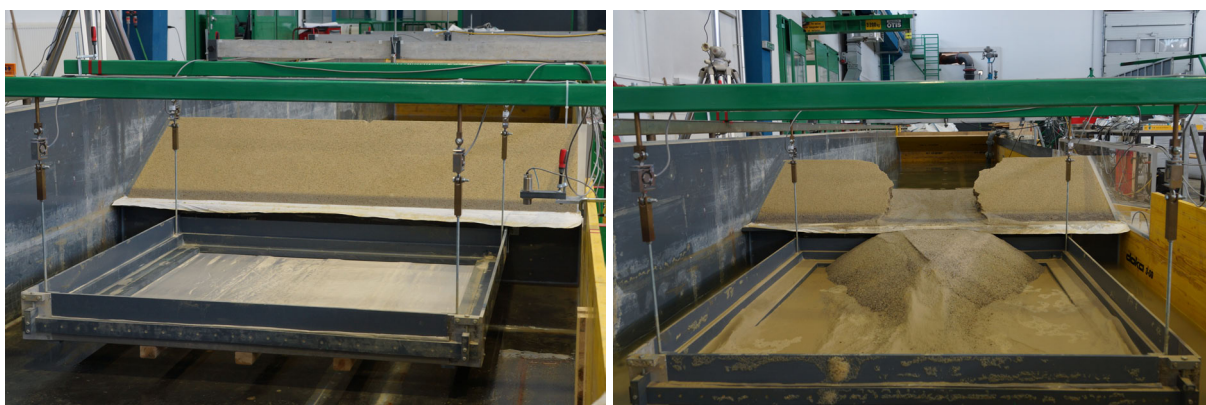


Abbildung 4.5: Versuch V01 vor und nach der Zerstörung durch Überströmen



Abbildung 4.6: Versuch V01, Rechteckspeicher mit 4 m³, Fließrichtung von unten nach oben

Beschreibung des Versagens des Versuchsdammes

Zu Beginn jedes Versuchs wurde der Speicher bei linear ansteigendem Pegel bis zum vorgesehenen Startwasserspiegel von 0,3 m gefüllt. Dieser Wasserstand lag 0,01 m über der Sohle der Initialbresche, wodurch es zur Ausbildung eines durchgängigen Erosionskanals auf der luftseitigen Dammböschung kam. Die für diesen Vorgang benötigten Zeiten waren variabel, beim ersten Versuch V01 betrug die Zeit beispielsweise ungefähr 19 s (siehe Abbildung 4.7).

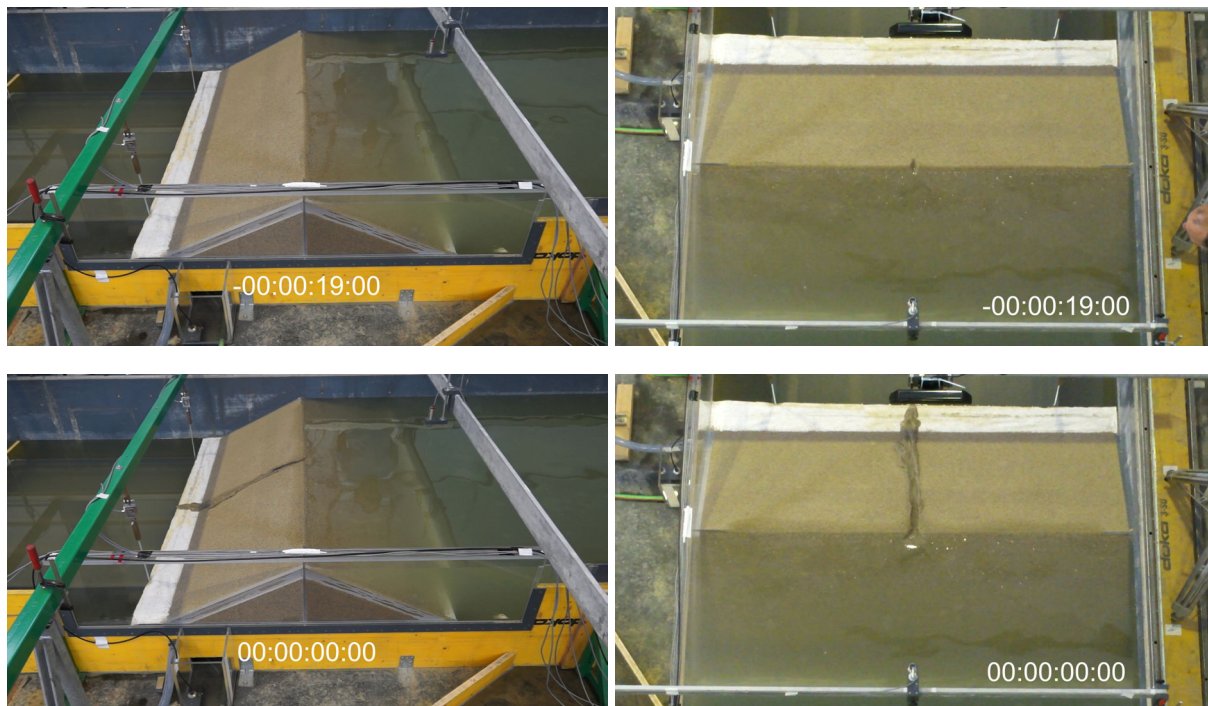


Abbildung 4.7: Ausbildung eines durchgehenden Erosionskanals am Beispiel V01, Rechteckspeicher mit 4 m^3

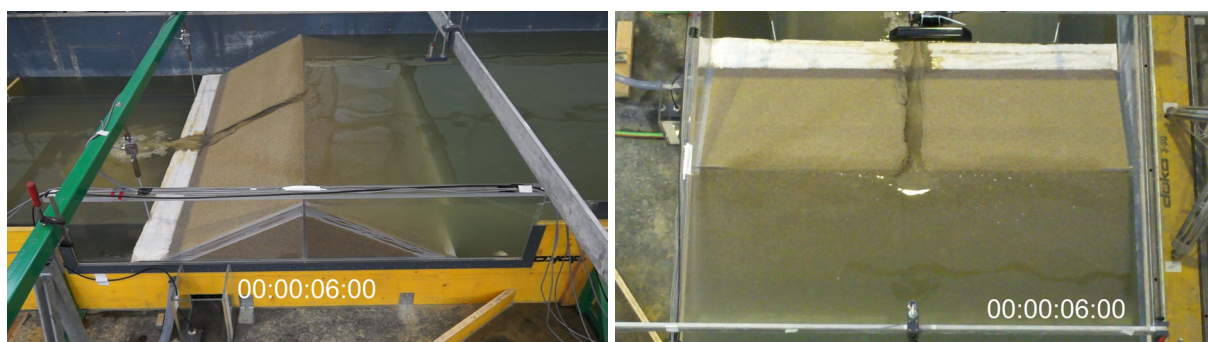


Abbildung 4.8: V01 nach 6 s, Rechteckspeicher 4 m^3

Innerhalb der ersten 6 s kam es zu einer leichten Aufweitung des Kanals in der Breite, der luftseitige Dammfuß wurde bis zur Dammsohle erodiert, dieser freigelegte Bereich wurde allerdings im Verlauf des Versuches wieder mit Sediment bedeckt, die Freilegung der Aufstandsfläche war nicht dauerhaft. (siehe Abbildung 4.8) Danach begann sich die charakteristische Sanduhrform im Grundriss auszubilden, die Bresche entwickelte sich in Tiefenrichtung, die Breschenkrone verschob sich in Richtung Oberwasser. Beim unterwasserseitigen Dammfuß wurde ein immer größer werdender Abschnitt bis zur Dammsohle erodiert, die Breschensohle entwickelte sich böschungsparell, beziehungsweise phasenweise etwas steiler und verschob sich dabei ebenfalls in Richtung Oberwasser. (vgl. Abbildung 4.9 und auch Abbildung 4.30) Der Breschenabfluss betrug zu diesem Zeitpunkt (nach 6 s) circa 11 l/s.

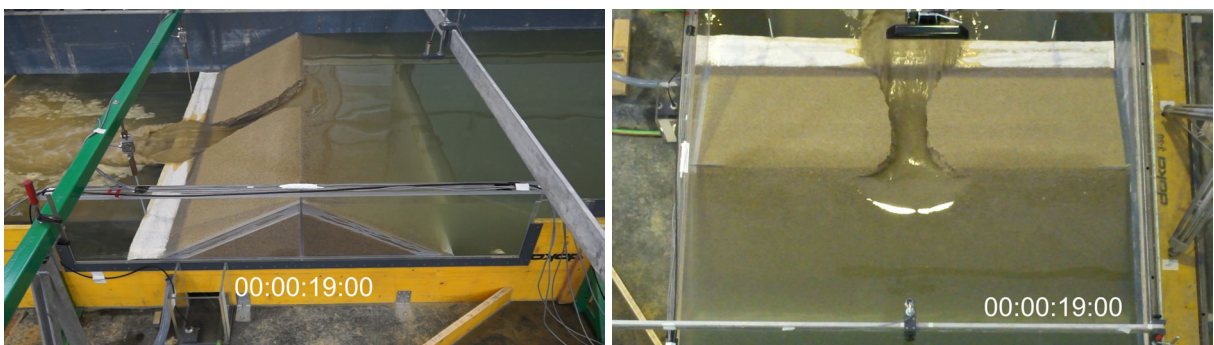


Abbildung 4.9: V01 nach 19 s, Rechteckspeicher 4 m³

In weiterer Folge kam es zu einer Vergrößerung der Bresche in der Breite und in der Tiefe. Die Tiefenerosion erfolgte stets kontinuierlich. Das Breitenwachstum der Bresche erfolgte entlang der von Wasser benetzten Fläche ebenfalls kontinuierlich, oberhalb des Wasserspiegels war die Breitenentwicklung jedoch durch ein sich wiederholendes, diskontinuierliches Unterschneiden und Nachbrechen der Flanken, nach Erreichen der Stabilitätsgrenze, charakterisiert. Abbildung 4.10 zeigt exemplarisch ein solches Abbrechen der Breschenflanken innerhalb von circa einer Sekunde zwischen den Zeitpunkten $t = 29$ s und $t = 30$ s. Die Unterschiede der Breschenform sind in Abbildung 4.11 noch einmal durch Überlagerung der beiden Bilder aus Abbildung 4.10 verdeutlicht.

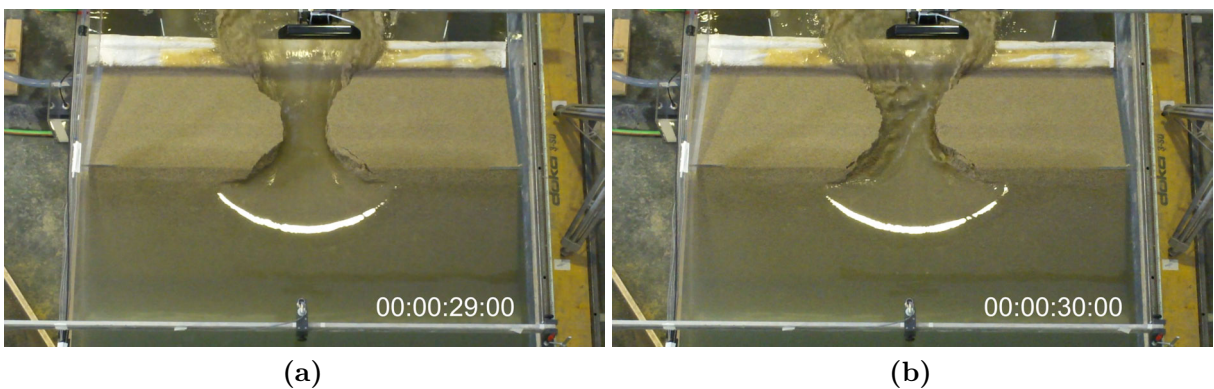


Abbildung 4.10: V01 nach 29 s, Bild (a) und nach 30 s, Bild (b)

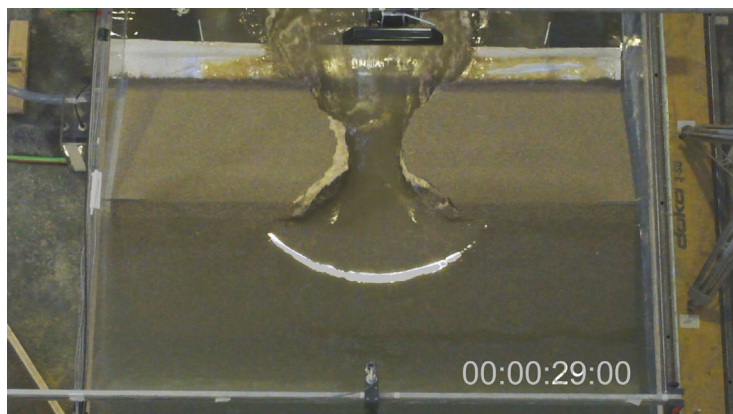


Abbildung 4.11: Überlagerung der Abbildungen 4.10(a) und 4.10(b)

Dieser Prozess wiederholt sich bis zur Einstellung eines Gleichgewichtszustandes oder bis zur vollständigen Entleerung des Speichers. Abbildung 4.12 zeigt den Versuchsdamm 46 s nach Beginn, zum Zeitpunkt des Spitzenabflusses von circa 35 l/s.

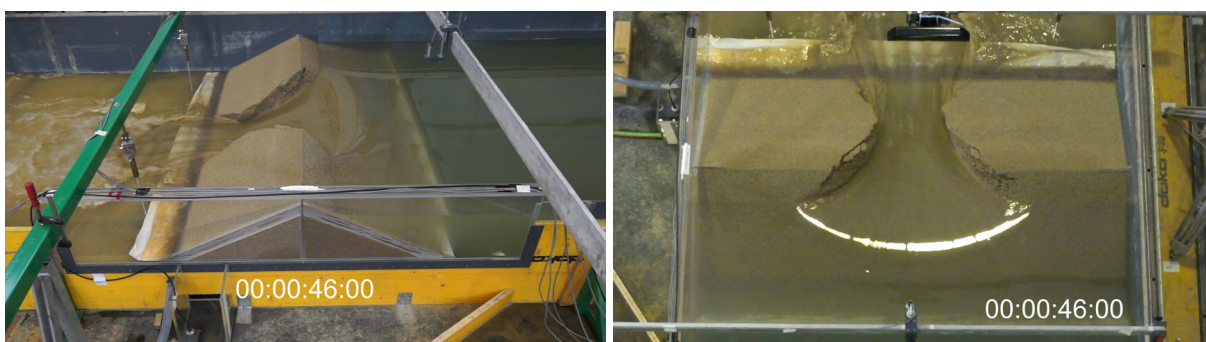


Abbildung 4.12: V01 zum Zeitpunkt des Spitzenabflusses von 35 l/s nach 46 s

Abbildung 4.13 zeigt den Versuch V01 nach 140 s Überströmdauer, der Breschendurchfluss betrug zu diesem Zeitpunkt ungefähr 9 l/s. Hier ist bereits die finale Breschenform erkennbar.

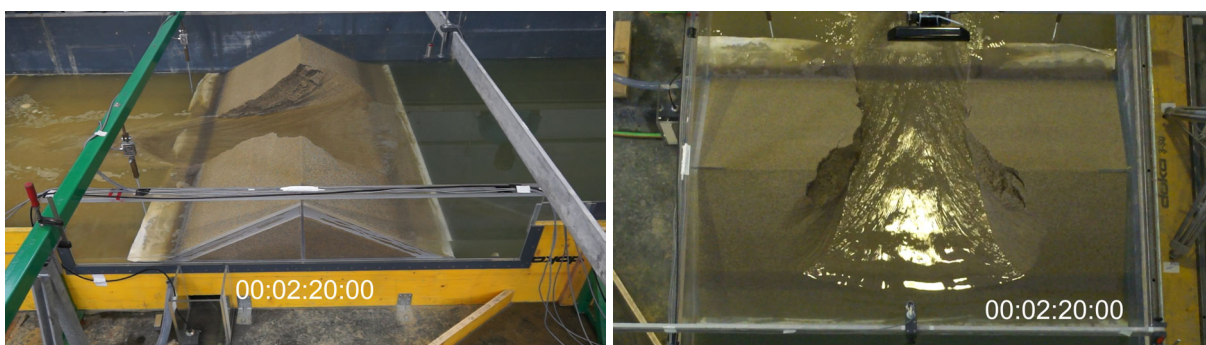


Abbildung 4.13: V01 nach 140 s Überströmdauer

Die Ergebnisse der ersten drei Versuche mit dem 4 m³ großen Rechteckspeicher sind in Abbildung 4.14 in vier Diagrammen zusammengefasst. Die Abszissenachse beinhaltet die Versuchszeit t , also 300 s, die Ordinatenachse stellt jeweils unterschiedliche Parameter dar.

Das erste Diagramm zeigt die aus dem Wasserspiegel im Speicher mit Hilfe der bekannten geometrischen Randbedingungen berechneten Abflusskurven für die Versuche V01, V02 und V03. Die berechneten Spitzenabflusswerte $Q_{p,V01} = 35,0$ l/s, $Q_{p,V02} = 32,5$ l/s und $Q_{p,V03} = 34,0$ l/s wurden nach 46 s, 48 s und 44 s erreicht.

Die zweite Grafik zeigt die jeweils zugehörige Abnahme des Speicherpegels sowie den zugehörigen gemessenen Unterwasserpegel. Der Unterwasserpegel betrug nie mehr als 50 mm.

Die Abnahme des Speichervolumens ist im dritten Diagramm dargestellt. Innerhalb des fünfminütigen Versuchsintervalls wurde der Speicherinhalt auf $V_{S,Rest,V01} = 676,9$ l, $V_{S,Rest,V02} = 749,3$ l und $V_{S,Rest,V03} = 695,8$ l reduziert, das entspricht 16,9 %, 18,7 % und 17,4 % des Ausgangsvolumens. Umgekehrt betrachtet sind während der Versuchsdauer 83,1 %, 81,3 % und 82,6 % des Speichervolumens ausgelaufen.

Die vierte Grafik zeigt die aus den geglätteten Messwerten der Summe der vier Kraftaufnehmer der Sedimentfalle gewonnenen Ganglinien des erodierten Sandmaterials V_{Sed} als prozentuelle Anteile am ursprünglichen Dammkörper. Die daraus resultierende Sedimenttransportraten Q_{Sed} , welche mit einer durch einen Kalibrierversuch gewonnenen gemittelten Dichte unter Auftrieb ρ'_m von 934 kg/m³ berechnet wurden, sind ebenfalls mit gepunkteten Linien im Diagramm dargestellt. Das Gesamtvolumen des unversehrten Dammes betrug 0,39 m³. Die absoluten Werte der gemessenen erodierten Sandvolumen betragen 109 l, 105 l und 110 l für die Versuche V01, V02 und V03.

Da in Abhängigkeit der Abflussverhältnisse ein unbestimmter Teil des Materials, überwiegend Feinteile, nicht in der Sedimentfalle abgelagert, und daher nicht gemessen wurde, war das tatsächlich erodierte Volumen größer als in der Grafik dargestellt. Um das nicht gemessene Material annähernd zu erfassen, wurde nach jedem Versuch das Volumen des in der Sedimentfalle abgelagerten Materials $V_{Sed,F}$ sowie das Volumen der im Unterwasserbereich der Rinne abgelagerten Feinteile $V_{Sed,R}$ bestimmt und mit dem aus der Rückrechnung der Messdaten der Kraftaufnehmer gewonnenen Wert $V_{Sed,m}$ verglichen. Die Daten sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Die Abweichungen der mit der Sedimentfalle gemessenen Erosionsvolumen $V_{Sed,m}$ zu den nach den Versuchen manuell ausgeliterten Gesamtvolumen aus der Sedimentfalle und der Rinne $V_{Sed,F,R}$ betragen bei den ersten drei Versuchen 14,4 %, 13,1 % und 9,7%.

Die im Versuchsintervall anfallende Sickerwassermenge V_{drain} betrug zwischen 38 l und 61 l.

Tabelle 4.1: Messdaten der Versuche V01, V02 und V03

	V_S [m ³]	V_{drain} [l]	$V_{Sed,F}$ [l]	$V_{Sed,R}$ [l]	$V_{Sed,F,R}$ [l]	$V_{Sed,m}$ [l]	ΔV_{Sed} [l]	ΔV_{Sed} [%]	$V_{S,Rest}$ [l]	$V_{S,Rest}$ [%]
V01		38,3	113,6	11,6	125,2	109,4	4,2	3,8	676,9	16,9
V02	4	38,9	106,7	12,5	119,1	105,3	1,4	1,3	749,3	18,7
V03		61,2	112,1	8,5	120,6	109,9	2,2	2,0	695,8	17,4

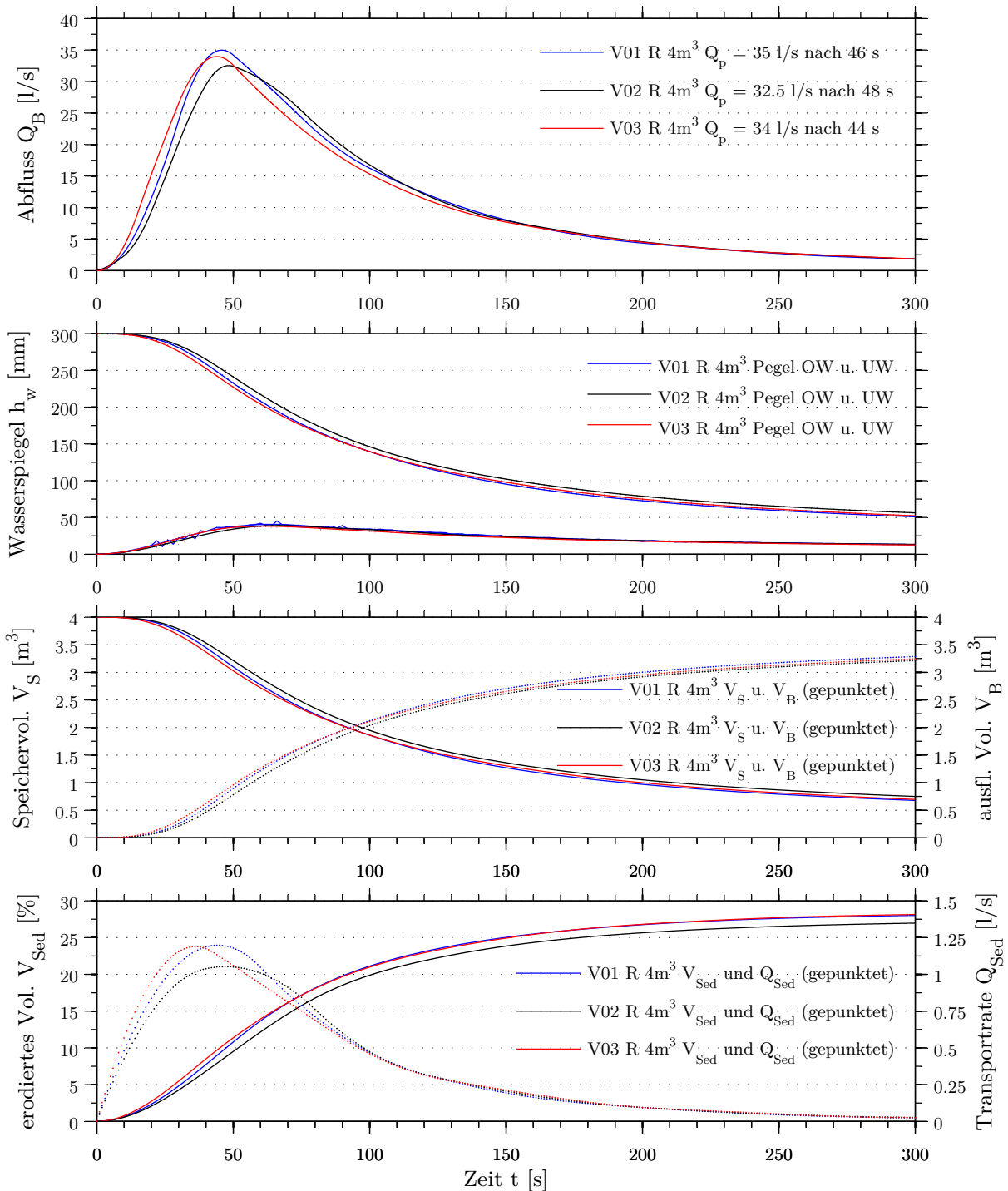


Abbildung 4.14: Ergebnisse der Versuche V01 bis V03, Rechteckspeicher mit 4 m³

Um den Vergleich der unterschiedlichen Speichergrößen und Speichergeometrien übersichtlicher zu gestalten, wurden die Ergebnisse der drei Versuche gemittelt, um eine repräsentative Kurve für die jeweilige Speicherkonfiguration zu erhalten. Das Ergebnis der Mittelwertbildung ist in Abbildung 4.15 dargestellt. Der gemittelte Spitzenabfluss beträgt 33,7 l/s nach 46 s Überströmdauer.

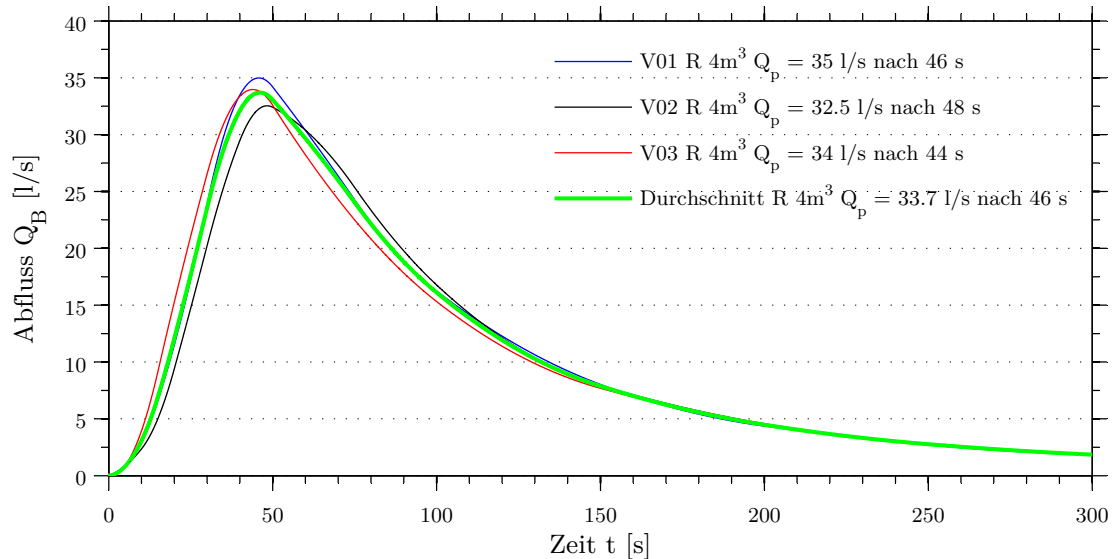


Abbildung 4.15: Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V01 bis V03

4.1.2 Lineare Charakteristik, 2 m³ Speichervolumen

Die Versuche V04 bis V06 der Modellfamilie wurden mit einem 2 m³ großen Speicher mit linearer Volumencharakteristik ausgeführt. Die Speicherlänge wurde, bei einer unveränderten Rinnenbreite von 2 m, von 6,667 m auf 3,333 m halbiert. Durch einen konstanten Zufluss von 6,6 l/s wurde die Füllung des Reservoirs innerhalb von 300 s erreicht.

Einige wesentliche Messdaten der Versuche bezüglich der Sickerwassermengen, des erodierten Materials und der Speicherinhalte sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

Die Ergebnisse der Versuche V04 bis V06 mit dem 2 m³ großen Rechteckspeicher wurden ebenfalls in vier Diagrammen in Abbildung 4.16 grafisch dargestellt.

Tabelle 4.2: Messdaten der Versuche V04, V05 und V06

	V_S [m ³]	V_{drain} [l]	$V_{Sed,F}$ [l]	$V_{Sed,R}$ [l]	$V_{Sed,F,R}$ [l]	$V_{Sed,m}$ [l]	ΔV_{Sed} [l]	ΔV_{Sed} [%]	$V_{S,Rest}$ [l]	$V_{S,Rest}$ [%]
V04		40,2	85,5	5,3	90,8	85,2	0,3	0,3	339,6	17,0
V05	2	29,4	85,9	6,6	92,5	84,7	1,2	1,4	327,9	16,4
V06		25,1	84,6	7,3	92,0	85,0	-0,4	-0,4	325,3	16,3

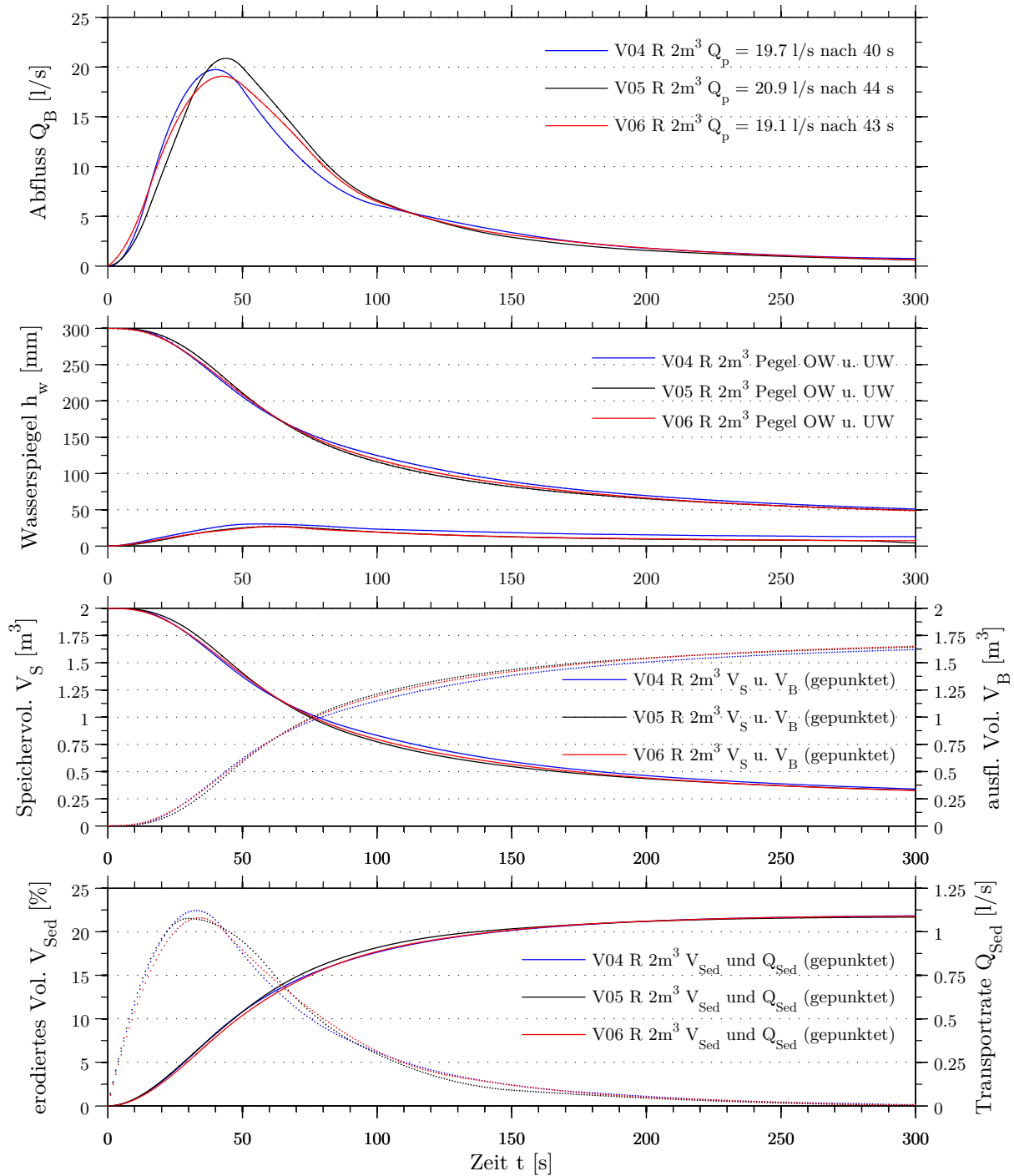


Abbildung 4.16: Ergebnisse der Versuche V04 bis V06, Rechteckspeicher mit 2 m^3

Die Spitzenabflusswerte betragen bei dieser Serie 19,7 l/s, 20,9 l/s beziehungsweise 19,1 l/s und wurden nach 40 s, 44 s und 43 s erreicht. Der Verlauf der Abnahme des Speicherpegels verlief

ähnlich zur ersten Serie, der maximale Unterwasserpegel lag jedoch aufgrund des geringeren Abflusses etwas niedriger. Während der 300 Versuchssekunden erfolgte eine Abnahme des Speichervolumens von 2000 l auf 340 l, 328 l beziehungsweise 325 l, das entspricht 17,0 %, 16,4 % und 16,3 % des Ausgangsvolumens.

Die aus den Daten der Kraftaufnehmer der Sedimentfalle berechneten Transportraten lagen im Bereich der ersten drei Versuche. Es wurden für alle drei Versuche V04 bis V06 Werte von circa 85 l erodierten Sandvolumens gemessen. Die Genauigkeit der Messung durch die Sedimentfalle wird mit abnehmendem Spitzenabfluss höher, da durch die ruhigeren Abflussbedingungen immer weniger Material in der unterwasserseitigen Rinne abgelagert wird, das heißt, dass ein immer größerer Anteil des erodierten Materials tatsächlich von der Geschiebefalle erfasst wird. Die Abweichungen der mit der Sedimentfalle gemessenen Erosionsvolumen zu den nach den Versuchen manuell ausgeliterten Volumen betragen bei dieser Speicherkonfiguration 6,6 %, 9,2 % und 8,2 %. Im Drainagetank wurden Sickerwassermengen zwischen 35 l und 40 l gemessen.

Abbildung 4.17 enthält die aus den Versuchen V04 bis V06 ermittelte durchschnittliche Brechenabflusskurve. Beim 2 m^3 großen Speicher mit linearer Charakteristik wurde im Mittel aus drei Versuchen ein Spitzenabfluss von $19,8 \text{ l/s}$ nach 42 s erreicht.

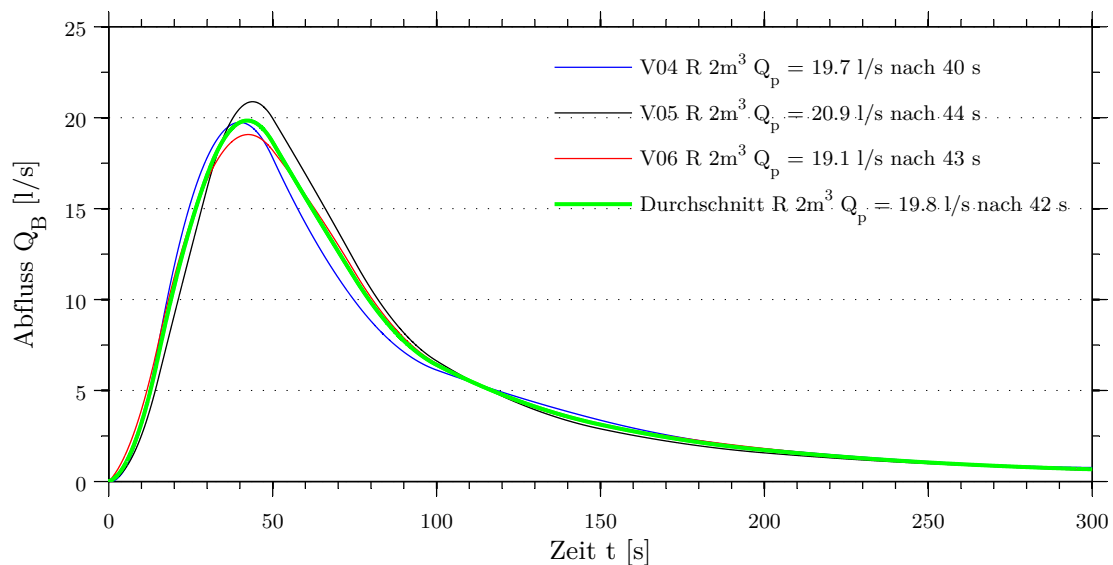


Abbildung 4.17: Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V04 bis V06

4.1.3 Lineare Charakteristik, 1 m^3 Speichervolumen

Die Spitzenabflusswerte betragen bei dieser Serie mit 1 m^3 fassenden Rechteckspeichern $11,2 \text{ l/s}$, $12,2 \text{ l/s}$ beziehungsweise $11,5 \text{ l/s}$ und wurden nach 31 s , 28 s und 27 s erreicht. Der maximale Unterwasserpegel liegt aufgrund der verminderten Abflusswerte noch niedriger als bei der zweiten Serie. Die Abnahme des Speichervolumens im Versuchszeitraum betrug ungefähr 80 % des Ausgangsvolumens, das entspricht einem im Speicher verbleibenden Restvolumen von etwa

200 l. Bei den drei Versuchen V07 bis V09 mit 1000 l Speichervolumen wurden bezüglich des Sedimenttransports Werte von circa 65 l gemessen, die im Drainagetank aufgefangenen Sickerwassermengen betragen zwischen 42 l und 51 l. (vgl. Abbildung 4.19) Tabelle 4.3 enthält die Zusammenfassung der wesentlichen Messwerte bezüglich Drainagewasser, Materialtransport und im Speicher verbleibendem Restwasser der Versuche V07 bis V09 mit einem 1 m³ großen Rechteckspeicher. Der Anteil des nicht mit der Sedimentfalle messbaren erodierten Materials war aufgrund der relativ geringen Abflusswerte klein gegenüber dem aufgefangenen Material. Die Abweichungen der mit der Sedimentfalle gemessenen Erosionsvolumen zu den nach den Versuchen ausgeliterten Volumen betragen hier nur noch 1,2 %, 3,6 % und 4,0 %.

Tabelle 4.3: Messdaten der Versuche V07, V08 und V09

	V_S [m ³]	V_{drain} [l]	$V_{Sed,F}$ [l]	$V_{Sed,R}$ [l]	$V_{Sed,F,R}$ [l]	$V_{Sed,m}$ [l]	ΔV_{Sed} [l]	ΔV_{Sed} [%]	$V_{S,Rest}$ [l]	$V_{S,Rest}$ [%]
V07		44,4	63,3	2,4	65,7	64,9	-1,6	-2,4	198,7	19,9
V08	1	42,5	66,0	2,5	68,5	66,1	-0,1	-0,1	185,6	18,6
V09		50,9	64,6	2,4	67,0	64,4	0,2	0,4	189,2	18,9

Abbildung 4.18 enthält die aus den Versuchen V07 bis V09 ermittelte durchschnittliche Brechenabflusskurve. Der gemittelte Spitzenabfluss betrug in diesem Fall 11,6 l/s nach 28 s Überströmdauer.

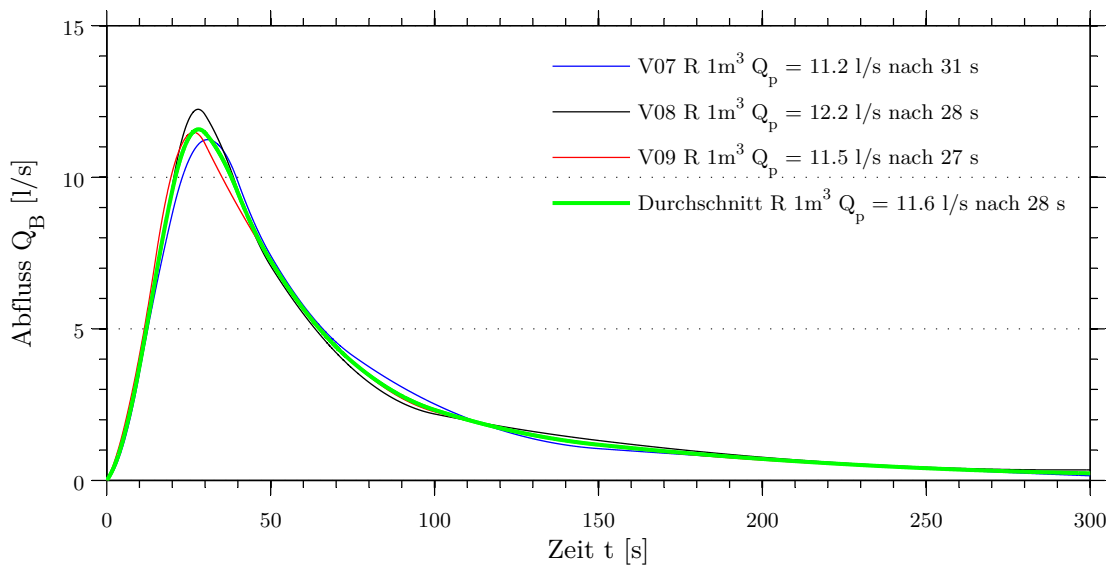


Abbildung 4.18: Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V07 bis V09

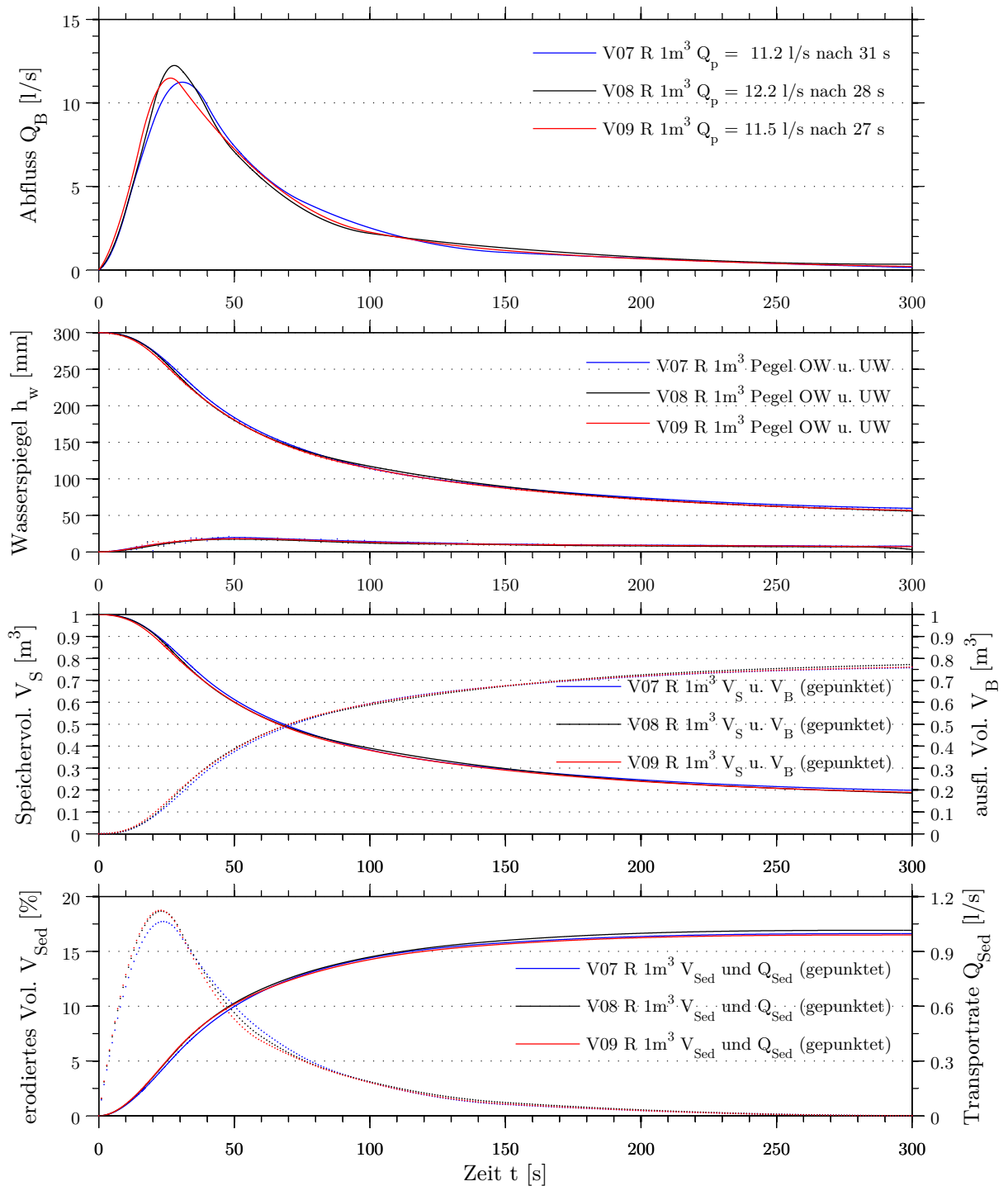


Abbildung 4.19: Ergebnisse der Versuche V07 bis V09, Rechteckspeicher mit 1 m³

4.2 Ergebnisse der Versuche mit nichtlinearen Speichercharakteristiken

Die Speicher der Versuche V10 bis V18 wurden mit einer Dreiecksgeometrie, bezogen auf den Längsschnitt durch den Speicher, ausgeführt. Um die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse zu testen wurden auch hier wieder für jede Speichergröße jeweils drei Versuche durchgeführt. Der Versuchsablauf unterschied sich nur insofern von den Versuchen mit linearer Speichercharakteristik, dass der Fülldurchfluss Q_i linear ansteigen musste um einen linear ansteigenden Wasserspiegel im Speicher während des Füllvorgangs zu gewährleisten. Die Regelung erfolgte über einen in der Zuleitung eingebauten Schieber von Hand, nach den in Abbildung 3.5 dargestellten Ganglinien.

Abbildung 4.20 zeigt die Ausführung des Speichers mit geneigter Bodenplatte exemplarisch am Beispiel einer Aufnahme nach dem Versuch V13 mit 2 m^3 Speichervolumen.

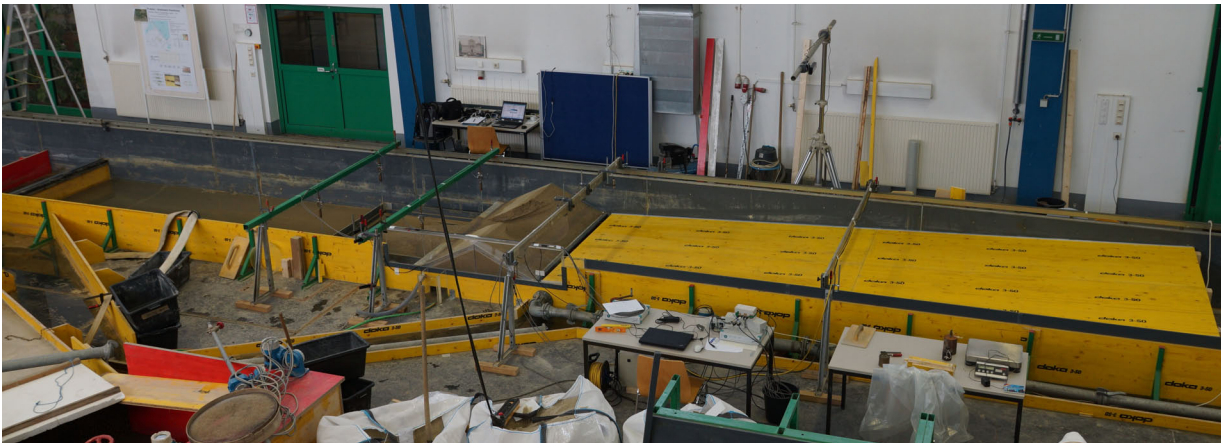


Abbildung 4.20: Modellstand mit 2 m^3 Dreieckspeicher nach Versuch V13

4.2.1 Nichtlineare Charakteristik, 1 m^3 Speichervolumen

Die wichtigsten Messdaten bezüglich Sickerwasser, Materialtransport und Restwasser aus den Versuchen V10, V11 und V12 sind in der nachfolgenden Tabelle 4.4 zusammengefasst. Durch die veränderte Volumencharakteristik verbleibt bei vergleichbaren Pegelständen nur ein wesentlich geringeres Restvolumen im Speicher.

Tabelle 4.4: Messdaten der Versuche V10, V11 und V12

	V_S [m ³]	V_{drain} [l]	$V_{\text{Sed},F}$ [l]	$V_{\text{Sed},R}$ [l]	$V_{\text{Sed},F,R}$ [l]	$V_{\text{Sed},m}$ [l]	ΔV_{Sed} [l]	ΔV_{Sed} [%]	$V_{S,\text{Rest}}$ [l]	$V_{S,\text{Rest}}$ [%]
V10		45,7	65,8	2,9	68,7	65,3	0,6	0,9	49,8	5,0
V11	1	40,9	65,0	3,4	68,4	67,7	-2,7	-4,0	46,8	4,7
V12		35,6	65,8	3,1	68,9	65,8	0,0	0,0	48,1	4,8

Die grafische Aufbereitung der Messdaten ist in den Abbildungen 4.21 und 4.23 enthalten.

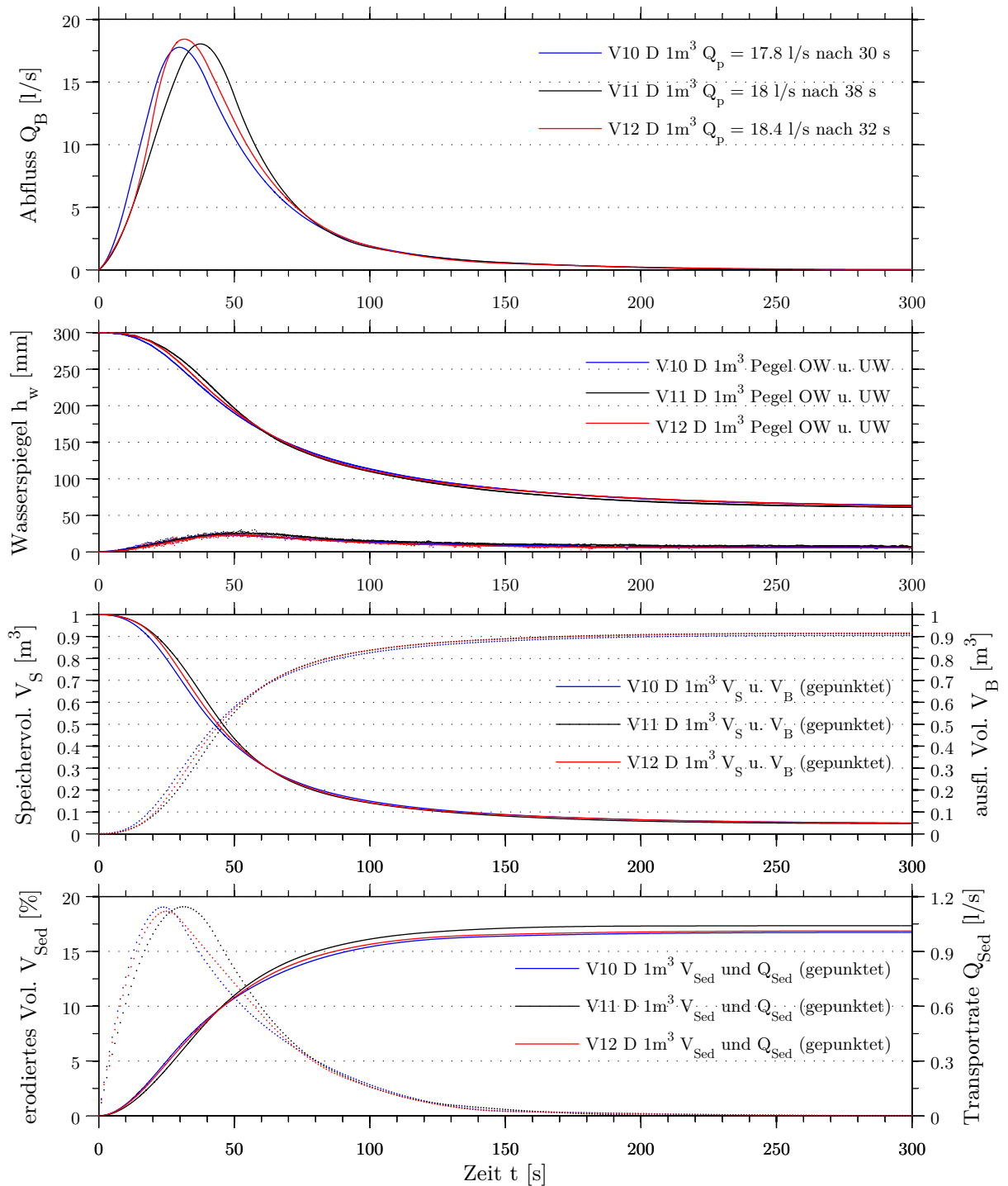


Abbildung 4.21: Ergebnisse der Versuche V10 bis V12, Dreieckspeicher mit 1 m³

Bei dieser Speicherkonfiguration wurden Spitzenabflüsse von 17,8 l/s nach 30 s bei V10, 18 l/s nach 38 s bei V11 und 18,4 l/s nach 32 s bei V12 berechnet. Im Gegensatz zum 1 m³ Speicher mit linearer Charakteristik sind die Spitzenabflüsse um circa 53 % höher. Der im Speicher verbleibende Restwassergehalt nach 300 s ist bei diesem Speichertyp naturgemäß wesentlich geringer. Bei den Versuchen V10 bis V12 verblieben ungefähr 5 % des initialen Volumens von 1000 l nach dem Versuch im Speicher. Die errechneten erodierten Sedimentvolumen betragen ähnlich wie beim 1 m³ Rechteckspeicher in etwa 65 l bei Sickerwassermengen zwischen 36 l und 46 l. Das mit der Sedimentfalle gemessene Erosionsvolumen unterschied sich von dem nach dem Versuch ausgeliterten Volumen bei den Versuchen V10, V11 und V12 um 5,2 %, 1,0 % und 4,7 %. (vgl. Abbildung 4.21)

Die finale Ausbildung der Bresche nach Versuch V10 ist in Abbildung 4.22 dargestellt. Abbildung 4.23 enthält die aus den Versuchen V10 bis V12 ermittelte durchschnittliche Breschenabflusskurve. Der mittlere Breschenabfluss betrug hier 17,7 l/s und wurde nach etwa 33 s des Überströmens erreicht.



Abbildung 4.22: Finale Breschenform nach Versuch V10

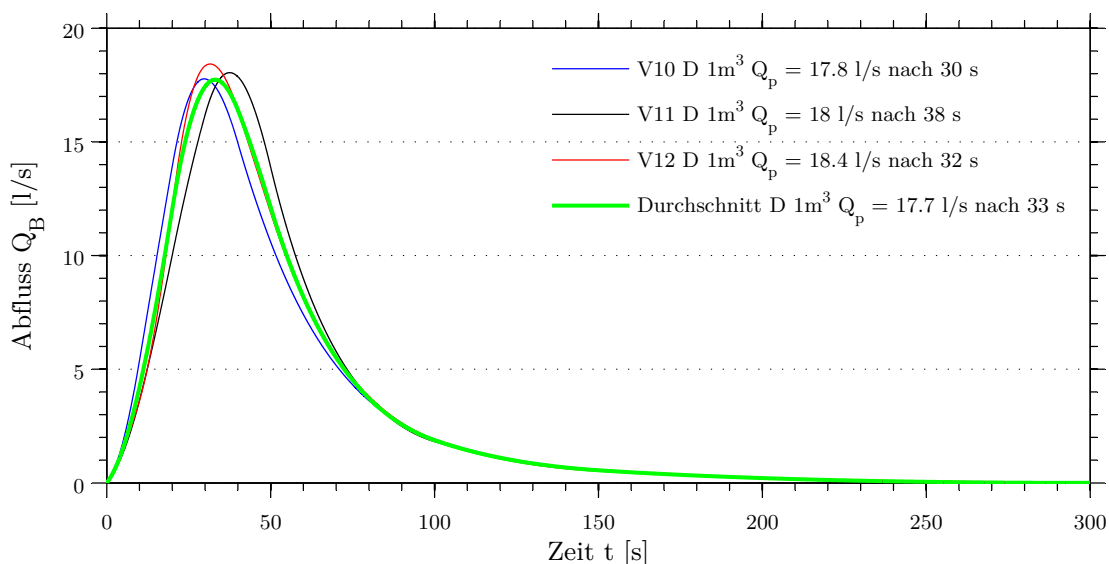


Abbildung 4.23: Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V10 bis V12

4.2.2 Nichtlineare Charakteristik, 2 m³ Speichervolumen

Die Messdaten der Versuche V13 bis V15 mit 2 m³ fassenden Speichern mit nichtlinearen Charakteristiken sind in den Abbildungen 4.24 und 4.25 grafisch aufbereitet und in der Tabelle 4.5 zusammengefasst.

Bei dieser Speicherkonfiguration wurden Spitzenabflüsse von 29,7 l/s bis 32 l/s erreicht, welche in dieser Serie durchschnittlich nach 41 s Überströmdauer erreicht wurden. Im Gegensatz zum 2 m³ Speicher mit Rechteckcharakteristik waren die Spitzenabflüsse hier um circa 62 % höher. Der im Speicher verbleibende Restwassergehalt nach 300 s betrug bei den Versuchen V13, V14 und V15 in etwa 4 % des Ausgangsvolumens des Speichers.

Die errechneten erodierten Sedimentvolumen betragen ungefähr 90 l bei Sickerwassermengen zwischen 33 l und 44 l. Die Abweichungen der mit der Sedimentfalle gemessenen Erosionsvolumen zu den nach den Versuchen ausgeliterten Gesamtvolumen betragen 1,8 %, 7,8 % und 9,1 %. (vgl. Abbildung 4.25)

Tabelle 4.5: Messdaten der Versuche V13, V14 und V15

	V_S [m ³]	V_{drain} [l]	$V_{Sed,F}$ [l]	$V_{Sed,R}$ [l]	$V_{Sed,F,R}$ [l]	$V_{Sed,m}$ [l]	ΔV_{Sed} [l]	ΔV_{Sed} [%]	$V_{S,Rest}$ [l]	$V_{S,Rest}$ [%]
V13		44,1	86,1	5,7	91,8	90,1	-4,0	-4,4	84,6	4,2
V14	2	44,3	90,5	5,7	96,2	89,2	1,3	1,5	79,3	4,0
V15		32,6	89,5	6,7	96,2	88,2	1,3	1,5	69,5	3,5

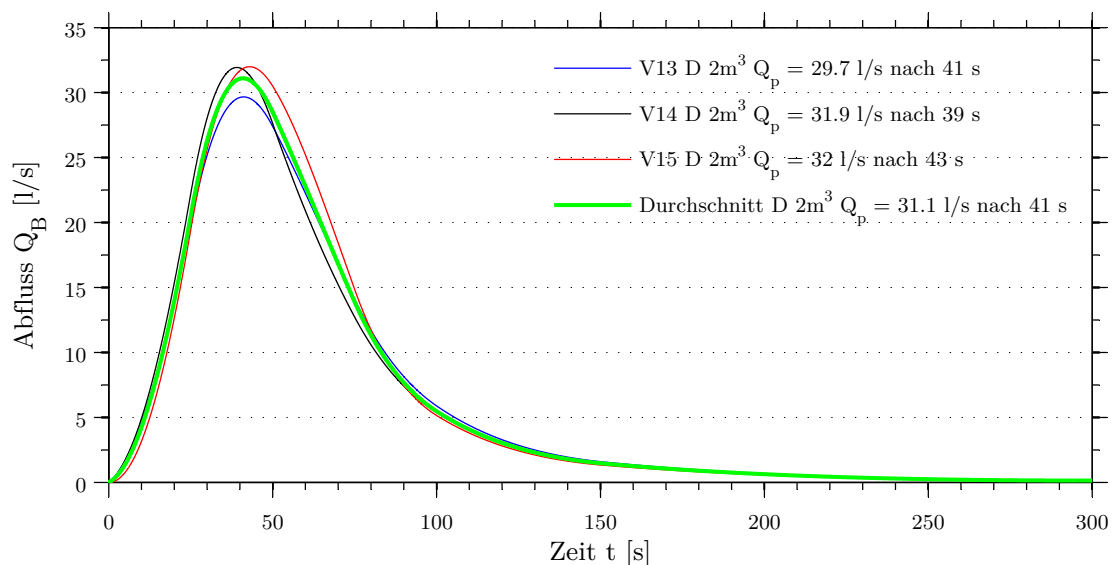


Abbildung 4.24: Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V13 bis V15

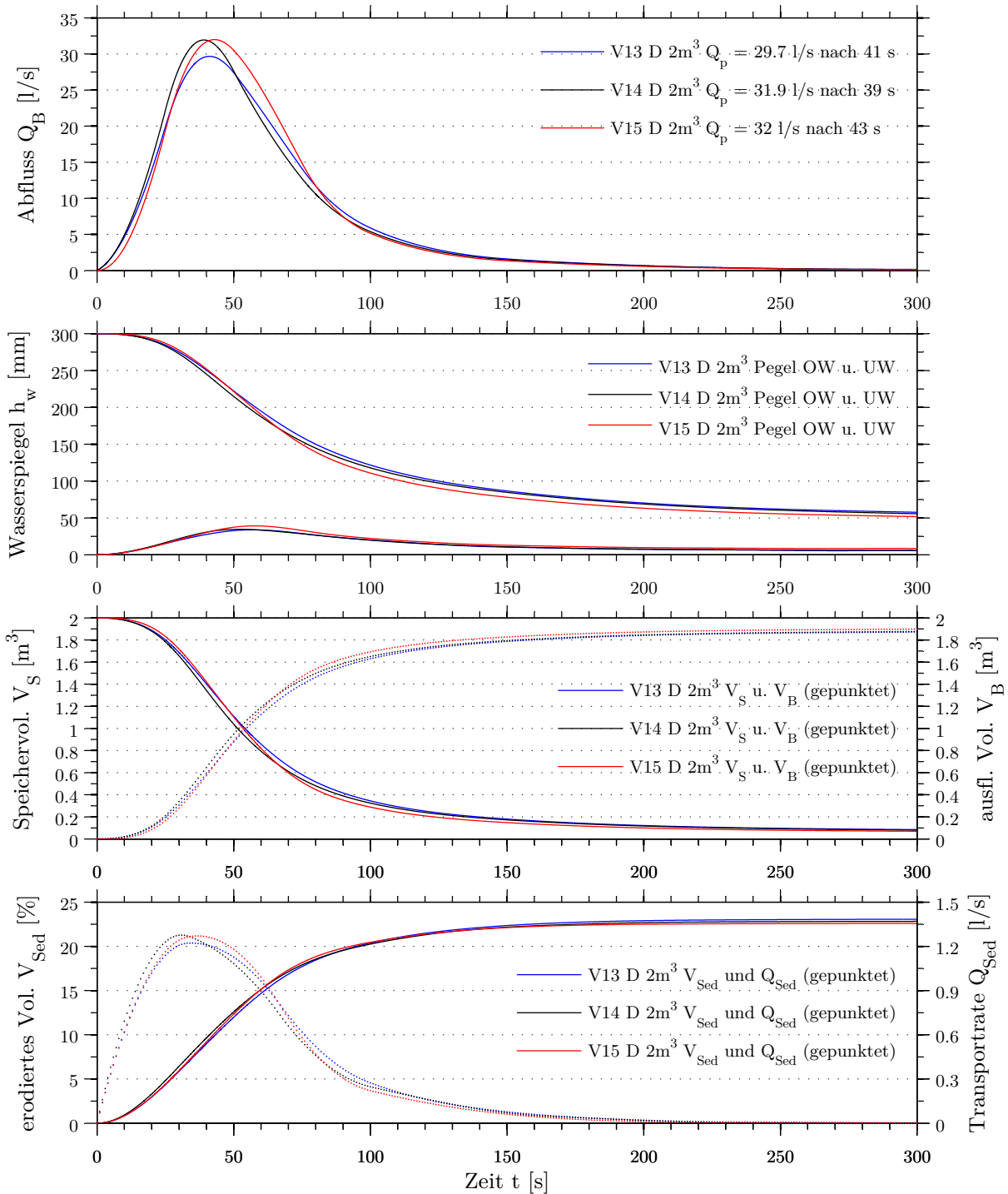


Abbildung 4.25: Ergebnisse der Versuche V13 bis V15, Dreieckspeicher mit 2 m³

4.2.3 Nichtlineare Charakteristik, 4 m³ Speichervolumen

Den Abschluss der Versuchsserie mit Vollmodellen stellten die Versuche V16, V17 und V18 mit einem 4 m³ fassenden Speicher mit Dreieckscharakteristik dar. Die Messdaten dieser Versuchsserie wurde in den Abbildungen 4.26 und 4.27 grafisch aufbereitet. Zusätzliche wesentliche Ergebnisse bezüglich der Sickerwassermenge, dem Materialtransport und dem Restwasservolumen sind wie zuvor in einer Tabelle zusammengefasst (siehe Tabelle 4.6).

Tabelle 4.6: Messdaten der Versuche V16, V17 und V18

	V_S [m ³]	V_{drain} [l]	$V_{Sed,F}$ [l]	$V_{Sed,R}$ [l]	$V_{Sed,F,R}$ [l]	$V_{Sed,m}$ [l]	ΔV_{Sed} [l]	ΔV_{Sed} [%]	$V_{S,Rest}$ [l]	$V_{S,Rest}$ [%]
V16		35,0	115,4	15,2	130,5	117,5	-2,1	-1,8	112,5	2,8
V17	4	34,9	116,6	15,3	131,9	118,4	-1,8	-1,5	116,4	2,9
V18		49,5	118,8	11,6	130,4	118,4	0,4	0,3	140,0	3,5

Die Spitzenabflüsse von 48,8 l/s, 48 l/s und 44,5 l/s dieser Versuchsserie wurden nach 55 s, 56 s beziehungsweise 53 s erreicht. Vergleicht man die Spitzenabflüsse mit dem 4 m³ Rechteckspeicher, so lagen sie bei den 4 m³ Dreieckspeichern um circa 40 % höher. Der im Speicher verbleibende Restwassergehalt nach 300 s betrug bei diesen Versuchen ebenfalls 3 % bis 4 % des Ausgangsvolumens von 4000 l. Vergleicht man die mit der Sedimentfalle gemessenen erodierten Dammvolumen von circa jeweils 120 l mit den nach den Versuchen manuell ermittelten Werten, so ergeben sich Unterschiede von 11,1 % bei V16, 11,4 % bei V17 und 10,1 % bei V18. Die Sickerwassermengen betragen zwischen 35 l und 50 l. (vgl. Abbildung 4.27)

Der aus den drei Versuchen gemittelte Spitzenabflusswert betrug 47,1 l/s und wurde nach 54 s des Überströmens erreicht. Die durchschnittliche Abflusskurve ist in Abbildung 4.26 dargestellt.

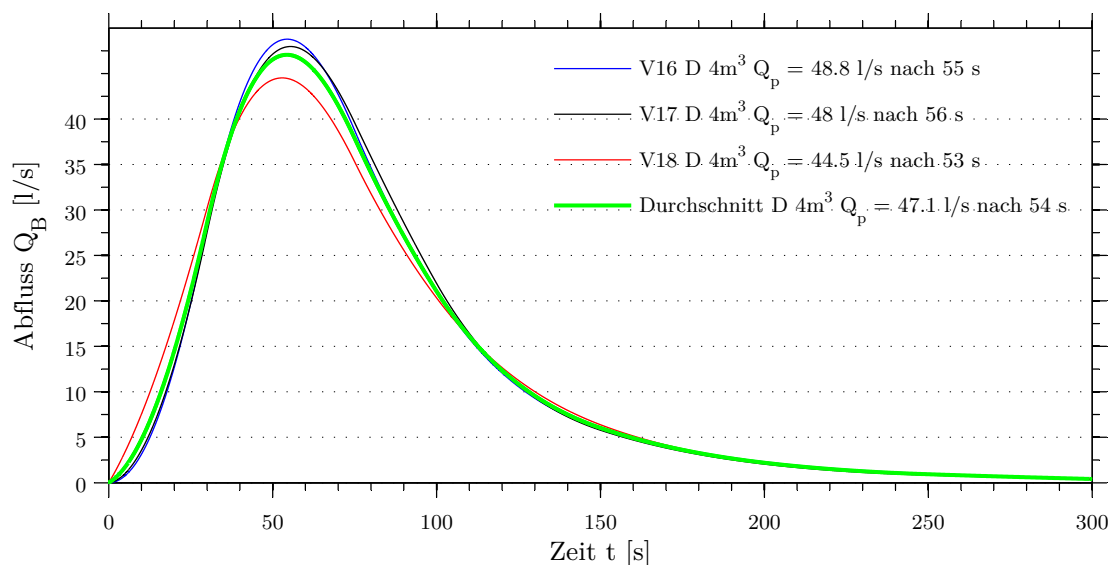


Abbildung 4.26: Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V16 bis V18

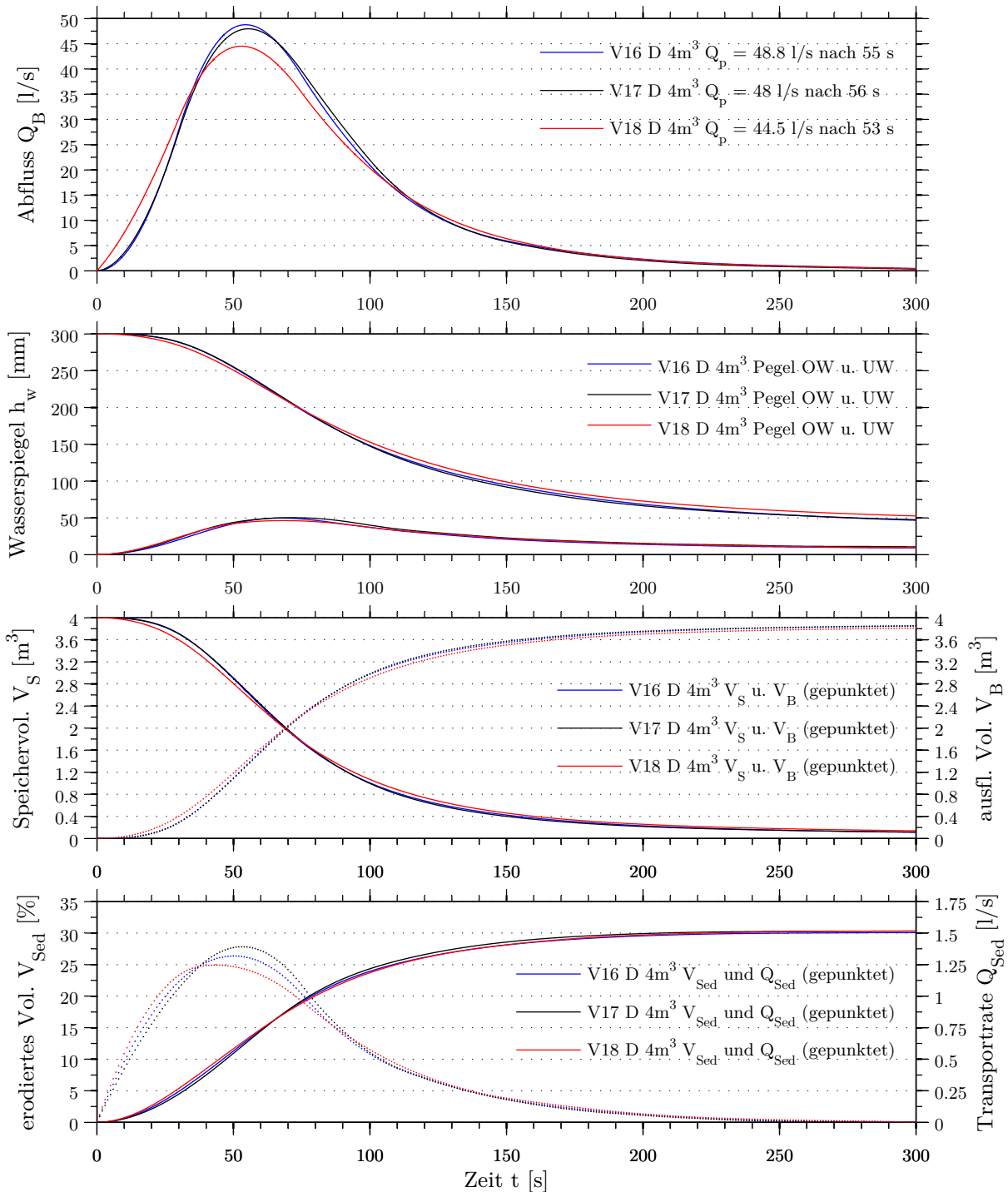


Abbildung 4.27: Ergebnisse der Versuche V16 bis V18, Dreieckspeicher mit 4 m³

4.2.4 Nichtlineare Charakteristik, 4 m³ - Symmetriemodell

Um Aufschluss darüber zu erhalten, ob die Versuche auch an einem Halbmodell ähnliche Ergebnisse wie bei den Vollmodellen liefern würden, wurde die letzte Speicherconfiguration mit dem 4 m³ Dreieckspeicher unter Verwendung eines Symmetriemodells wiederholt. Der Modellstand vor dem Versuch ist in Abbildung 4.28 ersichtlich. Zu diesem Zweck wurde der gesamte Speicherraum in Längsrichtung geteilt und die Initialbresche an der linken Dammseite eingebaut.



Abbildung 4.28: Halbmodell bei V19 vor dem Versuch

Bei dieser Testserie mit Halbmodellen wurden Spitzenabflusswerte von 45,6 l/s bei V19 und 46,8 l/s bei V20 berechnet, welche nach jeweils circa 54 s erreicht wurden. Die Abweichung der mit der Sedimentfalle gemessenen erodierten Dammvolumen von den nach den Versuchen manuell ermittelten Werten betragen bei diesem Modellaufbau 5,9 % bei V19 und 4,7 % bei V20 und sind damit wesentlich geringer als beim Vollmodell. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4.29 im Vergleich zu den Versuchen V16, V17 und V18 dargestellt und zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Daten der Vollmodelle.

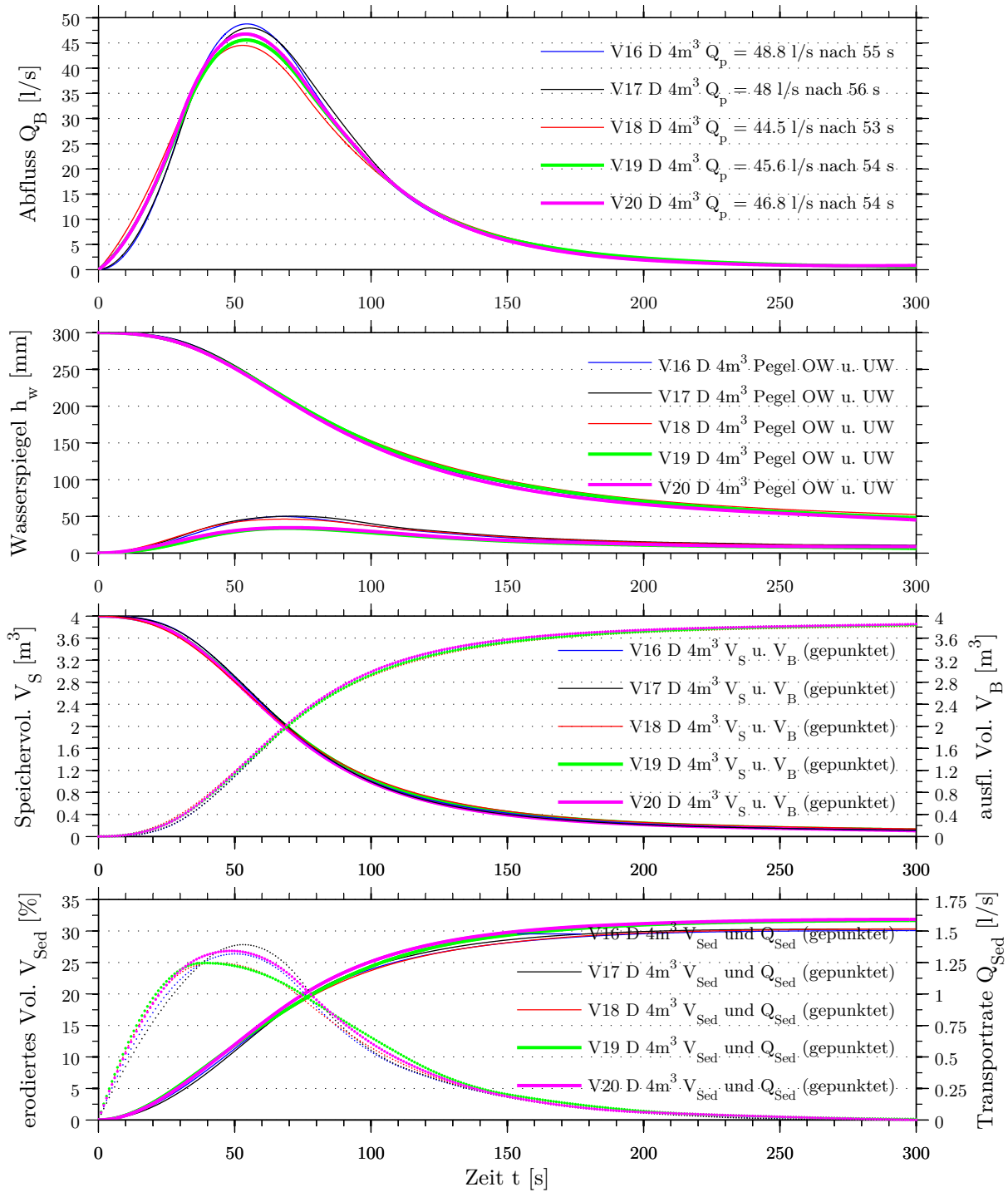


Abbildung 4.29: Ergebnisse der Versuche V19 und V20, Dreieckspeicher mit 4m^3 , Halbmodell im Vergleich zu den Vollmodellversuchen V16, V17 und V18

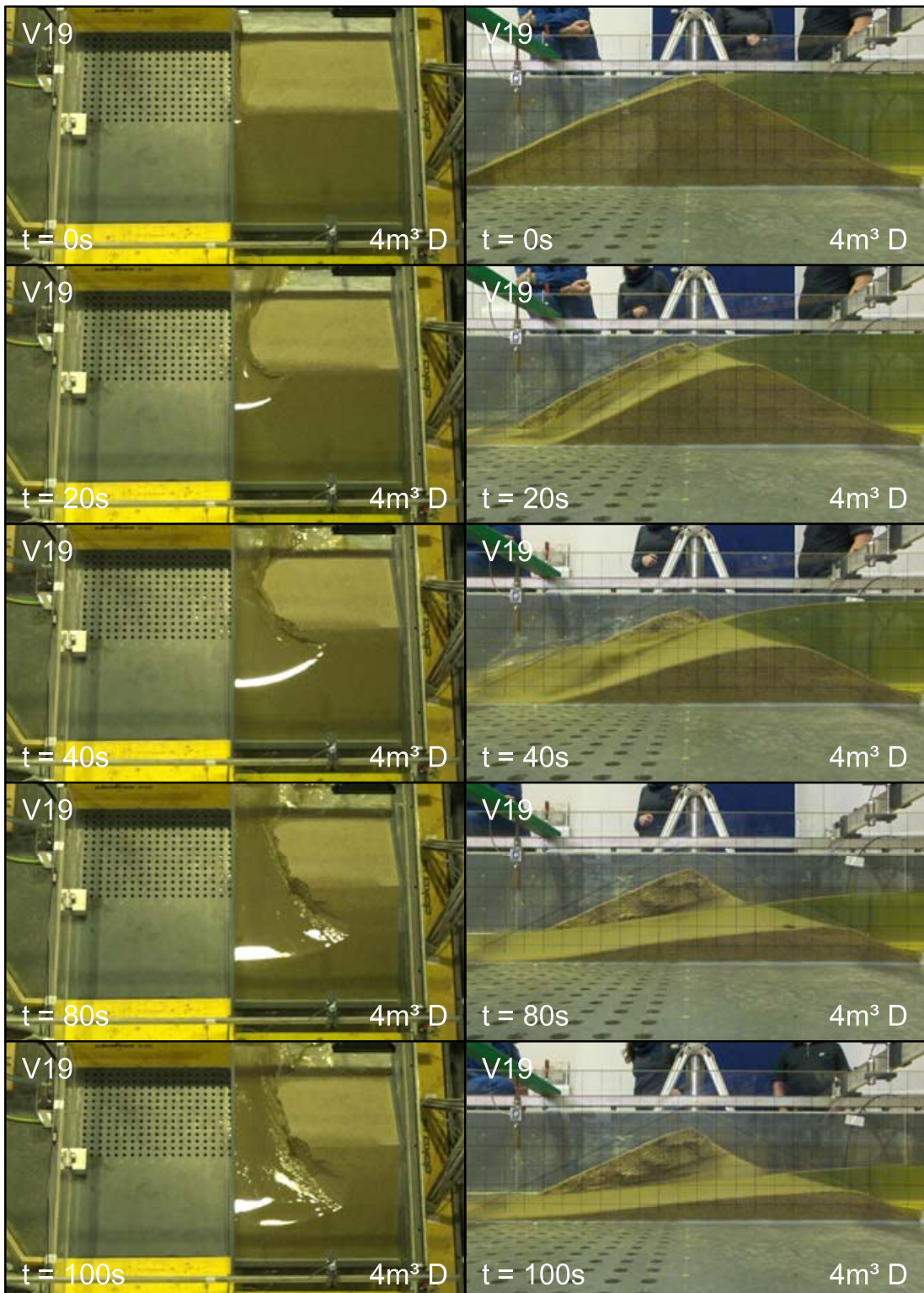


Abbildung 4.30: Bruchvorgang bei V19 von $t = 0$ –100 s in Intervallen von 20 s

Abbildung 4.30 zeigt die ersten 100 s des Dammbbruchs von Versuch V19 in Intervallen von 20 s. Das Erodieren der Luftseite des Damms bis zur Aufstandsfläche und die im Laufe des Versuchs wieder erfolgende Verlandung ist hier gut zu erkennen. Das bei den Schnitten sichtbare auf der Plexiglasplatte aufgebraachte Raster hat Abmessungen von 0,05 m mal 0,05 m.

Die Ergebnisse der Versuche bezüglich der Sickerwassermenge, dem Materialtransport und dem Restwasservolumen sind in Tabelle 4.7 zusammengefasst.

Tabelle 4.7: Messdaten der Versuche V19 und V20, Halbmodelle

	V_S [m ³]	V_{drain} [l]	$V_{Sed,F}$ [l]	$V_{Sed,R}$ [l]	$V_{Sed,F,R}$ [l]	$V_{Sed,m}$ [l]	ΔV_{Sed} [l]	ΔV_{Sed} [%]	$V_{S,Rest}$ [l]	$V_{S,Rest}$ [%]
V19	4	47,3	122,8	8,1	131,0	123,7	-0,9	-0,7	119,7	3,0
V20	4	43,8	121,4	8,8	130,3	124,4	-3,0	-2,4	105,5	2,6

Schlussfolgerungen aus den Halbmodellversuchen

Die Versuche V19 und V20 haben gezeigt, dass die Verwendung eines Symmetriemodells bei dem verwendeten Versuchsmaterial eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Vollmodellversuche ergibt. Versuchstechnisch ergeben sich Vorteile aus dem geringeren Materialbedarf und den dadurch verkürzten Aufbauzeiten. Aus den verringerten Durchflüssen und Sedimenttransportraten folgt eine genauere Messung des erodierten Materials mit der verwendeten Sedimentfalle, da weniger Material in der Rinne abgelagert wird. Die Entwicklung der Breschensohle in der Symmetrieebene kann durch die transparente Wand im Gegensatz zum Vollmodell sehr gut beobachtet werden. Der Einfluss des bevorzugten Sickerweges in der Symmetrieebene war beim verwendeten Dammmaterial vernachlässigbar.

4.3 Zeitliche Entwicklung des Dammbbruchs

Die Entwicklung der Breschengeometrie innerhalb des Versuchszeitraums kann näherungsweise mit dem Diketracker erfasst werden. Die aktuelle Entwicklungsstufe erlaubt jedoch noch keine Kompensation der bei der Messung durch die Wasseroberfläche hindurch auftretenden Abweichungen, welche durch die unterschiedlichen Brechungsindizes von Wasser und Luft hervorgerufen werden. Die in diesem Abschnitt präsentierten Ergebnisse bezüglich der mit dem Diketracker gemessenen Evolution der Bresche sind daher mit Ungenauigkeiten behaftet, ermöglichen aber generelle Einblicke in den Bruchvorgang hinsichtlich der zeitlichen und räumlichen Breschenentwicklung.

4.3.1 Breschenentwicklung

Die in der folgenden Grafik dargestellte Bildsequenz zeigt Schnitte durch die Symmetrieachse des Dammes¹ aus der Videoaufnahme von Versuch V20, überlagert mit Schnitten (rote Linien) welche aus den Daten des Diketrackers generiert wurden (siehe Abbildung 4.31). Das überlagerte Raster hat Abmessungen von 0,05 m mal 0,05 m und wurde zur optischen Entzerrung der Einzelbilder verwendet. Die Abweichung der Daten des Diketrackersystems von den tatsächlich vorhandenen Querschnitten nimmt mit zunehmender Wasserüberdeckung zu. Dieser Effekt ist vor allem an der Oberwasserseite des Dammes sehr gut erkennbar. Bei niedrigen Überströmhöhen ist eine recht gute Übereinstimmung zu sehen.

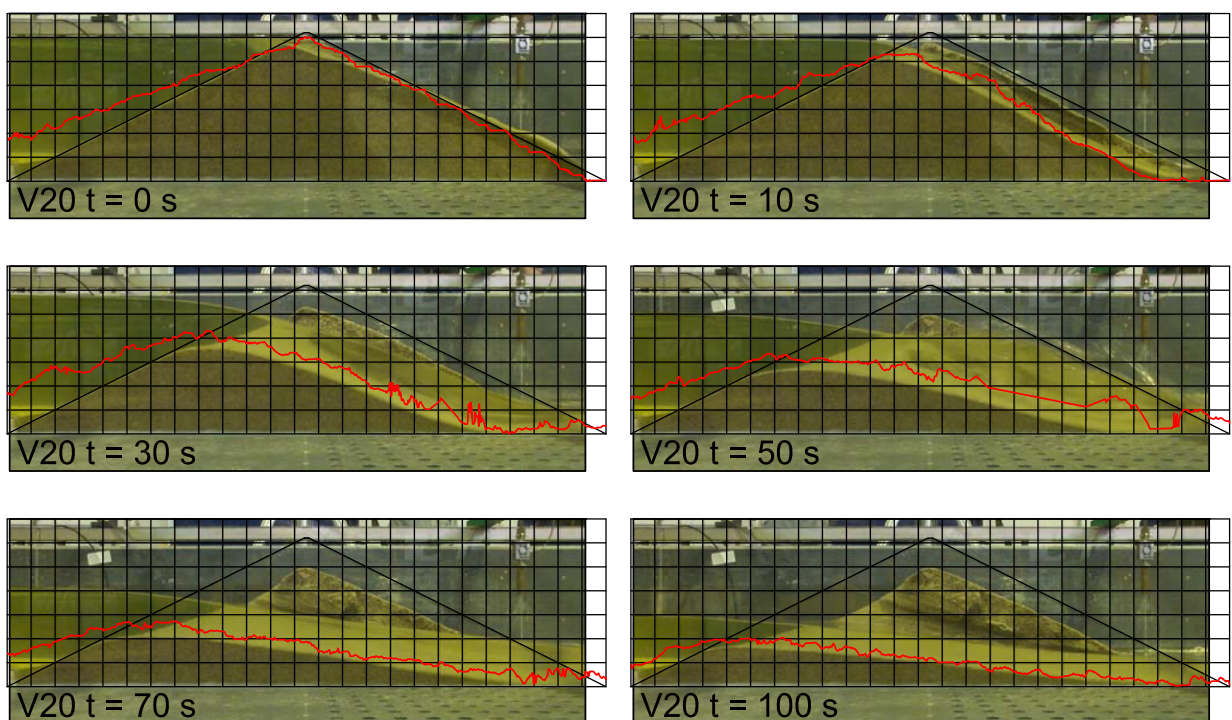


Abbildung 4.31: Vergleich der mit dem Diketracker gewonnenen Geometriedaten mit dem Versuchsvideo bei V20

¹ Die aus der Videoaufnahme entnommenen Einzelbilder sind in Abbildung 4.31 um die vertikale Achse gespiegelt dargestellt.

Die beiden Abbildungen 4.32 und 4.33 zeigen die durch das Diketracker System gewonnenen Geometriedaten von Versuch V20 in Intervallen von 10 s vom Beginn des Überströmens bis zum Zeitpunkt $t = 90$ s. Obwohl die exakten Geometrien mit ihren überhängenden Breschenflanken naturgemäß durch die Messung von oben nicht erfasst werden konnten, kann die Breschenentwicklung qualitativ gut verdeutlicht werden. In folgenden Entwicklungsstufen des Messsystems wird es hoffentlich möglich sein, die Messdaten auch quantitativ auszuwerten.

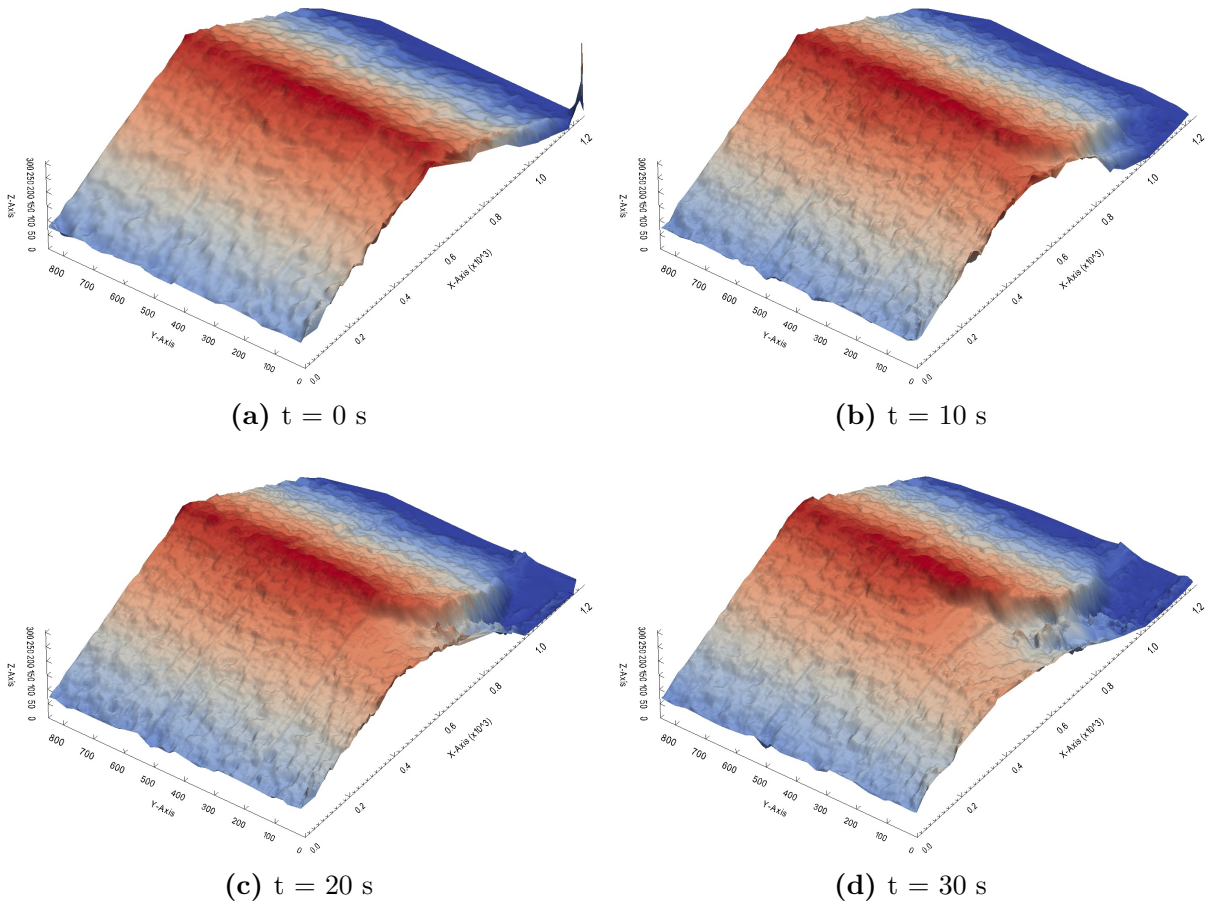


Abbildung 4.32: Entwicklung der Bresche bei Versuch V20, $t = 0$ –30 s

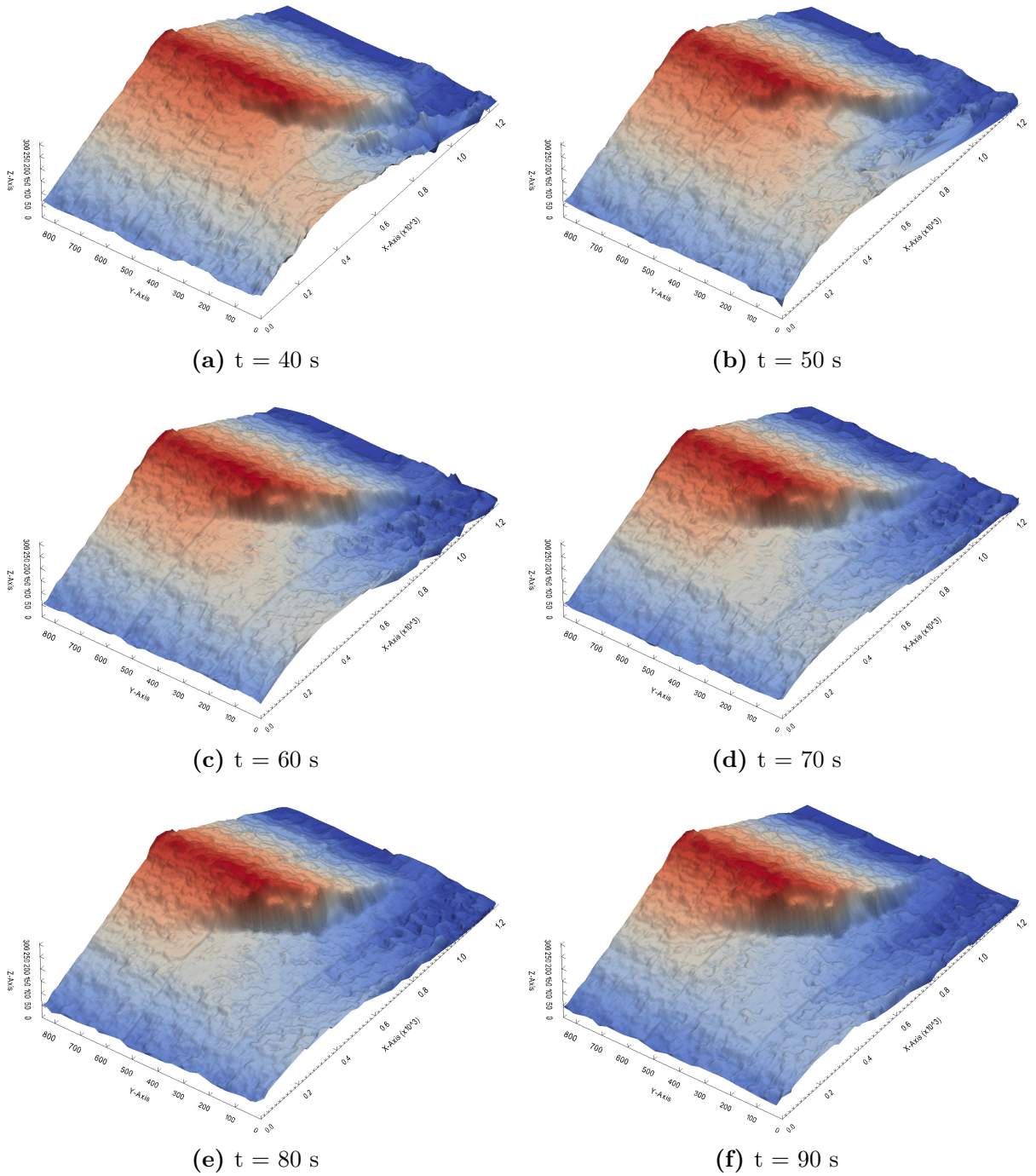


Abbildung 4.33: Entwicklung der Bresche bei Versuch V20, $t = 40$ – 90 s

Entwicklung der Überfallbreite

Die zeitliche Entwicklung der Überfallbreite ist in Abbildung 4.35 für die Versuche V01 mit 4 m^3 Rechteckspeicher und V18 mit 4 m^3 Dreieckspeicher dargestellt. Die Definition der Überfallbreite ist in Abbildung 4.34 als rote Linie ersichtlich. Sie befindet sich an der Position des Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Abflusszustand. Die Länge wurde aus Einzelbildern der Versuchsvideos jeweils auf der momentanen Höhe des Wasserspiegels gemessen.

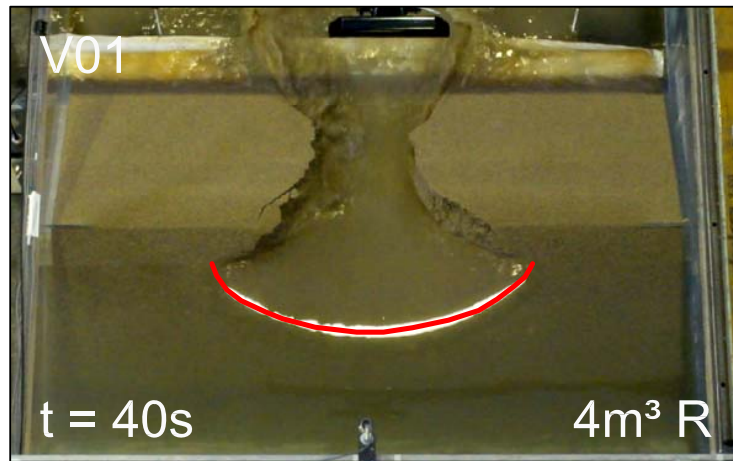


Abbildung 4.34: Definition der Überfallbreite am Beispiel von Versuch V01 nach 40 s

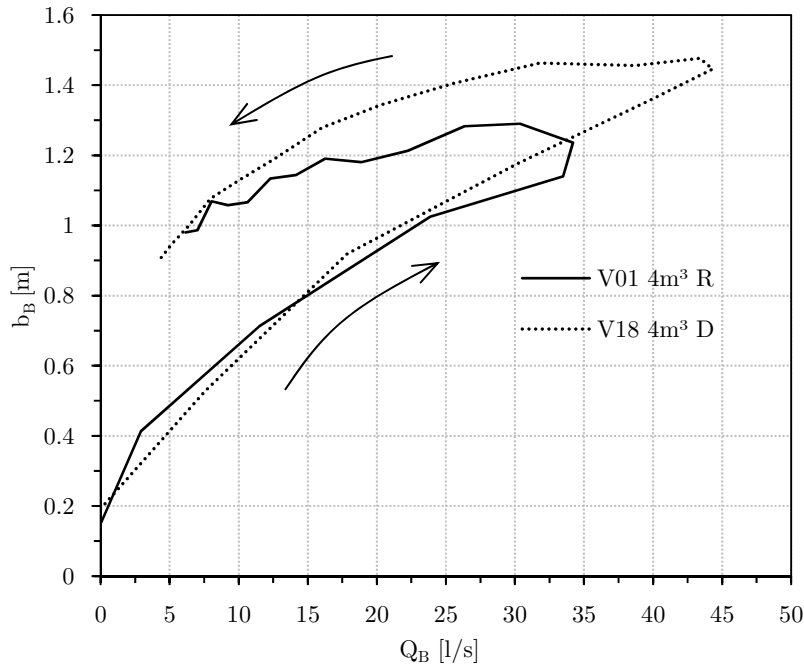


Abbildung 4.35: Entwicklung der Überfallbreite bei den Versuchen V01 und V18

Da das Dammmaterial bei den Versuchen nicht verändert wurde, ist es naheliegend, dass das Verhältnis zwischen Überfallbreite und Breschenabfluss bei allen Versuchen ähnlich ist, das heißt es gibt für jeden Breschendurchfluss eine zugehörige Überfallbreite. Diese Annahme wird von dem in Abbildung 4.35 dargestellten Diagramm gestützt. Es zeigt das Verhältnis von der im Grundriss gekrümmten Überfallbreite b_B und dem Breschenabfluss Q_B . Die beiden Kurven zeigen eine starke Ähnlichkeit.

4.3.2 Finale Breschenform

Die finale Geometrie der Bresche wurde nach jedem Versuch vermessen. Die Definition der Abmessungen ist in Abbildung 4.36 ersichtlich. Das dargestellte Bild zeigt eine dreidimensionale Punkt-rekonstruktion der Bresche nach einem der Modellversuche welche mit VisualSFM (vgl. Wu, o. J.) erstellt wurde. In diesem Fall wurden 36 Einzelbilder des Dammes nach dem Versuch V01 aus unterschiedlichen Positionen aufgenommen, die Software berechnete die Punktwolke nach einem Vergleich charakteristischer Merkmale (Features) aller Einzelbilder.

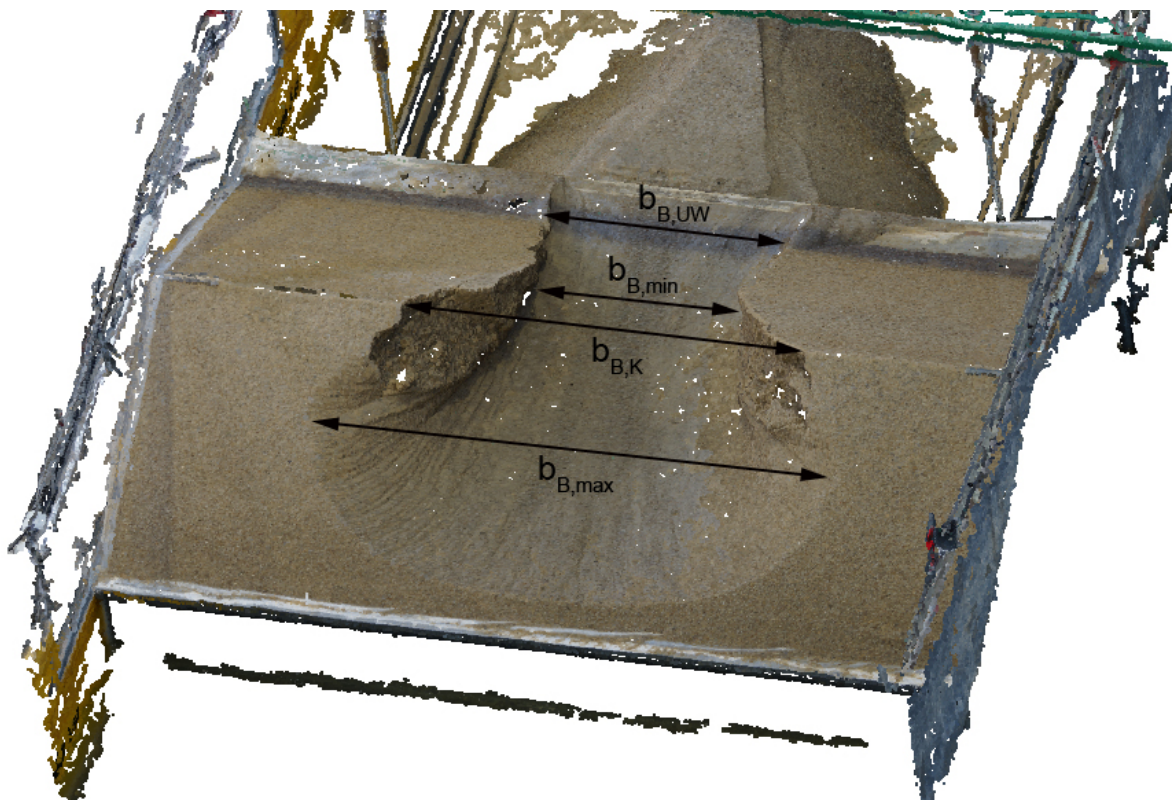


Abbildung 4.36: Definition der Abmessungen der finalen Breschengeometrie

Die Höhen $h_{D,OW}$ und $h_{D,UW}$ beziehen sich auf die oberwasserseitigen und unterwasserseitigen Niveaus der Breschensohle, jeweils am Schnittpunkt zwischen Breschensohle und Dammböschung in der Dammmitte gemessen. Aus diesen Höhen wurde das Sohlgefälle I_S errechnet. Bei allen hier angegebenen Abmessungen handelt es sich um ungefähre Angaben, um eine Vorstellung von der Größe der Bresche am Versuchsende zu vermitteln. Die Abmessungen waren größtenteils nicht eindeutig bestimmbar.

Die Dimensionen der finalen Dammbreschen sind in Tabelle 4.8 zusammengefasst.

Tabelle 4.8: Breschenabmessungen nach den Versuchen

	Speicher	$b_{B,max}$ [cm]	$b_{B,K}$ [cm]	$b_{B,min}$ [cm]	$b_{B,UW}$ [cm]	$h_{D,OW}$ [cm]	$h_{D,UW}$ [cm]	I_S [%]
V01	4 m ³ R	120	102,5	48	56	2,2	0,5	1,4
V02	4 m ³ R	118	77,5	50	56	2,2	0,2	1,7
V03	4 m ³ R	127	78	50	56	2,3	0,3	1,7
V04	2 m ³ R	95	64	38	44	3,0	0,3	2,3
V05	2 m ³ R	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
V06	2 m ³ R	98	58	35	60	3,0	0,3	2,3
V07	1 m ³ R	78	61	28	45	4,5	0,4	3,6
V08	1 m ³ R	78	57	29	50	4,2	0,5	3,2
V09	1 m ³ R	76	57	29	58	4,3	0,4	3,4
V10	1 m ³ D	90	59	28	57	5,1	1,4	3,3
V11	1 m ³ D	91	55	28	70	5,4	1,0	3,9
V12	1 m ³ D	90	62	30	70	4,8	1,0	3,4
V13	2 m ³ D	113	82	43	72	4,8	1,0	3,4
V14	2 m ³ D	115	81	38	73	4,5	1,0	3,1
V15	2 m ³ D	116	66	39	75	4,2	1,0	2,8
V16	4 m ³ D	140	110	54	78	3,0	0,5	2,1
V17	4 m ³ D	139	128	56	80	3,0	0,5	2,1
V18	4 m ³ D	137	93	55	75	3,5	0,5	2,6
V19	4 m ³ D	136	90	52	58	3,7	0,2	3,0
V20	4 m ³ D	136	90	54	62	3,5	0,1	2,9

5 Diskussion der Ergebnisse

Dieses Kapitel befasst sich mit dem Vergleich und der Interpretation der Ergebnisse der Dammbuchversuche. Es erfolgt ein Vergleich der Resultate bei den verschiedenen Speichertypen, danach wird mit einem einfachen Rechenmodell versucht die Ergebnisse nachzuvollziehen.

5.1 Zusammenfassung wesentlicher Versuchsdaten

Abbildung 5.1 zeigt zusammenfassend noch einmal alle Breschenabflusskurven der 18 Vollmodellversuche. Konfigurationen mit linearer Speichercharakteristik sind mit durchgezogenen Linien dargestellt, Versuche mit nichtlinearen Charakteristiken mit punktierten Linien. Die gemittelten Abflusskurven sind jeweils durch dickere Linien gekennzeichnet. Speicher mit linearer Charakteristik sind in den Legenden der Diagramme mit RS für Rechteckspeicher abgekürzt, DS steht für Speicher mit nichtlinearer Charakteristik respektive Dreieckspeicher. Das Diagramm zeigt deutlich das die ansteigenden durch den Dammbuch hervorgerufenen Hochwasserwellen bei allen Speicherkonfigurationen nahezu parallel verlaufen. Nach Erreichen der maximalen Abflüsse verlaufen die abklingenden Hochwasserwellen bei den Speichern mit linearer Charakteristik wesentlich flacher als bei Speichern mit nichtlinearer Charakteristik.

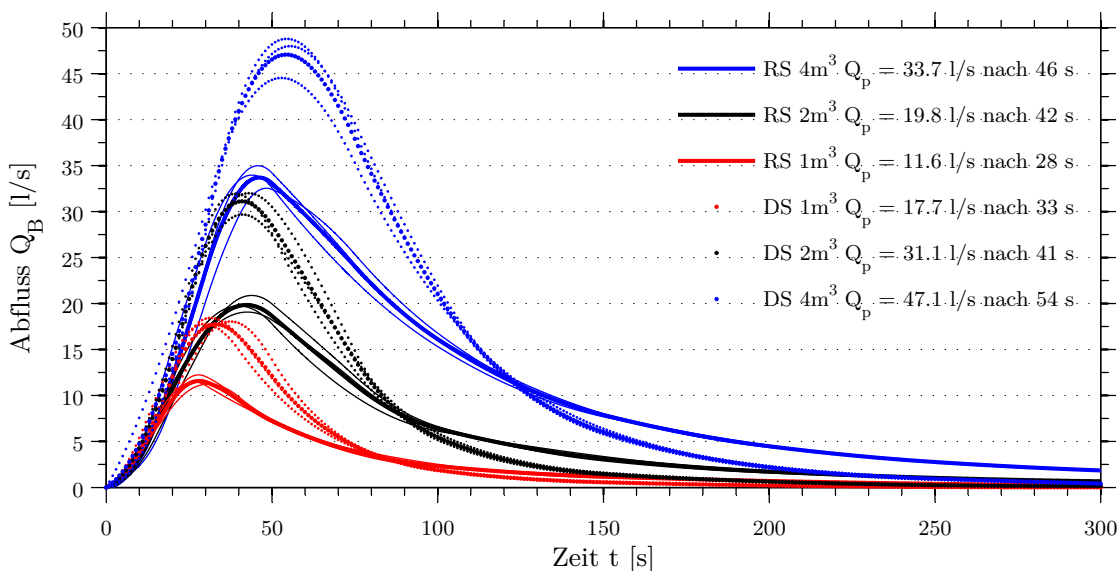


Abbildung 5.1: Vergleich aller Breschendurchflüsse der Vollmodellversuche

In den Tabellen 5.1 und 5.2 sind die wichtigsten Ergebnisse der Modellversuche zusammengefasst. Tabelle 5.1 enthält die Daten bezüglich dem Spitzenabfluss, dem ausfließenden Wasser und der Sedimenttransportrate. Tabelle 5.2 enthält detailliertere Daten zum Sedimenttransport, Drainagewasser und im Speicher verbleibenden Restwasser.

Tabelle 5.1: Zusammenfassung der Messdaten der Dammbbruchversuche - Teil 1

Versuch	V_S [m ³]	n [-]	Q_p [l/s]	t_p [s]	$Q_{Sed,p}$ [l/s]	V_B [m ³]	V_B [%]
V01	4	1	35,0	46	1,20	3,285	82,1
V02	4	1	32,5	48	1,05	3,212	80,3
V03	4	1	34,0	44	1,19	3,243	81,1
Mittel	4	1	33,7	46	1,13	3,247	81,2
V04	2	1	19,7	40	1,12	1,620	81,0
V05	2	1	20,9	44	1,08	1,643	82,1
V06	2	1	19,1	43	1,08	1,650	82,5
Mittel	2	1	19,8	42	1,09	1,637	81,9
V07	1	1	11,2	31	1,06	0,757	75,7
V08	1	1	12,2	28	1,12	0,772	77,2
V09	1	1	11,5	27	1,12	0,760	76,0
Mittel	1	1	11,6	28	1,10	0,763	76,3
V10	1	2	17,8	30	1,14	0,905	90,5
V11	1	2	18,0	38	1,14	0,913	91,3
V12	1	2	18,4	32	1,12	0,916	91,6
Mittel	1	2	17,7	33	1,12	0,911	91,1
V13	2	2	29,7	41	1,22	1,871	93,6
V14	2	2	31,9	39	1,28	1,876	93,8
V15	2	2	32,0	43	1,27	1,898	94,9
Mittel	2	2	31,1	41	1,25	1,882	94,1
V16	4	2	48,8	55	1,32	3,853	96,3
V17	4	2	48,0	56	1,39	3,849	96,2
V18	4	2	44,5	53	1,25	3,811	95,3
Mittel	4	2	47,1	54	1,31	3,837	95,9
V19	4	2	45,6	54	1,25	3,833	95,8
V20	4	2	46,8	54	1,34	3,851	96,3
Mittel	4	2	46,2	54	1,29	3,842	96,0

Die bei den Versuchen erreichten Spitzenabflüsse Q_p lagen zwischen 11,2 l/s beim Rechteckspeicher mit 1 m³ Speicherinhalt und 48,8 l/s beim Dreieckspeicher mit 4 m³ Speicherinhalt. Bei allen Versuchen wurden ähnliche maximale Sedimenttransportraten $Q_{Sed,p}$ im Bereich von ungefähr 1 l/s bis 1,4 l/s erreicht, wobei größere Speicher auch zu etwas größeren maximalen Sedimenttransportraten führten, und Speicher mit nichtlinearen Charakteristiken bei gleichem Speicherinhalt etwas größere Sedimenttransportraten als Speicher mit linearen Charakteristiken verursachten. Das im Laufe der 300 s ausfließende Speichervolumen V_B betrug bei Versuchen mit Speichern mit linearen Charakteristiken zwischen 76 % und 83 %, bei Versuchen mit nichtlinearen Speichercharakteristiken 91 % bis 96 %.

Hinsichtlich der Sickerwassermengen wurden bei den Versuchen innerhalb des 300 s langen Versuchsintervalls Werte zwischen 25 l und 61 l gemessen. Die Anteile des Materials, welche nicht durch die Sedimentfalle erfasst wurden und in der Rinne im Unterwasserbereich abgelagert wurden betragen zwischen 4 % und 12 %. Bei Versuchen mit größeren Abflüssen war der Anteil an nicht erfasstem Material naturgemäß größer.

Tabelle 5.2: Zusammenfassung der Messdaten der Dammbbruchversuche - Teil 2

	V_S [m ³]	n [-]	V_{drain} [l]	$V_{Sed,F}$ [l]	$V_{Sed,R}$ [l]	$V_{Sed,F,R}$ [l]	$V_{Sed,m}$ [l]	ΔV_{Sed} [l]	ΔV_{Sed} [%]	$V_{S,Rest}$ [l]	$V_{S,Rest}$ [%]
V01			38,3	113,6	11,6	125,2	109,4	4,2	3,8	676,9	16,9
V02	4	1	38,9	106,7	12,5	119,1	105,3	1,4	1,3	749,3	18,7
V03			61,2	112,1	8,5	120,6	109,9	2,2	2,0	695,8	17,4
V04			40,2	85,5	5,3	90,8	85,2	0,3	0,3	339,6	17,0
V05	2	1	29,4	85,9	6,6	92,5	84,7	1,2	1,4	327,9	16,4
V06			25,1	84,6	7,3	92,0	85,0	-0,4	-0,4	325,3	16,3
V07			44,4	63,3	2,4	65,7	64,9	-1,6	-2,4	198,7	19,9
V08	1	1	42,5	66,0	2,5	68,5	66,1	-0,1	-0,1	185,6	18,6
V09			50,9	64,6	2,4	67,0	64,4	0,2	0,4	189,2	18,9
V10			45,7	65,8	2,9	68,7	65,3	0,6	0,9	49,8	5,0
V11	1	2	40,9	65,0	3,4	68,4	67,7	-2,7	-4,0	46,8	4,7
V12			35,6	65,8	3,1	68,9	65,8	0,0	0,0	48,1	4,8
V13			44,1	86,1	5,7	91,8	90,1	-4,0	-4,4	84,6	4,2
V14	2	2	44,3	90,5	5,7	96,2	89,2	1,3	1,5	79,3	4,0
V15			32,6	89,5	6,7	96,2	88,2	1,3	1,5	69,5	3,5
V16			35,0	115,4	15,2	130,5	117,5	-2,1	-1,8	112,5	2,8
V17	4	2	34,9	116,6	15,3	131,9	118,4	-1,8	-1,5	116,4	2,9
V18			49,5	118,8	11,6	130,4	118,4	0,4	0,3	140,0	3,5
V19	4	2	47,3	122,8	8,1	131,0	123,7	-0,9	-0,7	119,7	3,0
V20	4	2	43,8	121,4	8,8	130,3	124,4	-3,0	-2,4	105,5	2,6

Zur Veranschaulichung zeigt Abbildung 5.2 ein Foto der gefüllten Sedimentfalle und der Ablagerungen von überwiegend feinkörnigem Material in der unterwasserseitigen Versuchsrinne.



Abbildung 5.2: Sedimentfalle und Ablagerung in der Rinne nach Versuch V16

5.2 Vergleich der Speichergrößen

Die in den Diagrammen zum Vergleich der verschiedenen Speichergrößen dargestellten Parameter sind hier jeweils aus Mittelwertbildung der drei zu jeder Speicherkonfiguration gehörenden Versuche entstanden. Ein Vergleich der Breschenformen nach 180 s Versuchsdauer ist in den Abbildungen 5.3 und 5.4 dargestellt. Mit steigendem Speicherinhalt wird auch das Breschenvolumen größer.

Abbildung 5.5 zeigt die Gegenüberstellung der Versuche mit 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 großem Rechteckspeicher, das heißt der Versuche mit linearer Speichercharakteristik. Die gemittelten Spitzenabflüsse, die bei 1 m^3 , 2 m^3 und 4 m^3 Speicherinhalt berechnet wurden, betragen $11,6\text{ l/s}$, $19,8\text{ l/s}$ und $33,7\text{ l/s}$. Diese Werte wurden 28 s , 42 s und 46 s nach Versuchsbeginn erreicht. Das Verhältnis der Spitzenabflüsse der Versuche mit 4 m^3 Speicherinhalt zu jenen mit 2 m^3 Speicherinhalt beträgt $1,7$, ebenso wie das Verhältnis der Spitzenabflüsse zwischen Speichern mit 2 m^3 und 1 m^3 Speicherinhalt. Bei allen 3 Speicherkonfigurationen wurde nach 300 s ein ähnlicher Speicherpegel um die 50 mm erreicht, was natürlich prozentuell betrachtet auch ähnliche Speicherinhalte zur Folge hatte. Die maximalen, aus der Wägung der Sedimentfalle unter Auftrieb errechneten, Transportraten betragen um die $1,1\text{ l/s}$. Diese hohen Transportwerte wurde aber bei größeren Speichern länger gehalten, was dann entsprechend höhere Transportvolumen zur Folge hatte.

Bei den Speichern mit nichtlinearer Charakteristik (Dreieckspeicher) betrug das Verhältnis der gemittelten Spitzenabflüsse zwischen Speichern mit 4 m^3 Speichervolumen und 2 m^3 Speichervolumen im Vergleich nur circa $1,5$ und zwischen 2 m^3 und 1 m^3 Speicherinhalt in etwa $1,75$. Größere Speicher führten hier ebenfalls zu höheren Spitzenabflüssen. Die maximalen Sedimenttransportraten waren im Bereich von ungefähr $1,1\text{ l/s}$ bis $1,25\text{ l/s}$. Die grafische Gegenüberstellung der Dreieckspeicher ist in Abbildung 5.6 ersichtlich.

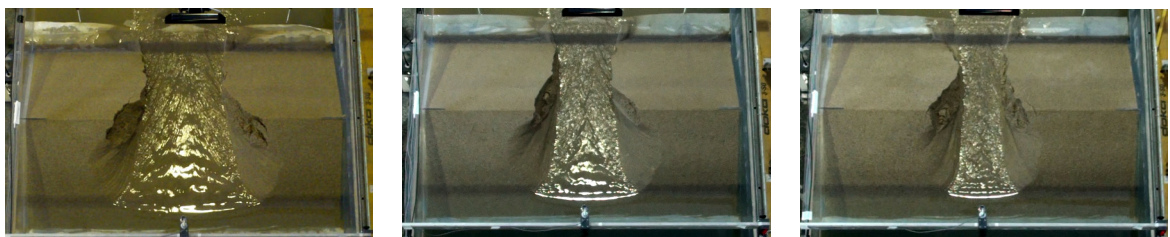


Abbildung 5.3: V01, V04 und V07 mit 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 Rechteckspeicher nach 180 s

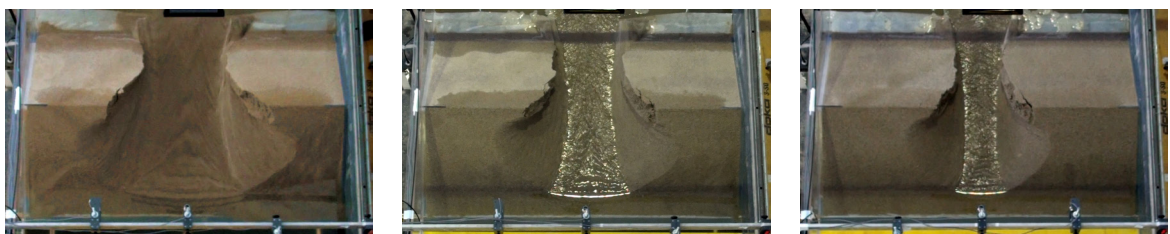


Abbildung 5.4: V16, V13 und V10 mit 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 Dreieckspeicher nach 180 s

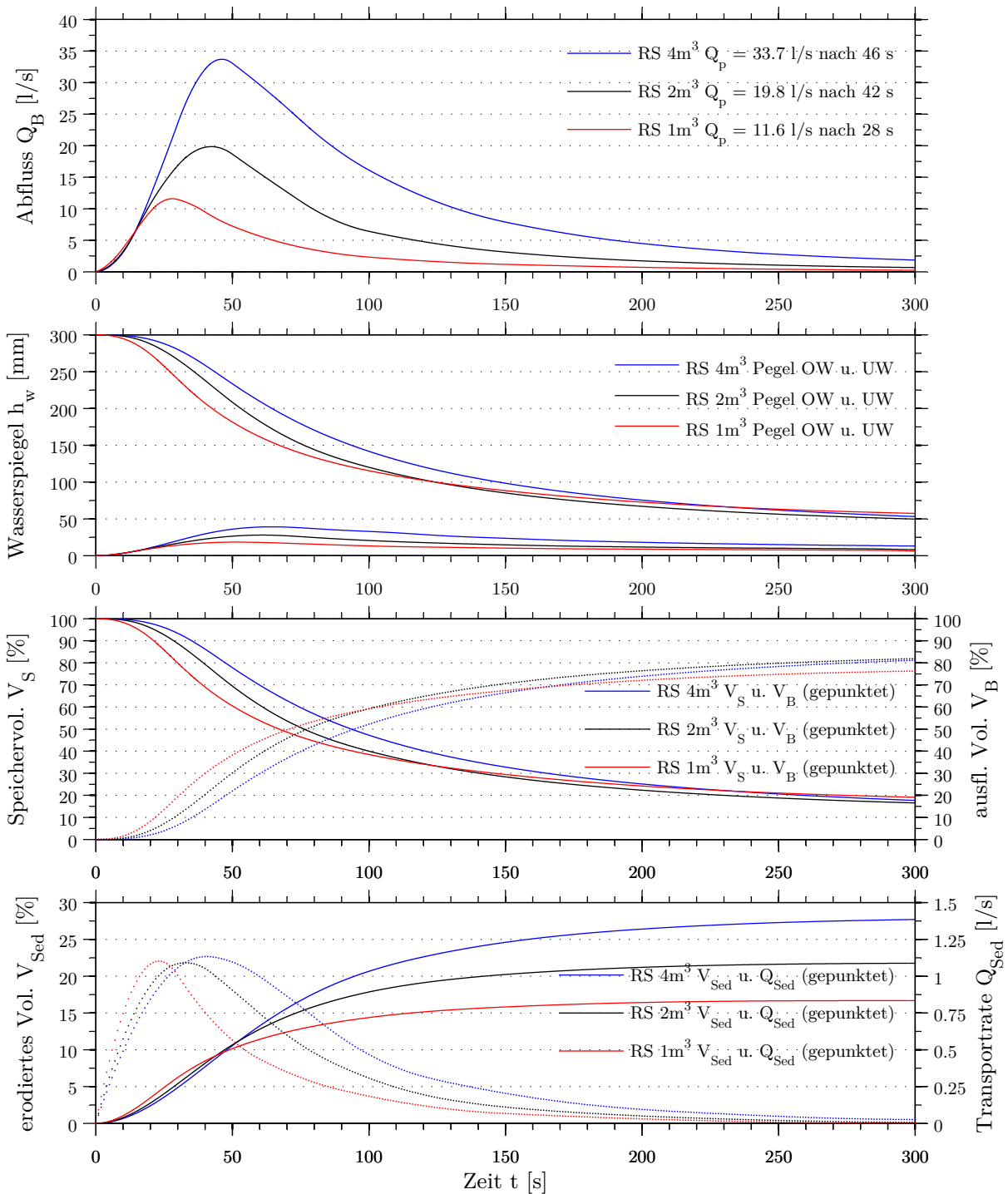


Abbildung 5.5: Vergleich der Mittelwerte der Versuche mit Rechteckspeichern

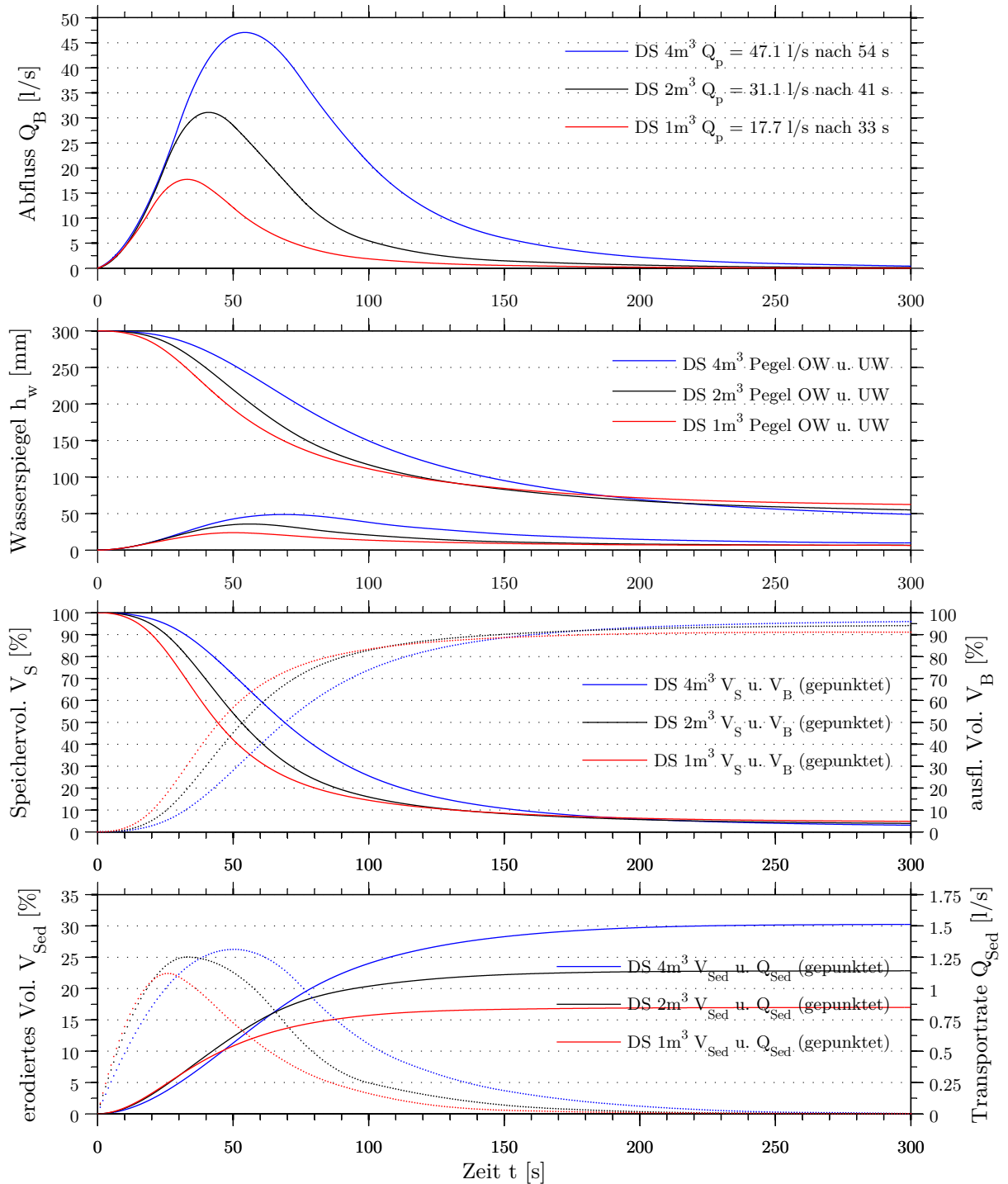


Abbildung 5.6: Vergleich der Mittelwerte der Versuche mit Dreieckspeichern

5.3 Vergleich der Speicherformen

In den folgenden Abbildungen 5.8, 5.9 und 5.10 sind jeweils Versuche mit Speichern gleichen Inhalts und unterschiedlicher Speichergeometrien verglichen. Bei 4 m^3 Speicherinhalt beträgt das Verhältnis der Spitzenabflüsse zwischen Dreieckspeicher und Rechteckspeicher circa 1,4. Die Verhältnisse der gemittelten Werte der Versuche mit 2 m^3 und 1 m^3 Speicherinhalt betragen 1,6 beziehungsweise 1,5. Die Ganglinien der Wasserspiegel im Speicher verlaufen annähernd parallel, je nach Charakteristik unterscheiden sich die dazugehörigen Speichervolumen. Im Allgemeinen fließt bei den Speichern mit nichtlinearer Charakteristik schneller mehr Volumen aus als bei gleich großen Speichern mit linearer Charakteristik. Im Hinblick auf den Materialtransport wurden nur relativ geringe Unterschiede zwischen Speichern mit linearer und Speichern mit nichtlinearer Charakteristik festgestellt. In den folgenden Diagrammen sind wieder Rechteckspeicher mit RS und Dreieckspeicher mit DS abgekürzt.

In Abbildung 5.7 ist noch einmal der Vergleich der finalen Breschenformen zwischen Versuch V04 im linken Bild (a) mit einem 2 m^3 großen Rechteckspeicher und Versuch V13 im rechten Bild (b) mit einem 2 m^3 großen Dreieckspeicher dargestellt. Bei den Versuchen mit nichtlinearen Speichercharakteristiken wurden passend zu den höheren Durchflüssen wesentlich größere Breschenbreiten und Spitzenabflüsse erreicht als bei Versuchen mit linearen Speichercharakteristiken¹.



Abbildung 5.7: V04 und V13 mit 2 m^3 Rechteckspeicher (a) bzw. Dreieckspeicher (b) nach 180 s

¹ Man vergleiche in diesem Zusammenhang die Abbildung 4.35 zur Entwicklung der Überfallbreite im Verhältnis zum Breschendurchfluss auf Seite 77.

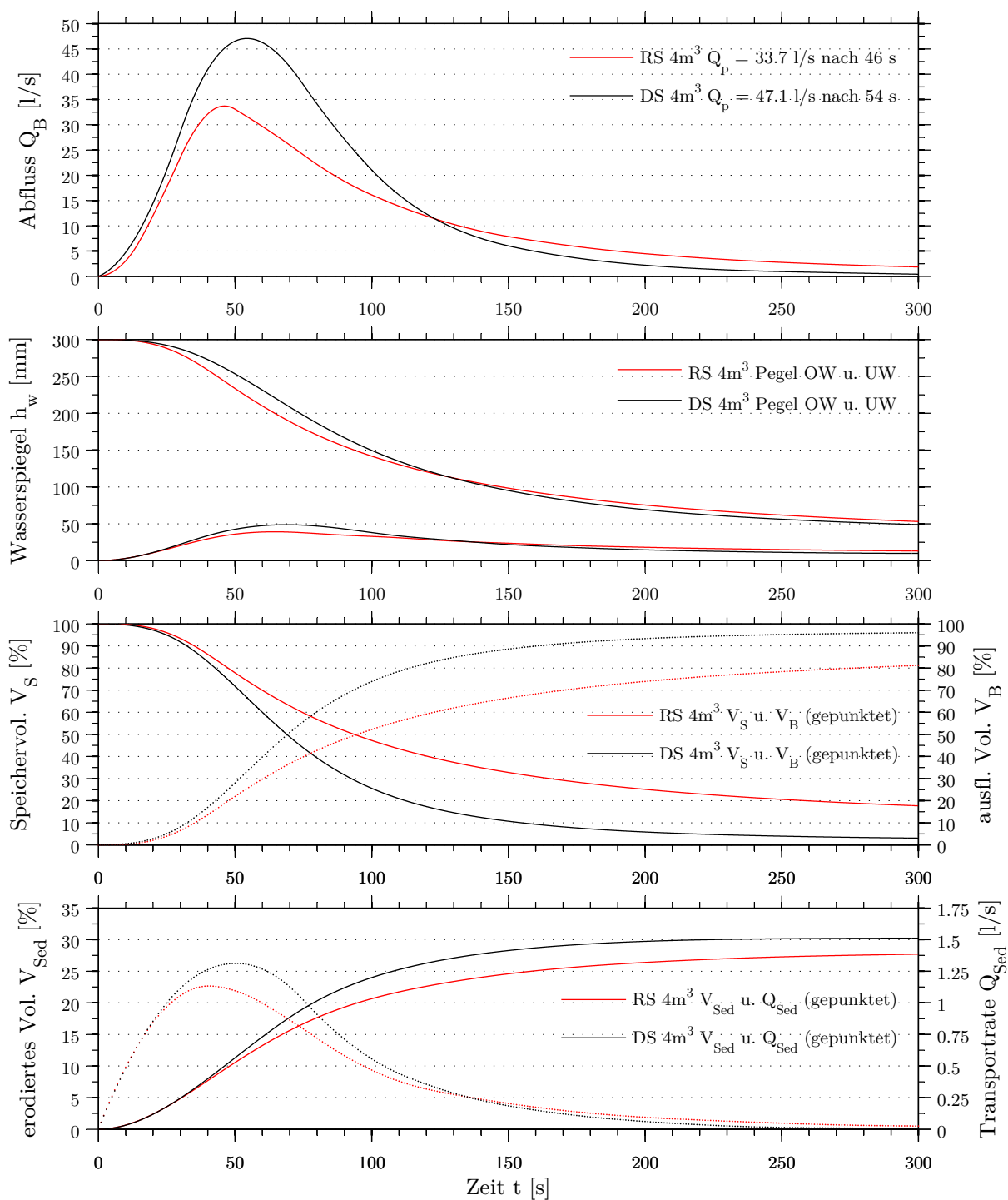


Abbildung 5.8: Vergleich der Versuche mit 4 m^3 großen Speichern

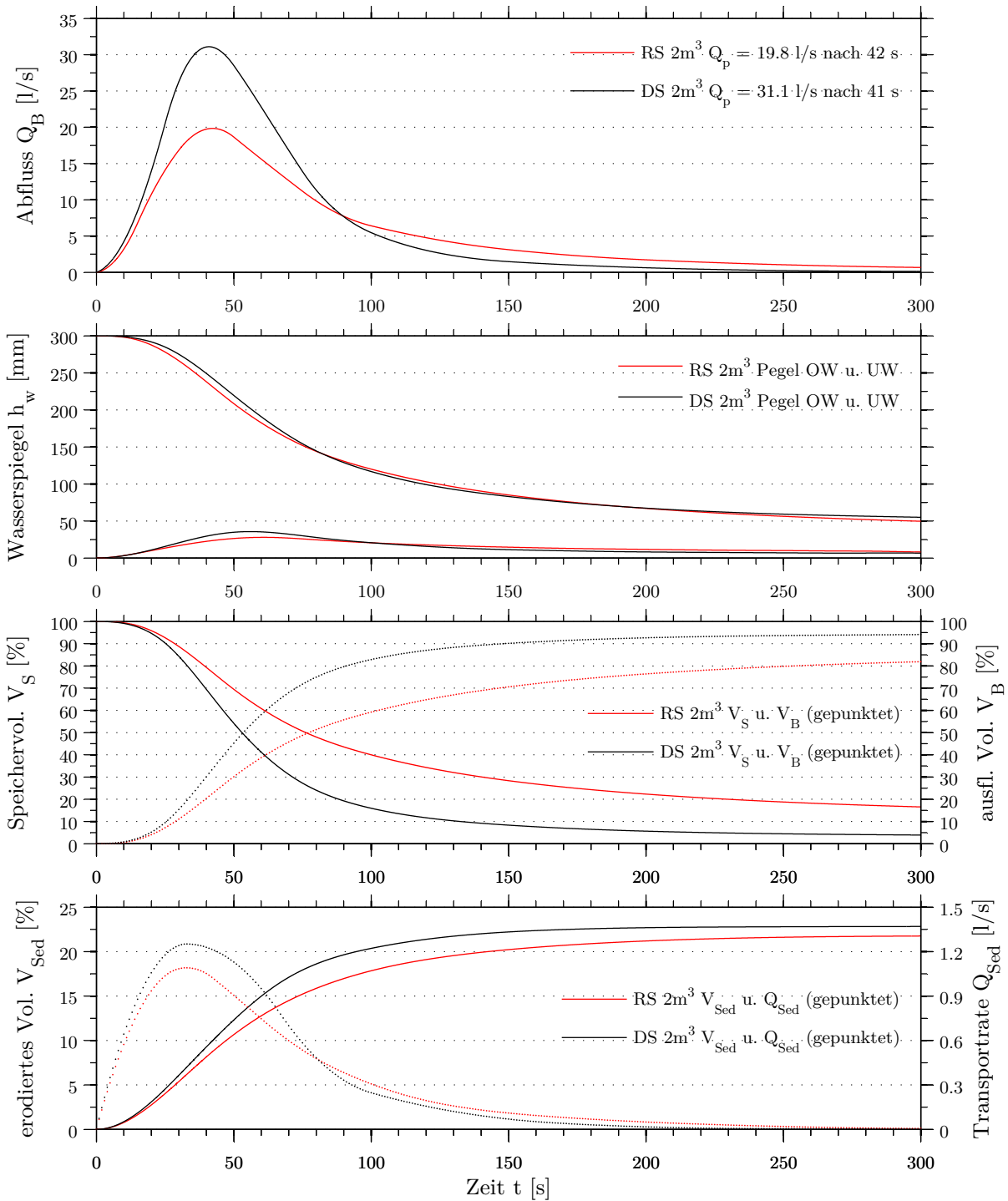


Abbildung 5.9: Vergleich der Versuche mit 2 m^3 großen Speichern

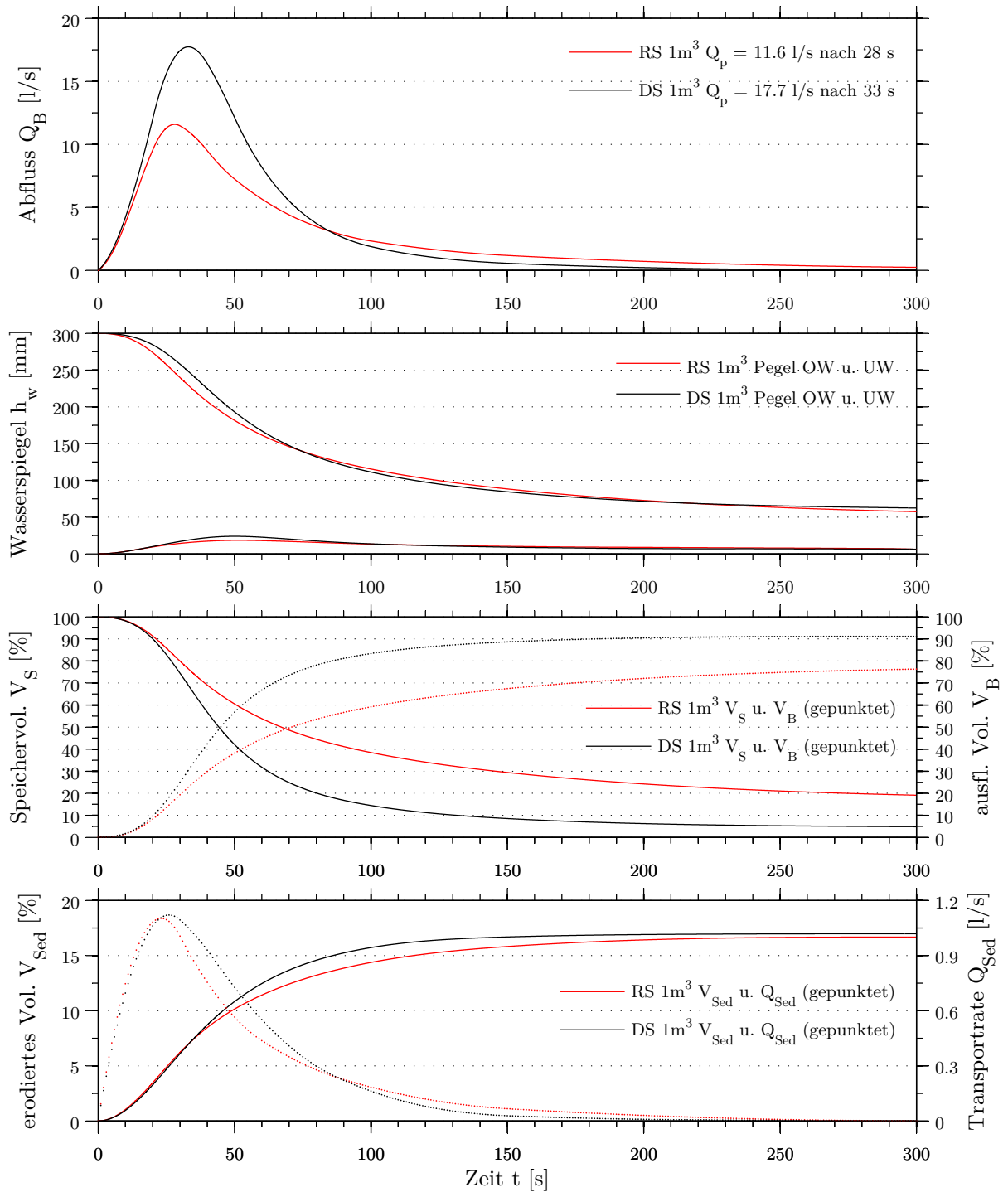


Abbildung 5.10: Vergleich der Versuche mit 1 m^3 großen Speichern

5.4 Normalisierung der Ergebnisse

Um einige der bereits gezeigten Zusammenhänge noch weiter zu verdeutlichen, werden in diesem Abschnitt normalisierte Darstellungen der Ergebnisse präsentiert. Sämtliche Auswertungen in diesem Kapitel beziehen sich auf die aus den Daten der jeweils drei Versuche mit einer Speicherkonfiguration berechneten Mittelwerte.

5.4.1 Wasserstand und Speichervolumen

Abbildung 5.11 zeigt die Entwicklung der Verhältnisse der Abnahmen der Speicherpegel Δh_W zum initialen Speicherpegel $h_{W,0}$ über die Versuchszeit t . Bei allen Versuchen wurden nach 300 s ähnliche Wasserstände in den Speichern erreicht. Die Absenkung der Speicherpegel erfolgte bei Dreieckspeichern im Verhältnis zu den gleichgroßen Rechteckspeichern verzögert. Bei größeren Speichern erfolgte die Pegelabsenkung im Allgemeinen langsamer als bei kleineren Speichern. Versuche mit linearen Charakteristiken sind mit durchgezogenen Linien dargestellt, Versuche mit nichtlinearen Charakteristiken mit punktierten Linien.

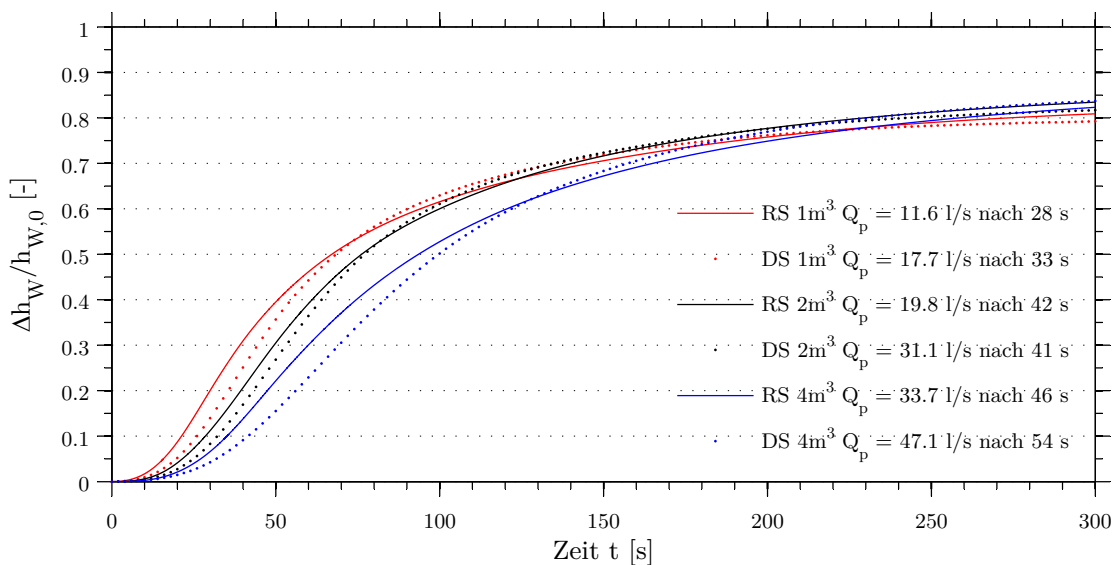


Abbildung 5.11: Normalisierte Abnahmen der Speicherpegel über die Zeit

Die zugehörigen normalisierten Speichervolumen $V_S/V_{S,0}$ über die Zeit sind in Abbildung 5.12 dargestellt. Anhand dieser Darstellung kann festgestellt werden, dass sich bei gleich großen Speichervolumen Dreieckspeicher im Verhältnis zu Rechteckspeichern schneller entleeren, was zu höheren Spitzenabflüssen führt. Während bei den Dreieckspeichern nur circa 5 % des Ausgangsvolumens im Speicher verblieben waren bei den Rechteckspeichern nach 300 s noch ungefähr 20 % des ursprünglichen Volumens im Speicher vorhanden.

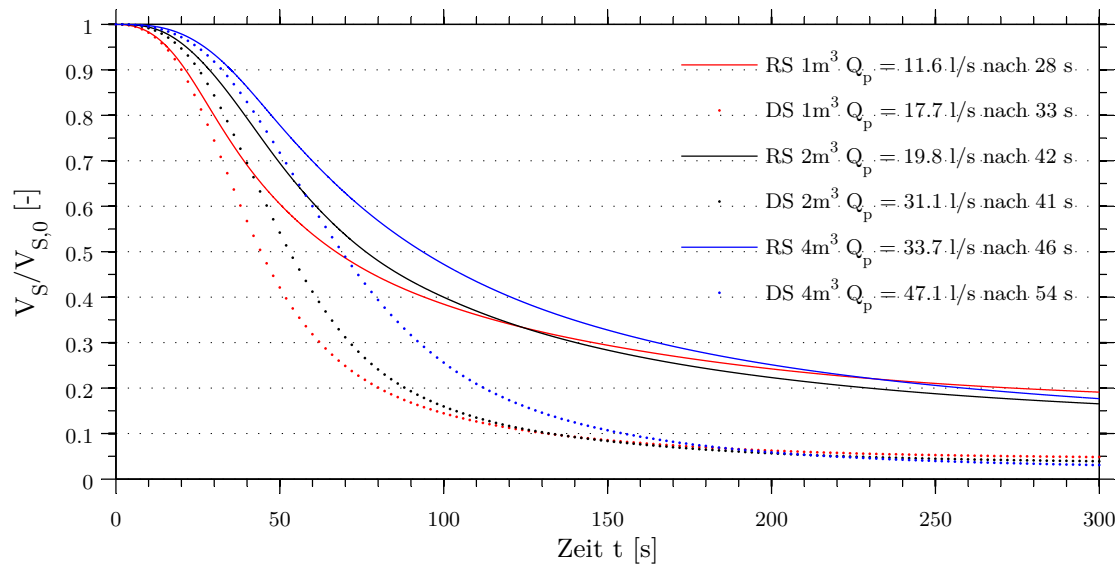


Abbildung 5.12: Normalisierte Speichervolumen über die Zeit

5.4.2 Dammvolumen und Breschenvolumen

Betrachtet man die Entwicklung der normalisierten Dammvolumen $V_D/V_{D,0}$ in Abbildung 5.13 beziehungsweise der normalisierten Breschenvolumen $V_B/V_{D,0}$ in Abbildung 5.14 über die Zeit, erkennt man in den ersten 30 s einen sehr ähnlichen Verlauf bei allen Versuchen. Nach ungefähr 30 s wird auch der kleinste bei den Versuchen erzielte Spitzenabfluss von 11,6 l/s beim 1 m³ großen Rechteckspeicher erreicht. Danach entwickeln sich mit zunehmendem Speicherinhalt auch größere Breschen, die Unterschiede im Breschenvolumen hinsichtlich der Speichergröße nehmen ebenfalls mit zunehmenden Speichergrößen zu, so sind die Unterschiede beim finalen Breschenvolumen nach 300 s zwischen Rechteckspeicher und Dreieckspeicher bei 1 m³ Speicherinhalt noch relativ gering, bei 4 m³ allerdings schon deutlich sichtbar.

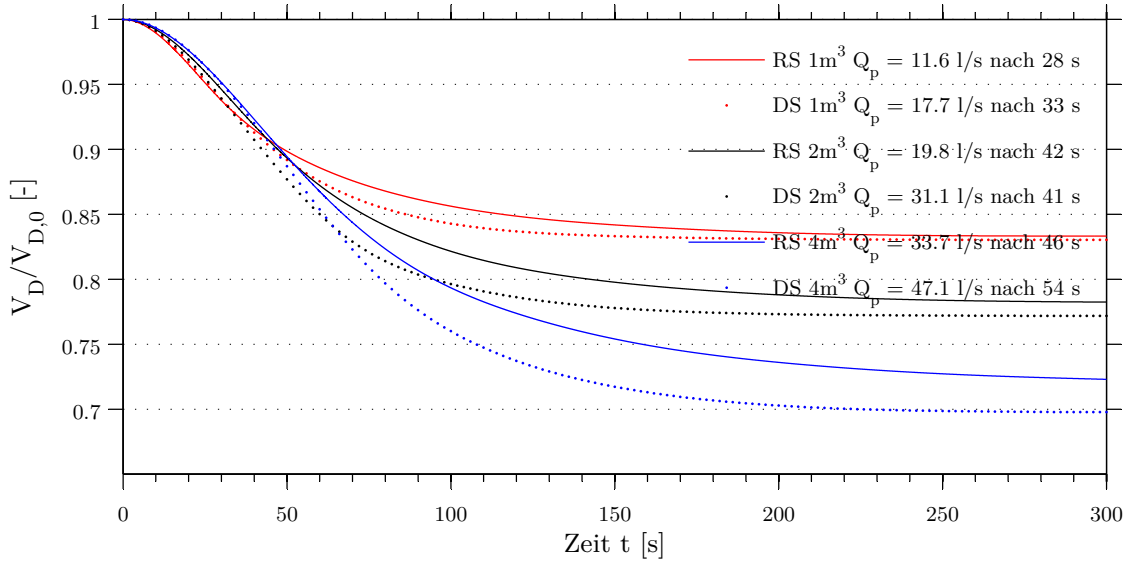


Abbildung 5.13: Normalisierte Dammvolumen über die Zeit

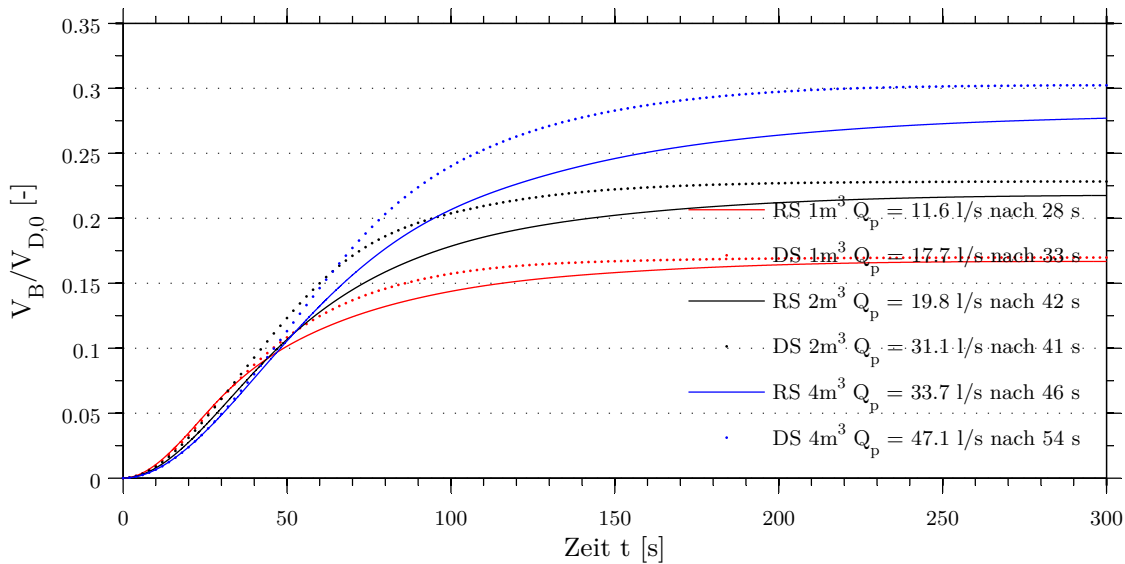


Abbildung 5.14: Normalisierte Breschenvolumen über die Zeit

5.4.3 Sedimenttransportrate und Breschendurchfluss

Das Verhältnis zwischen der Sedimenttransportrate Q_{Sed} und dem Breschendurchfluss Q_B über die Zeit ist in der folgenden Abbildung 5.15 dargestellt.

Dieses Verhältnis war bei den durchgeführten Versuchen nahezu unabhängig von den variierten Parametern, der Speichergröße und der Speicherform. Das Ergebnis ist naheliegend, da bei den Versuchen stets sehr ähnliches Dammmaterial verwendet wurde und daher auch die Erodibilität immer sehr ähnlich gewesen sein muss.

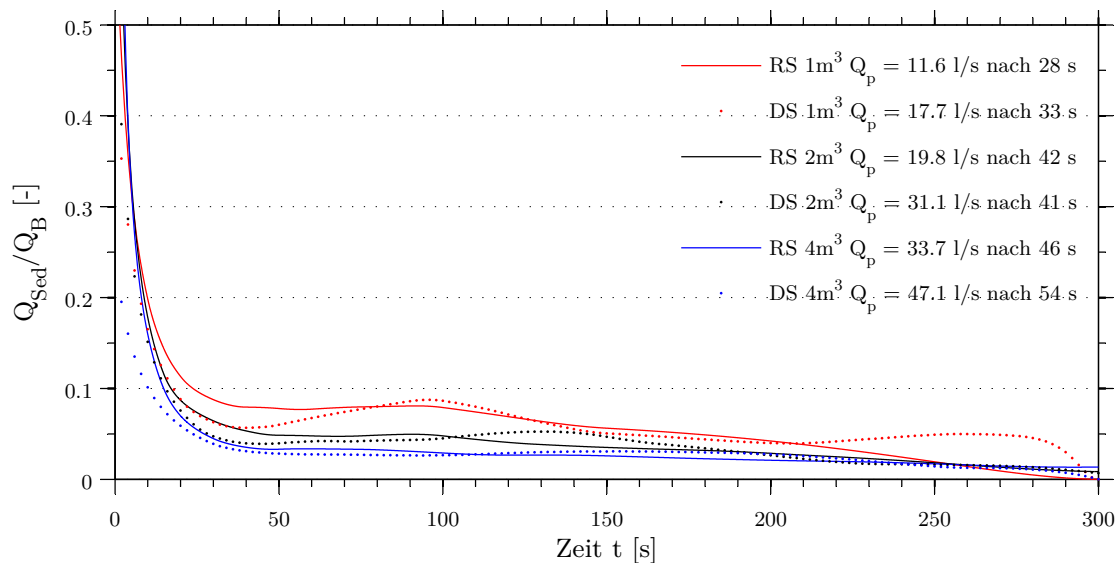


Abbildung 5.15: Q_{Sed} zu Q_B über die Zeit

5.4.4 Dimensionsloser Spitzenabfluss

In diesem Abschnitt wird versucht die Ergebnisse der Modellversuche dimensionsbereinigt darzustellen. Als Parameter werden der dimensionslose Spitzenabfluss und das dimensionslose Speichervolumen eingeführt.

Die folgenden Parameter haben einen wesentlichen Einfluss auf den Bruchvorgang des Dammes und damit auf die Flutwelle:

- Damngeometrie
 - Dammhöhe h_D [m]
 - Kronenbreite l_K [m]
 - Dammlänge l_D [m]
 - Böschungsneigung m_o und m_u [-]

- Speichergeometrie
 - Speichervolumen V_S [m³]
 - Formparameter n [-] (siehe Gleichung 3.21)
 - Abnahme des Speicherpegels während des Dammbbruchs Δh_W [m]
- Material (Sand und Wasser)
 - Kornverteilung bzw. Sieblinie
 - Korndichte ρ_s [kg/m³]
 - Reibungswinkel des Dammmaterials φ [°]
 - Flüssigkeitsdichte ρ_w [kg/m³]
- Sonstige
 - Erdbeschleunigung g [m/s²]

Mit Hilfe des π -Theorems von Buckingham können n dimensionsbehaftete Variablen $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ eines physikalischen Problems, die eine Gleichung der Form $f(q_1, q_2, q_3, \dots, q_n) = 0$ erfüllen müssen, bei K Grundeinheiten, meistens Masse M , Länge L und Zeit T , auf eine Gleichung der Form $\Phi(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-K}) = 0$ zurückgeführt werden. Jeder dieser π -Werte stellt eine unabhängige, dimensionslose Funktion der Größen q dar. (vgl. Knapp, 1960)

Schreibt man den Breschenabfluss Q_B als Funktion

$$Q_B = f(V_{S,0}, \rho_W, \rho_s, d_m, h_D, h_W, g, \Delta h_W, \dots) \quad (5.1)$$

kann unter anderen Parametern das dimensionslose Speichervolumen $V_{S,0}^*$ wie folgt abgeleitet werden:

$$\pi_1 = V_{S,0}^{x_1} \rho_W^{y_1} g^{z_1} \Delta h_W \quad (5.2)$$

$$\pi_1 = [L^3]^{x_1} [M L^{-3}]^{y_1} [L T^{-2}]^{z_1} L \quad (5.3)$$

$$\pi_1 = L^{(3x_1 - 3y_1 + z_1 + 1)} M^{y_1} T^{-2z_1} \quad (5.4)$$

$$x_1 = -1/3 \quad (5.5)$$

$$y_1 = 0 \quad (5.6)$$

$$z_1 = 0 \quad (5.7)$$

$$\pi_1 = V_{S,0}^{-1/3} \Delta h_W = \frac{\Delta h_W}{\sqrt[3]{V_{S,0}}} \quad (5.8)$$

Der Wert π_1 kann mit dem Exponenten (-3) versehen als $V_{S,0}^*$ wie in Gleichung 5.9 geschrieben werden, Δh_W bezeichnet darin die Abnahme des Speicherpegels während des Bruchereignisses bezogen auf das initiale Stauziel, das heißt in diesem Fall die Differenz zwischen Stauziel (0,3 m) und dem Wasserstand nach 300 s $h_W(t = 300 \text{ s})$. $V_{S,0}(\Delta h_W)$ bezeichnet das bei einer Abnahme des Speicherpegels um Δh_W ausfließende Wasservolumen. (vgl. Froehlich, 1987 und Froehlich, 1995a)

$$V_{S,0}^* = \frac{V_{S,0}(\Delta h_W)}{\Delta h_W^3} \quad (5.9)$$

Der dimensionslose Zusammenhang zwischen Speicherinhalt und Breschenabfluss kann in allgemeiner Form durch die nachfolgende Gleichung 5.10 beschrieben werden.

$$Q_B = \sqrt{g} H(t)^{5/2} f^*(...) \quad (5.10)$$

Darin ist g die Erdbeschleunigung und $H(t)$ der Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel im Speicher, gemessen außerhalb des von einer Spiegelabsenkung betroffenen Gebiets, und dem höchsten Punkt der Breschensohle. Die Absenkung wird durch den Ausfluss durch die Bresche hervorgerufen. Die dimensionslose Komponente f^* ist von der Breschenform abhängig und somit zeitlich variabel. Der dimensionslose Spitzenabfluss Q_p^* lässt sich darauffolgend nach Gleichung 5.11 definieren (vgl. Walder und O'Connor, 1997 und Walder *et al.*, 1997):

$$Q_p^* = \frac{Q_p}{g^{1/2} \Delta h_W^{5/2}} \quad (5.11)$$

Das Verhältnis zwischen dimensionslosem Speichervolumen $V_{S,0}^*$ und dimensionslosem Spitzenabfluss Q_p^* ist in der folgenden Abbildung 5.16 dargestellt. Dreiecke kennzeichnen die Speicher mit nichtlinearer Volumencharakteristik (Dreieckspeicher), Quadrate die Speicher mit linearer Charakteristik (Rechteckspeicher). In der Grafik sind die 18 anhand eines Vollmodells durchgeführten Versuche dargestellt, das heißt drei Versuche für jede Speicherkonfiguration. Das Diagramm verdeutlicht, dass der Spitzenabfluss mit zunehmendem Speichervolumen steigt. Bei gleichem Speicherinhalt sind die Spitzenabflüsse der Speicher mit nichtlinearer Kennlinie größer als bei den Speichern mit linearer Charakteristik. Die gemittelten dimensionslosen Spitzenabflüsse waren bei den Dreieckspeichern zwischen 33 % und 63 % höher als bei den Rechteckspeichern. Eine Verdopplung des Speichervolumens bewirkte eine Erhöhung des dimensionslosen Spitzenabflusses Q_p^* zwischen 42 % und 76 %.

Im Bereich der ausgeführten Modellversuche mit dimensionslosen Speichervolumen $V_{S,0}^*$ von ungefähr 50–300 kann näherungsweise eine lineare Anpassung für Speicher mit linearen Charakteristiken und Speicher mit nichtlinearen Charakteristiken angegeben werden. Für Rechteckspeicher ergibt sich die Anpassung mit $R^2 = 0,99$ zu:

$$y = 0,0013979x + 0,05118 \quad (5.12)$$

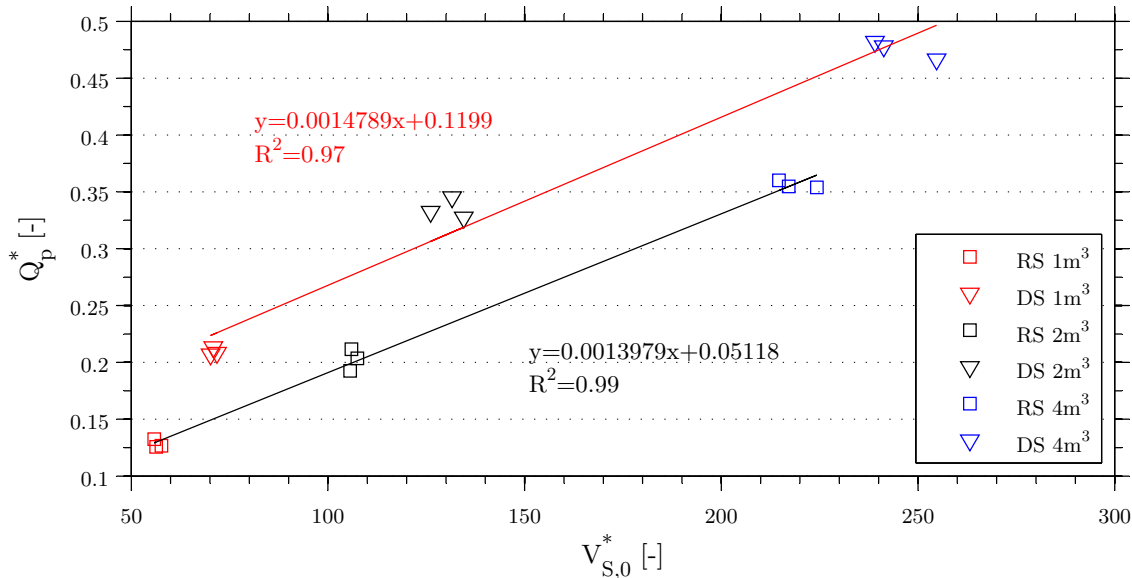


Abbildung 5.16: Dimensionslose Spitzenabflüsse über dimensionslose Speichervolumen mit Ausgleichsgeraden

Bei Dreieckspeichern ergibt sich die Ausgleichsgerade mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,97$ zu:

$$y = 0,0014789x + 0,1199 \quad (5.13)$$

Die Koeffizienten und Bestimmtheitsmaße der jeweiligen Ausgleichsgeraden sind auch in Abbildung 5.16 ersichtlich.

Da der Einfluss der Speicherform auf die Flutwelle mit zunehmendem Speicherinhalt immer geringer wird¹, müssten Funktionen, die aus den in Abbildung 5.16 dargestellten Werten abgeleitet werden, gegen einen unbekanntem Grenzwert streben. Eine solche Funktion könnte beispielsweise die Form $y = c(1 - e^{-bx})$ haben. In Abbildung 5.17 wurde beispielhaft jeweils eine Kurvenanpassung mit der genannten Funktion an die Ergebnisse der Versuche mit Rechteckspeichern beziehungsweise Dreieckspeichern dargestellt. Der horizontale Grenzwert c wurde willkürlich gewählt und könnte sowohl höher, als auch tiefer liegen. Die Achsen in dieser Abbildung sind logarithmisch skaliert, auf die Angabe der Funktionsparameter wurde bewusst verzichtet, da die Datengrundlage für die Ableitung signifikanter Funktionen nicht ausreichend ist.

¹ Bei einem hypothetisch betrachteten, unendlich großen Speicher wäre die Speicherform irrelevant, der Wasserstand im Speicher würde immer auf einem konstanten Wert verbleiben.

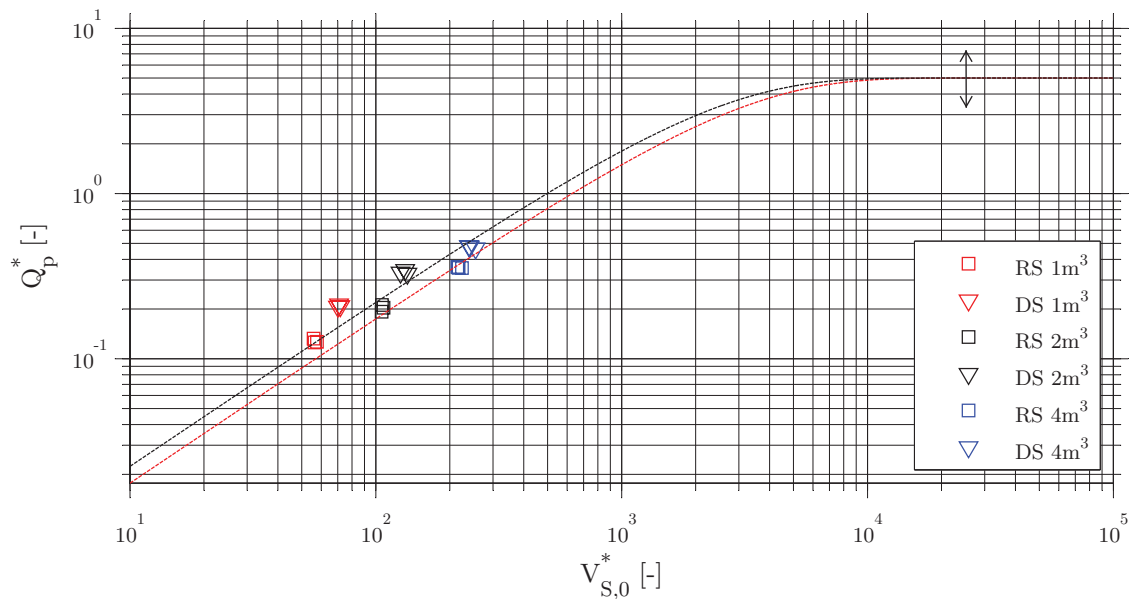


Abbildung 5.17: Dimensionslose Spitzenabflüsse über dimensionslose Speichervolumen mit Kurvenanpassung

5.5 Vergleichsrechnung

In diesem Unterkapitel werden allgemeine Grundlagen zur Berechnung von Damnbrüchen zusammengefasst. Danach wird mit einem einfachen Rechenmodell versucht die durchgeführten Modellversuche nachzurechnen. Ein genauerer Überblick über Dambruchmodelle wird beispielsweise in den Publikationen von Singh (1996), Zhu *et al.* (2004), de Wrachien und Mambretti (2009) oder Wahl (2010) gegeben.

5.5.1 Allgemeine Grundlagen zur Dambruchberechnung

Hydraulische Untersuchungen von Damnbrüchen und den daraus resultierenden Flutwellen umfassen im Wesentlichen drei Punkte:

- Prognose der Breschenentwicklung (Form, Breite, Höhe, zeitliche Entwicklung)
- Hydraulische Berechnung der Zuflüsse
- Hydraulische Berechnung des Breschenabflusses und der Flutwellenausbreitung im betroffenen Gebiet

Rechenmodelle für Dambruchuntersuchungen können empirische Modelle oder physikalisch basierte Modelle sein. Sie können analytisch oder numerisch gelöst werden. (vgl. Wallner *et al.*, 2013)

Empirische Modelle

Bei der empirischen Modellbildung wird das untersuchte System als Blackbox betrachtet, die innere Struktur und Wirkungsweise des Systems wird nicht berücksichtigt. Ausschließlich die Beziehung zwischen Eingangsdaten und Ausgabedaten wird durch eine Formel ausgedrückt. Bei empirischen Modellen werden statistisch abgeleitete Regressionsbeziehungen zur Abschätzung der Bruchcharakteristiken von Dämmen auf Basis historischer Versagensfälle oder von Versuchen verwendet. Die abgeleiteten Parameter sind beispielsweise die Breschenbreite, die generelle Breschengeometrie, der Böschungswinkel, der Spitzenabfluss und die Zeit des Versagens, unabhängige Variablen sind üblicherweise Speichervolumen, Dammhöhe, Wasserspiegel zu Beginn des Versagens, Dammtyp, Versagensmechanismus und Erodibilität des Materials. In Tabelle 5.3 sind exemplarisch einige empirische Modelle angeführt. Das Ziel dieser Verfahren ist meist die näherungsweise Bestimmung des maximalen Abflusses im Fall eines Dammbrochs, die gewonnenen Ergebnisse weisen jedoch sehr große Unsicherheiten auf. (Wahl, 1998 und Wahl, 2004) Die Modelle dienen einer schnellen Abschätzung von möglichen Abflussganglinien beim Vergleich verschiedener Anlagen, es muss jedoch überprüft werden, ob der untersuchte Fall auch mit den Dämmen, die als Basis für die Entwicklung der jeweiligen Formeln verwendet wurden, übereinstimmt.

Tabelle 5.3: Empirische Dammbrochmodelle

Quelle	Vorgeschlagene Beziehungen	Untersuchte Fälle
MacDonald und Langridge-Monopolis (1984)	$V_{Sed} = 0,0261 (V_S h_W)^{0,769}$ (Erdschüttdamm) $V_{Sed} = 0,00348 (V_S h_W)^{0,852}$ (anderer Damm) $t_f = 0,0179 V_{Sed}^{0,364}$ $Q_p = 1,154 (V_S h_W)^{0,41}$	42
Costa (1985)	$Q_p = 0,981 (h_D V_S)^{0,42}$	31
USBR (1988)	$b_{B,m} = 3 h_W$ $t_f = 0,011 b_{B,m}$ $Q_p = 19,1 h_W^{1,85}$	21
Froehlich (1995b)	$Q_p = 0,607 V_S^{0,295} h_W^{1,24}$	22

Mit der mittleren Breschenbreite $b_{B,m}$ in m, Speichervolumen V_S in m³, Wasserstand bezogen auf die Breschensohle h_W in m, erodiertem Dammmaterial V_{Sed} in m³, Versagenszeit t_f in Stunden, Maximalabfluss Q_p in m³/s und Dammhöhe h_D in m.

Physikalisch basierte Modelle

In der folgenden Tabelle 5.4 sind einige physikalisch basierte Modelle exemplarisch angeführt, die Abkürzung MPM steht darin für Meyer-Peter und Müller, eine ausführlichere Liste findet sich zum Beispiel in der Publikation von Wu (2011).

Physikalisch basierte Dammbrochmodelle vereinfachen oftmals den Breschenquerschnitt als Trapez, Rechteck oder Dreieck. Der Breschendurchfluss wird auf Basis von Überfallformeln zur Berechnung breitkroniger Wehre bestimmt, die Breschenentwicklung und endgültige Breschengeometrie sind oft vorgegeben. Die Herleitungen analytischer Modelle setzen teilweise

Tabelle 5.4: Physikalisch basierte Dammbrechmodelle

Modell	Breschen- morphologie	Abfluss	Sediment- transport	Lösung
NWS BREACH Fread (1988)	Trapez oder Rechteck	Wehrformel bzw. Abflussformel	MPM, modifiziert nach Smart	iterativ numerisch
DEICH-A Broich (1996)	Trapez	Wehrformel	MPM	analytisch
HR BREACH Morris (2009b)	Abhängig von Schubspannung	Wehrformel und 1D stationär, ungleichförmig	verschieden, kohäsiv und nicht kohäsiv	iterativ numerisch
WINDAM B Visser <i>et al.</i> 2010	Trapez oder Rechteck	Wehrformel	Parametrische Zusammen- hänge	iterativ numerisch
DEICH_N1 u. DEICH_N2 Broich (1996)	1D/2D Exner Gleichung	Flachwasser- gleichungen	verschiedene	1D/2D numerisch
Faeh 2007 Faeh (2007)	2D Exner Gleichung	2D Flachwasser- gleichungen	Formeln für Geschiebe und Schwebstoff	2D finite Volumen

signifikante Vereinfachungen voraus. Beispiele dafür sind die Approximation der Speicherinhaltslinie, eine starke Vereinfachung des Sedimenttransports an der Breschensohle und Ähnliches. Numerisch gelöste Modelle bieten daher meistens bessere Näherungen als analytische Modelle.

Neuere Entwicklungen beinhalten eindimensionale, tiefengemittelte zweidimensionale und dreidimensionale numerische Berechnungsmodelle basierend auf hydrodynamischen Gleichungen und Sedimenttransportgleichungen, dabei werden Dammbrechvorgänge auf einer detaillierteren Ebene modelliert.

Flutwellenausbreitung

Die Ausbreitung der Flutwelle im Unterwasserbereich kann je nach den durch die vorhandene Topographie vorgegebenen Anforderungen durch die Verwendung eindimensionaler oder zweidimensionaler, tiefengemittelter hydraulischer Modelle berechnet werden. Sie basieren meist auf der Lösung der St. Venant Gleichungen, das entspricht dem Aufstellen und lösen der Gleichungen für die Energiebilanz und die Massenbilanz. Eindimensionale Ansätze können die Ausbreitung der Flutwelle in seitlich begrenzten Querschnitten wie engen Tälern oder Kanälen mit ausreichender Genauigkeit und hoher Effizienz berechnen, bei komplexeren Geländesituationen wie zum Beispiel flachen Geländebeziehungen sind zweidimensionale Ansätze zu bevorzugen. Je nach Geländesituation können Klarwassermodelle ausreichend sein, eventuell kann auch die Verwendung von Murgangmodellen angebracht sein.

5.5.2 Rechenmodell

Das verwendete Rechenmodell geht von einem Homogendamm mit vorgegebener trapezförmiger Initialbresche aus. Mit Hilfe der Überfallformel nach Poleni wird der durch die Bresche fließende Abfluss bei einem vollkommenen Überfall, und daraus der Sedimenttransport in der Bresche nach Smart und Jaeggi (1983) berechnet. Daraus ergibt sich wiederum die neue Breschengeometrie für den nächsten Zeitschritt. Die Bresche entwickelt sich in dem Modell in Abhängigkeit vom Sedimenttransport in die Tiefe und entsprechend einem Aufweitungsfaktor a in die Breite (siehe Abbildung 5.18). Die Breschensohle bleibt dabei stets horizontal. Eingangsgrößen für die Berechnung sind die Dammgeometrie, die Geometrie der Initialbresche, die Speichercharakteristik und die jeweiligen Materialkennwerte. (vgl. Broich, 1996)

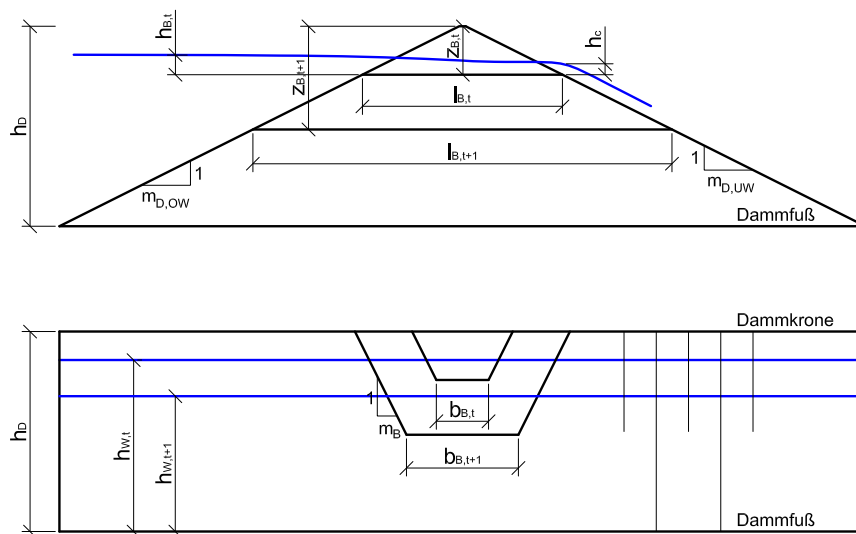


Abbildung 5.18: Breschenentwicklung beim Dammbrechmodell nach Broich

Näherungsalgorithmus

- Zeitschritt 1
 - Annahme einer Initialbresche
 - Breschenabfluss nach Poleni bei vollkommenem Überfall
 - Geschiebetransport nach Smart und Jaeggi
 - Neue Breschentiefe und Breschenbreite
- Zeitschritt 2 und weitere Zeitschritte
 - Ausgehend von zuvor berechneter neuer Breschengeometrie
 - Weiter wie in Zeitschritt 1

Der Ablauf der Berechnung wird im Folgenden detailliert beschrieben:

Rechengang zum Zeitpunkt $t=0$

$$\Delta z_B = \Delta z_{B,0} \quad \text{Tiefe der Initialbresche} \quad (5.14)$$

$$b_B = b_{B,0} \quad \text{Breite der Initialbresche} \quad (5.15)$$

$$V_S = V_{S,0} \quad \text{Speichervolumen zum Zeitpunkt } t=0 \quad (5.16)$$

$$h_W = f(V_S) \quad \text{Speicherpegel in Abhängigkeit von } V_S \quad (5.17)$$

$$z_B = z_{B,0} \quad \text{Tiefe der Bresche von der Dammkrone aus} \quad (5.18)$$

$$h_B = h_W - (h_D - z_B) \quad \text{Tiefe der Bresche vom Wasserstand aus} \quad (5.19)$$

$$b_{B,K} = b_B + 2 z_B m_B \quad \text{Breschenbreite auf Kronenhöhe} \quad (5.20)$$

$$b_{B,WS} = b_B + 2 h_B m_B \quad \text{Breschenbreite auf Höhe des Wasserspiegels} \quad (5.21)$$

$$b_{B,m} = \frac{b_B + b_{B,WS}}{2} \quad \text{mittlere Breschenbreite} \quad (5.22)$$

$$A_B = \frac{b_B + b_{B,K}}{2} z_B \quad \text{Breschenquerschnitt} \quad (5.23)$$

$$A_Q = b_{B,m} h_B \quad \text{Durchflussquerschnitt} \quad (5.24)$$

$$U_Q = b_B + 2 h_B \sqrt{1 + m_B^2} \quad \text{benetzter Umfang} \quad (5.25)$$

$$Q_B = \frac{2}{3} \mu b_{B,m} \sqrt{2g} h_B^{\frac{3}{2}} \quad \text{Breschenabfluss nach Poleni} \quad (5.26)$$

$$R_h = \frac{A_Q}{U_Q} \quad \text{hydraulischer Radius} \quad (5.27)$$

$$v_B = \frac{Q_B}{A_Q} \quad \text{Fließgeschwindigkeit in der Bresche} \quad (5.28)$$

$$I_E = \left(\frac{v_B}{k_{St} R_h^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad \text{Energiegefälle in der Bresche} \quad (5.29)$$

Auf Basis dieser Rechenschritte kann der Geschiebetransport nach Smart und Jaeggi (vgl. Smart und Jaeggi, 1983, S. 49) berechnet werden.

$$q_b = \frac{4}{\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1} (d_{90}/d_{30})^{0,2} q I_E^{1,6} \left(1 - \frac{\theta_{cr} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right) d_m}{h_B I_E} \right) \quad (5.30)$$

Mit einem kritischen Shields-Faktor beim Transportbeginn von $\theta_{cr} = 0,05$ kann mit der Breschenlänge l_B

$$l_B = l_K + z_B m_{D,ow} + z_B m_{D,uv} \quad (5.31)$$

die Entwicklung der Breschentiefe als Ausgangswert für den nächsten Zeitschritt berechnet werden.

$$\Delta z_B = \frac{q_b}{l_B} \Delta t \quad (5.32)$$

Die Breschenaufweitung ergibt sich aus der Tiefenentwicklung mit dem Aufweitungsfaktor a , dem Verhältnis zwischen Sohlaufweitung und Seitenaufweitung. (vgl. Broich, 2003)

$$a = \frac{\Delta b_B}{\Delta z_B} = \frac{2}{\tan(\varphi)} \quad (5.33)$$

Für die kommenden Zeitschritte wird danach wie folgt weitergerechnet:

Rechengang Zeitschritt $t = 0 + \Delta t$ bis t_{max}

$$\Delta z_B = \Delta z_{B,t-1} \quad (5.34)$$

$$V_S = V_{S,t-1} - Q_{B,t-1} \Delta t \quad (5.35)$$

$$h_W = f(V_S) \quad (5.36)$$

$$z_B = z_{B,t-1} + \Delta z_B \quad (5.37)$$

$$h_B = h_W - (h_D - z_B) \quad (5.38)$$

$$b_B = b_{B,t-1} + 2 z_{B,t-1} m_B + 2 \Delta z_{B,t-1} a - 2 z_B m_B \quad (5.39)$$

5.5.3 Ergebnisse der Berechnungen

Das verwendete Rechenmodell stellt eine starke Vereinfachung des im Zuge der Versuche beobachteten Bruchvorgangs dar. Der Überfallbeiwert μ wurde bei den Berechnungen konstant auf 1 gesetzt, tatsächlich ist dieser von der momentanen Bruchform abhängige Wert zeitlich variabel. Die Berechnung sollte zeigen, inwieweit mit relativ einfachen Mitteln eine Berechnung des progressiven Dammbrochs möglich wäre. Das Modell reagiert sehr sensibel auf Veränderungen einiger Parameter, wie zum Beispiel des Rauigkeitsbeiwerts k_{St} und des Aufweitungsfaktors a . Die Erhöhung von a beziehungsweise von k_{St} bewirkt jeweils eine Verminderung des Spitzenabflusses.

Die Ergebnisse der Nachrechnung der Dammbbruchversuche mit dem eben beschriebenen Modell sind in den folgenden Abbildungen 5.19 bis 5.24 dargestellt. Um eine möglichst gute Übereinstimmung der aus dem Dammbbruch resultierenden Flutwelle zwischen den Versuchsdaten

und den Berechnungen zu erzielen wurde die Rauigkeit k_{St} und der Aufweitungsfaktor a angepasst. Außerdem wurden die Versuche mit einem fixen Parametersatz mit $k_{St} = 27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und $a = 2$ nachgerechnet. Die gewählten Parameter und die Abweichungen der Berechnung von den Versuchsdaten bezüglich der Spitzenabflusswerte sind in den Tabellen 5.5 und 5.6 zusammengefasst. In den Diagrammen sind die Versuchsergebnisse strichliert dargestellt, die Ergebnisse des Rechenmodells mit durchgezogenen Linien.

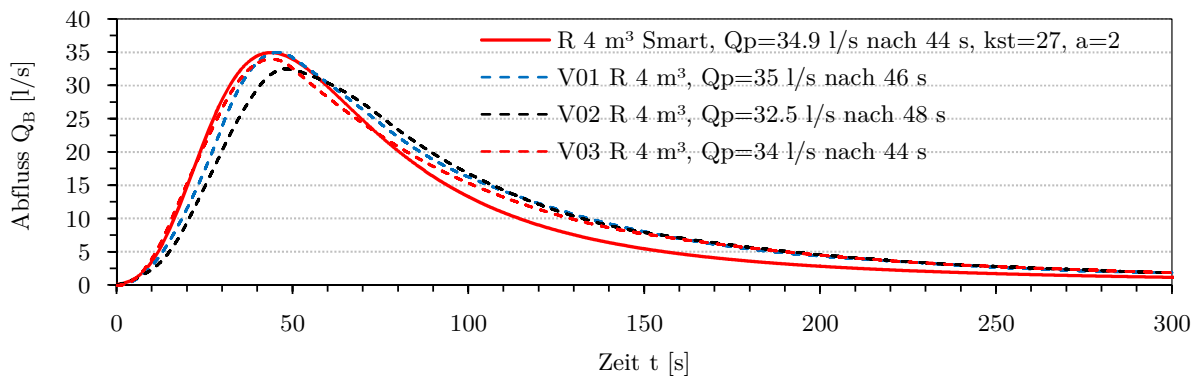


Abbildung 5.19: Rechenergebnisse 4 m³ Rechteckspeicher

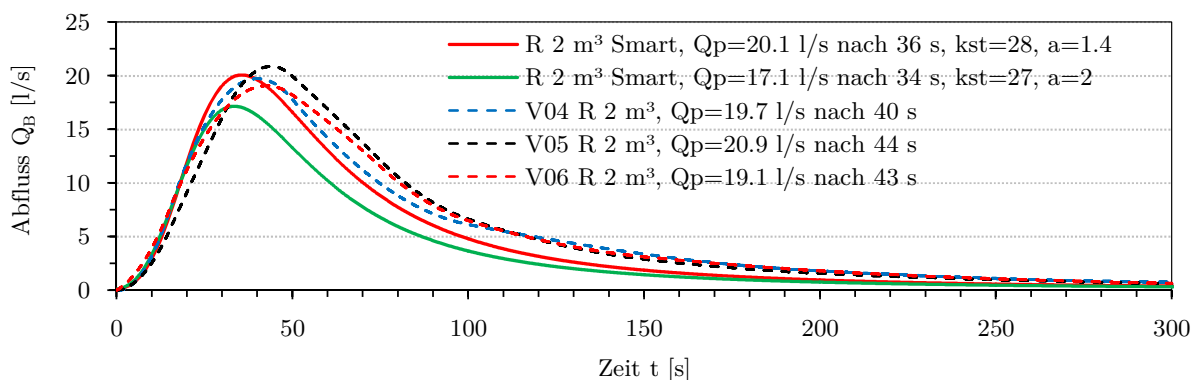


Abbildung 5.20: Rechenergebnisse 2 m³ Rechteckspeicher

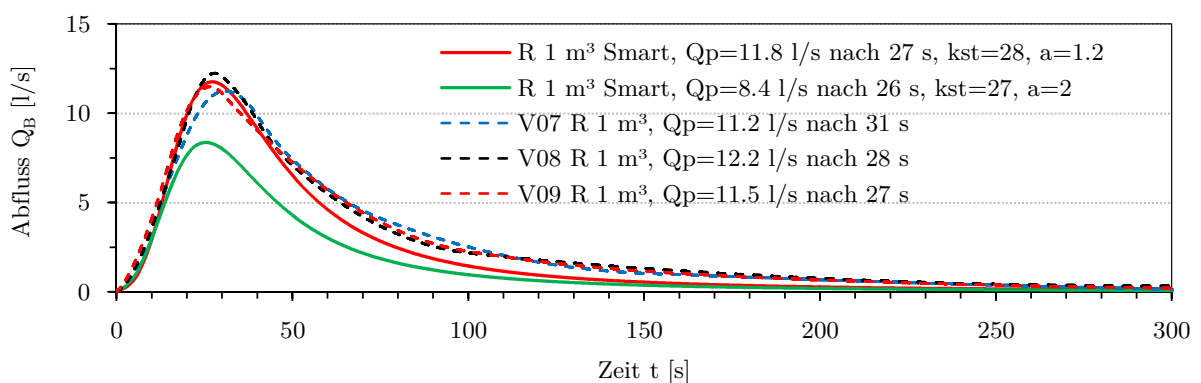
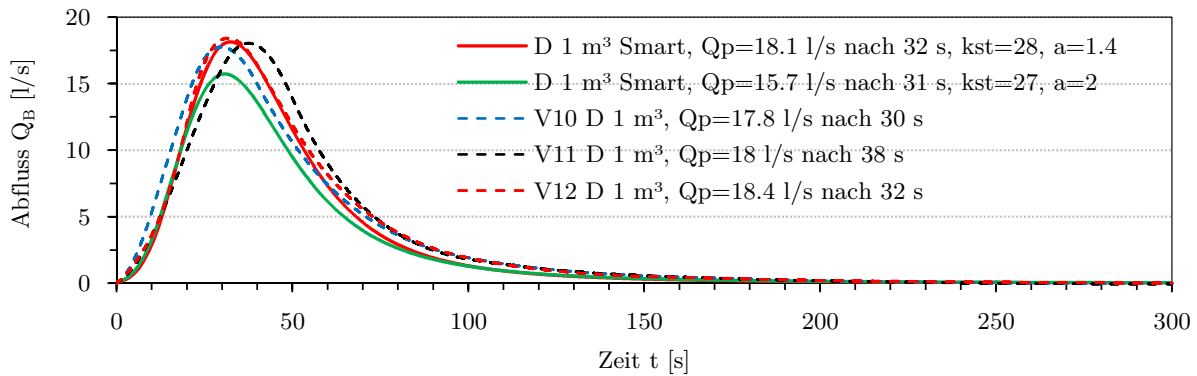
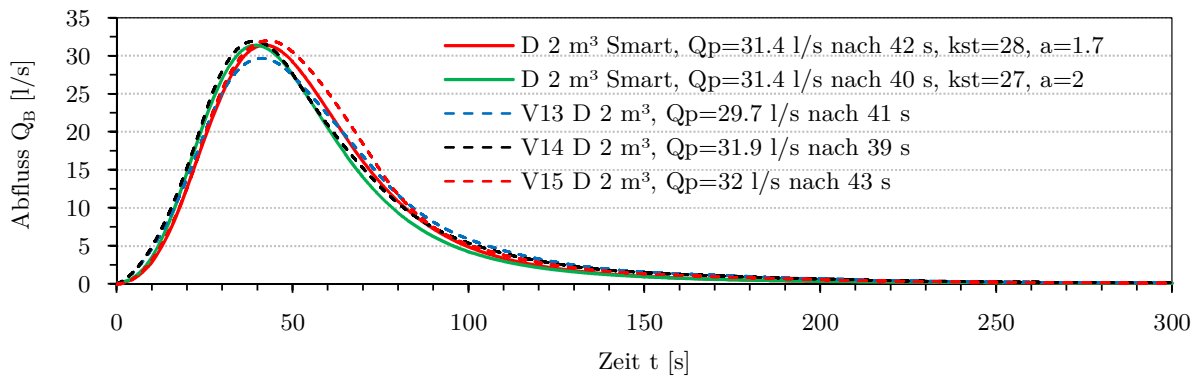
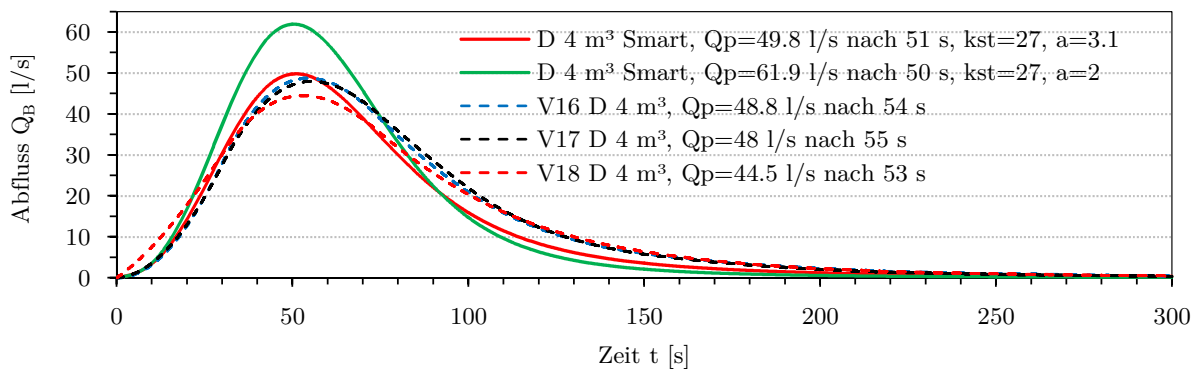


Abbildung 5.21: Rechenergebnisse 1 m³ Rechteckspeicher

Abbildung 5.22: Rechenergebnisse 1 m³ DreieckspeicherAbbildung 5.23: Rechenergebnisse 2 m³ DreieckspeicherAbbildung 5.24: Rechenergebnisse 4 m³ Dreieckspeicher

Die beste Übereinstimmung wurde mit k_{St} Werten von $27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ beziehungsweise $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und Aufweitungsfaktoren zwischen 1,2 und 3,1 erreicht. (siehe Tabelle 5.5) Der Überfallbeiwert betrug immer 1. Die Anpassungen der Parameter a und k_{St} wurden nur auf Basis der Breschenabflusskurven vorgenommen. Je nachdem welche der in Abbildung 4.36 dargestellten Breiten man als Referenz verwendet, liegen die aus dem Endzustand nach den Versuchen zurückgerechneten Aufweitungsfaktoren ungefähr zwischen 1 und 4,7 und liegen damit im Bereich der im Rechenmodell verwendeten. Größere Speichervolumen führten zu größeren Endbreschen und Speicher mit nichtlinearer Charakteristik (Dreieckspeicher) führten im Verhältnis zu den Speichern mit linearer Charakteristik (Rechteckspeicher) zu größeren Breschenabmessungen.

Tabelle 5.5: Zusammenfassung der Ergebnisse der Dammbrechberechnungen, Teil 1, Beste Anpassung

V_S [m ³]	n [-]	Q_p Smart [l/s]	t_p Smart [s]	k_{St} [m ^{1/3} /s]	a [-]	ΔQ_p [l/s]	ΔQ_p [%]	Δt_p [s]	Δt_p [%]
4	1	34,9	44	27	2,0	1,2	3,6	-2	-4,3
2	1	20,1	36	28	1,4	0,3	1,3	-6	-14,3
1	1	11,8	27	28	1,2	0,2	1,9	-1	-3,6
1	2	18,1	32	28	1,4	0,4	2,1	-1	-3,0
2	2	31,4	42	28	1,7	0,3	1,0	1	2,4
4	2	49,8	51	27	3,1	2,7	5,8	-3	-5,6

Die Berechnungen mit festem Rauigkeitsbeiwert und Aufweitungsfaktor, dabei wurde $k_{St} = 27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und $a = 2$ gesetzt, ergaben bei der Speicherkonfiguration mit dem geringsten Spitzenabfluss (Rechteckspeicher mit 1 m^3 Volumen) eine Unterschätzung um circa 28 %, beim Speicher mit dem größten Spitzenabfluss (4 m^3 Dreieckspeicher) eine Überschätzung um etwa 32 %. (siehe Tabelle 5.6)

Tabelle 5.6: Zusammenfassung der Ergebnisse der Dammbrechberechnungen, Teil 2, Feste Parameter

V_S [m ³]	n [-]	Q_p Smart [l/s]	t_p Smart [s]	k_{St} [m ^{1/3} /s]	a [-]	ΔQ_p [l/s]	ΔQ_p [%]	Δt_p [s]	Δt_p [%]
4	1	34,9	44	27	2	1,2	3,6	-2	-4,3
2	1	17,1	34	27	2	-2,7	-13,8	-2	-19,0
1	1	8,4	26	27	2	-3,2	-27,5	-2	-7,1
1	2	15,7	31	27	2	-2,0	-11,5	-2	-6,1
2	2	31,4	40	27	2	0,3	1,0	-1	-2,4
4	2	61,9	50	27	2	14,8	31,5	-4	-7,4

Das Modell ist durch Anpassung der Parameter a und k_{St} in der Lage, die Abflusskurven der Versuche ungefähr zu reproduzieren. Die Eignung des Modells zur Prognose von Bruchereignissen ist allerdings aufgrund fehlender Einblicke in die Zusammenhänge von Modellparametern und Materialparametern stark eingeschränkt.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit sollte neue Einblicke bezüglich des Einflusses von Speichergeometrie und Speichergröße auf die Flutwelle beim durch Überströmen hervorgerufenen progressiven Dammerosionsbruch liefern. Zu diesem Zweck wurde eine Serie hydraulischer Modellversuche im Wasserbaulabor der Technischen Universität Wien durchgeführt. Sämtliche Versuche wurden mit einem 0,31 m hohen, homogenen Sanddamm aus kohäsionslosem Material errichtet. Der Modelldamm war 2 m lang bei Böschungsneigungen von 1:2 und einer Kronenbreite von 0,01 m. Die insgesamt sechs unterschiedlichen getesteten Speicherkonfigurationen unterschieden sich hinsichtlich ihrer Geometrie und ihres Volumens. Es wurden Speicher mit linearen und nichtlinearen Charakteristiken¹ mit drei unterschiedlichen Speichergrößen von 4 m³, 2 m³ und 1 m³ untersucht. Um die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse beurteilen zu können, wurde jede Speicherkonfiguration mit drei unabhängigen Versuchen getestet. Die Messung der wesentlichen Versuchsparameter erfolgte durch Wasserspiegelmessung im Speicher und im Unterwasserbereich des Dammes, sowie im unterhalb der Aufstandsfläche angeordneten Drainagetank. Zur Erfassung des erodierten Dammmaterials war unterwasserseitig eine Sedimentfalle angeordnet. Sämtliche Versuche wurden außerdem mit einem eigens entwickelten optischen Messsystem auf Basis des Microsoft Kinect Sensors, genannt Diketracker, erfasst und mit Videokameras aus unterschiedlichen Positionen aufgezeichnet. Das Diketrackersystem erlaubt zum jetzigen Zeitpunkt qualitative Aussagen zur zeitlichen Entwicklung der Bresche. Bei einer erfolgreichen Weiterentwicklung des Systems könnten in Zukunft zusätzliche, detailliertere Auswertungen zur zeitlichen und räumlichen Entwicklung der Bresche erfolgen. Ein einfaches Rechenmodell erlaubte nach Kalibrierung wesentlicher Parameter zwar eine ungefähre Reproduktion der Versuchsergebnisse, ein Einsatz des Modells zu Prognosezwecken bedarf allerdings zusätzlicher Untersuchungen zur Klärung der Zusammenhänge zwischen Materialparametern und Modellparametern.

6.1 Allgemeiner Bruchvorgang

Jeder Versuchsdamm war mit einer 0,02 m tiefen, dreiecksförmigen Initialbresche in der Mitte der Dammkrone versehen. Die Breschenbreite auf Kronenhöhe betrug zu Beginn jedes Experiments 0,04 m. Das Überströmen dieser Bresche wurde durch das Füllen des Speichers bei linear ansteigendem Wasserspiegel innerhalb von 300 s bis zu einem Wasserstand von 0,3 m im Speicher erreicht. Zu diesem Zeitpunkt wurde die Initialbresche mit 0,01 m Überdeckung durchströmt und es begann sich ein durchgängiger Erosionskanal an der luftseitigen Dammböschung auszubilden. Nach Erreichen des Zielwasserstandes erfolgte keine weitere Wasserzufuhr in den Speicher. Dies

¹ Das heißt Rechteckspeicher und Dreieckspeicher bezogen auf den Längsschnitt durch das Modell.

ermöglichte die Berechnung des Breschenabflusses nur auf Basis der Wasserstände im Speicher und innerhalb des unter dem Modelldamm angeordneten Drainagetanks.

Die Zeitspanne vom Beginn der Überströmung bis zum Vorhandensein eines durchgängigen Erosionskanals dauerte bei den Versuchen unterschiedlich lange. Um sie miteinander vergleichen zu können wurde daher der Zeitpunkt der ersten Nullabweichung der im Unterwasserbereich angeordneten Sedimentfalle als Startzeitpunkt definiert und die folgenden 300 s des jeweiligen Versuchs ausgewertet.

In der ersten Phase des Dammbrochs kommt es zu einer leichten Vergrößerung des Erosionskanals in der Breite, in Tiefenrichtung wird der Damm am unterwasserseitigen Dammfuß sehr bald bis zur Aufstandsfläche erodiert, dieser Bereich wird im späteren Verlauf des Bruchs wieder mit Material von der Oberwasserseite aufgefüllt. Im Grundriss beginnt sich eine charakteristische Sanduhrform der Bresche, ähnlich einem Minimumenergiekanal, auszubilden. Entlang der benetzten Fläche der Bresche kommt es zu einer kontinuierlichen Erosion in Breitenrichtung und Tiefenrichtung, die oberhalb des Wasserspiegels liegenden Breschenflanken werden dadurch unterschritten und brechen bei Erreichen eines kritischen Zustandes intermittierend nach.¹ Ein guter Eindruck vom Verlauf des Versagens wird auch durch die Bildsequenzen der Dammbrochversuche, besonders durch die Sequenzen der Halbmodelle, in Anhang B vermittelt.

6.2 Einfluss der Speichergröße

Die Versuche zeigen eindeutig, dass das Speichervolumen einen großen Einfluss auf den Maximalwert der resultierenden Dammbrochflutwelle hat.

Das Verhältnis der Spitzenabflüsse bei Speichern mit linearen Charakteristiken betrug zwischen 4 m³ und 2 m³ Speicherinhalt rund 1,7. Dieses Verhältnis stellte sich auch zwischen Speichern mit 2 m³ und 1 m³ Volumen ein. Eine Verdopplung des Speichervolumens hatte also eine Erhöhung des Spitzenabflusses um rund 70 % zur Folge.

Bei Versuchen mit Speichern mit nichtlinearen Charakteristiken stellte sich ein Quotient von 1,5 zwischen 4 m³ und 2 m³ Speichervolumen und ein Quotient von 1,76 zwischen 2 m³ und 1 m³ Speicherinhalt ein, das heißt eine Verdopplung des Speichervolumens führte bei Dreieckspeichern zu einer Erhöhung des Spitzenabflusses zwischen 50 % und 76 %.

6.3 Einfluss der Speicherform

Auch bezüglich der Speichergeometrie beziehungsweise der Speichercharakteristik konnte ein starker Einfluss auf die resultierende Dammbrochflutwelle beobachtet werden. In dieser Arbeit

¹ Obwohl der verwendete Sand im trockenen Zustand kohäsionslos ist, kommt es durch den Kontakt mit Wasser und der daraus resultierenden Scheinkohäsion im Verlauf des Versagens zu vertikalen beziehungsweise überhängenden Breschenflanken.

wurden Speicher mit Formbeiwerten von $n = 1$ und $n = 2$ nach Gleichung 3.21 auf Seite 30 untersucht.

Die Spitzenwerte der Abflüsse waren bei gleichem Speichervolumen bei Speichern mit nicht-linearen Charakteristiken immer größer als bei Speichern mit linearen Charakteristiken. Die Verhältnisse der Maximalabflüsse zwischen Dreieckspeichern und Rechteckspeichern betragen bei 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 Speichervolumen 1,4, 1,6 und 1,5. Die unterschiedlichen Speicherformen verursachten also Unterschiede der Spitzenabflüsse zwischen 40 % und 60 %. Bis zum Erreichen der jeweiligen Maximalwerte verlaufen die Abflusskurven annähernd parallel, danach verläuft die Abnahme der Abflusskurven bei Speichern mit linearer Charakteristik im Verhältnis zu Speichern mit nichtlinearer Charakteristik wesentlich flacher.

Mit zunehmender Speichergröße wird der Einfluss der Speichergeometrie auf die Flutwelle immer geringer. Den Extremfall stellt ein hypothetischer Speicher mit unendlich großem Volumen dar, dessen Wasserspiegel auch bis zur vollständigen Erosion des gesamten Dammkörpers nicht absinken würde. Bei kleineren Speicherinhalten können sich jedoch in Abhängigkeit von der Speicherform durchaus signifikante Unterschiede hinsichtlich der Dammbuchwellen ergeben, welche im Zuge von Berechnungen zur Risikoabschätzung jedenfalls berücksichtigt werden sollten.

6.4 Forschungsbedarf

In der durchgeführten Arbeit wurde das Hauptaugenmerk auf die Einflüsse von Speichergröße und Speicherform auf die Flutwelle beim Dammbuch durch Überströmen gelegt. Der Variation der Parameter waren allerdings, zum Beispiel durch die räumlichen Randbedingungen im Wasserbaulabor, relativ enge Grenzen gesetzt. Zukünftige Untersuchungen zur Erweiterung der bereits vorhandenen Daten könnten Modellfamilien zur Untersuchung von Maßstabeffekten, größere Speichervolumen oder auch Speicher mit Formbeiwerten $n > 2$ behandeln.

Auch wurden andere Parameter, welche den Versagensprozess ebenfalls stark beeinflussen, in den Versuchen nicht berücksichtigt, um die untersuchten Parameter möglichst isoliert betrachten zu können. Solche anderen Parameter mit wesentlichem Einfluss auf den Bruchvorgang sind beispielsweise das Dammmaterial, vor allem im Hinblick auf die Erodibilität des Materials, welche die Breschenentwicklung wesentlich mitbestimmt, und die Dammgeometrie beziehungsweise der Dammaufbau. Dämme mit Dichtsystemen, seien es Kerndichtungen oder Oberflächendichtungen, unterscheiden sich in ihrem Bruchverhalten wesentlich von Homogendämmen.

Durch eine Kalibrierung und Weiterentwicklung des Diketracker Messsystems könnten zukünftige Modellfamilien auch hinsichtlich der räumlichen und zeitlichen Breschenentwicklung besser erfasst werden, was zusätzliche Einblicke in den Versagensprozess ermöglichen würde. Das würde die vorhandene Datenbasis erweitern und noch weitreichendere Möglichkeiten zur Kalibrierung und Validierung von Rechenmodellen eröffnen.

Liste der verwendeten Formelzeichen

Zeichen	Name	Einheit	Dimension
a	Aufweitungsfaktor	[-]	-
b_B	Breite der Bresche	[m]	L
b_K	Breite der Dammkrone	[m]	L
$b_{B,m}$	Mittlere Breschenbreite	[m]	L
d	Korndurchmesser	[mm]	L
d_{XY}	Korndurchmesser bei XY prozentigem Siebdurchgang	[mm]	L
d_m	Mittlerer Korndurchmesser	[mm]	L
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]	L T ⁻²
h_c	kritische Fließtiefe	[m]	L
h_{drain}	Wasserspiegel im Drainagetank	[m]	L
h_D	Dammhöhe	[m]	L
$h_{D,0}$	Initiale Dammhöhe	[m]	L
h_W	Wassertiefe im Speicher	[m]	L
$h_{W,0}$	Initiale Wassertiefe im Speicher	[m]	L
k_{St}	Strickler-Beiwert	[m ^{1/3} /s]	L ^{1/3} T ⁻¹
l_D	Dammlänge	[m]	L
l_S	Speicherlänge	[m]	L
m	Masse	[kg]	M
m_B	Neigung der Breschenflanken 1: m_B	[-]	-
m_d	Masse der getrockneten Zylinderprobe	[kg]	M
m_f	Masse der feuchten Zylinderprobe	[kg]	M
m_o	Oberwasserseitige Böschungsneigung 1: m_o	[-]	-
m'_{Sed}	Sedimentmasse unter Auftrieb	[kg]	M
m_u	Unterwasserseitige Böschungsneigung 1: m_u	[-]	-
n	Speicherformbeiwert	[-]	-
n_{Sed}	Porenanteil des Dammmaterials	[-]	-
p	Druck	[N/m ²]	M L ⁻¹ T ⁻²
q	Spezifischer Durchfluss	[(m ³ /s)/m]	L ² T ⁻¹

Zeichen	Name	Einheit	Dimension
t	Zeit	[s]	T
t_f	Versagenszeit in Stunden	[h]	T
t_p	Zeitpunkt des Spitzenabflusses	[s]	T
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]	L T ⁻¹
v_*	Schubspannungsgeschwindigkeit	[m/s]	L T ⁻¹
A	Fläche	[m ²]	L ²
C_c	Krümmungszahl	[-]	-
C_u	Ungleichförmigkeitszahl	[-]	-
E	Elastizitätsmodul	[N/m ²]	M L ⁻¹ T ⁻²
Eu	Euler-Zahl	[-]	
F_D	Druckkraft	[N] [kg m/s ²]	MLT ⁻²
F_E	Elastizitätskraft	[N] [kg m/s ²]	MLT ⁻²
F_K	Kapillarkraft	[N] [kg m/s ²]	MLT ⁻²
F_S	Schwerkraft	[N] [kg m/s ²]	MLT ⁻²
F_T	Trägheitskraft	[N] [kg m/s ²]	MLT ⁻²
F_Z	Reibungskraft	[N] [kg m/s ²]	MLT ⁻²
Fr	Froude-Zahl	[-]	-
Fr_*	Froude-Zahl des Korns	[-]	-
G	Gewichtskraft	[N] [kg m/s ²]	MLT ⁻²
I	Sohlgefälle	[-]	-
I_E	Energiegefälle	[-]	-
L	Charakteristische Länge	[m]	L
Ma	Mach-Zahl	[-]	-
Mo	Mosonyi-Kovacs-Zahl	[-]	-
Q	Durchfluss	[m ³ /s]	L ³ T ⁻¹
Q_B	Breschendurchfluss	[m ³ /s]	L ³ T ⁻¹
Q_i	Zufluss in den Speicher	[m ³ /s]	L ³ T ⁻¹
Q_{drain}	Drainagedurchfluss	[m ³ /s]	L ³ T ⁻¹
Q_p	Spitzenabfluss	[m ³ /s]	L ³ T ⁻¹
Q_p^*	Dimensionsloser Spitzenabfluss	[-]	-
Q_{Sed}	Sedimenttransportrate	[m ³ /s]	L ³ T ⁻¹
R_h	Hydraulischer Radius	[m]	L
Re	Reynolds-Zahl	[-]	-

Zeichen	Name	Einheit	Dimension
Re_*	Reynolds-Zahl des Korns	[-]	-
U	Benetzter Umfang	[m]	L
V_B	Ausfließendes Wasservolumen	[m ³]	L ³
V_S	Speichervolumen	[m ³]	L ³
$V_{S,0}$	Initiales Speichervolumen	[m ³]	L ³
$V_{S,0}^*$	Dimensionsloses Speichervolumen	[-]	-
V_{Sed}	Erodiertes Sedimentvolumen	[m ³]	L ³
V_{Zyl}	Volumen des Probezylinders	[m ³]	L ³
We	Weber-Zahl	[-]	-
γ	Spezifisches Gewicht, Wichte	[N/m ³]	M L ⁻² T ⁻²
γ_s	Feststoffwichte	[N/m ³]	M L ⁻² T ⁻²
γ_w	Flüssigkeitswichte	[N/m ³]	M L ⁻² T ⁻²
θ	Shields-Parameter	[-]	-
λ	Längenmaßstab	[-]	-
λ_F	Kräftemaßstab	[-]	-
λ_t	Zeitmaßstab	[-]	-
λ_v	Geschwindigkeitsmaßstab	[-]	-
μ	Dynamische Viskosität	[N s/m ²]	M L ⁻¹ T ⁻¹
ν	Kinematische Viskosität	[m ² /s]	L ² T ⁻¹
σ	Oberflächenspannung	[kg/s ²] [N/m]	M T ⁻²
ρ	Dichte	[kg/m ³]	M L ⁻³
ρ'	Dichte unter Auftrieb	[kg/m ³]	M L ⁻³
ρ_s	Feststoffdichte	[kg/m ³]	M L ⁻³
ρ_w	Flüssigkeitsdichte	[kg/m ³]	M L ⁻³
τ	Schubspannung	[N/m ²]	M L ⁻¹ T ⁻²
τ_0	Sohlschubspannung, Schleppspannung	[N/m ²]	M L ⁻¹ T ⁻²
φ	Reibungswinkel des Dammmaterials	[°]	-

Literaturverzeichnis

- Al-Riffai, M., Nistor, I. und Bartens, T. (2011), Dam breaching experiments using scale series. In *20th Canadian Hydrotechnical Conference, Ottawa, ON, Canada, 14–17 June 2011*, Band 4, S. 3312–3322.
- AlQaser, G. und Ruff, J. F. (1993), Progressive failure of an overtopped embankment. In *Proceedings of the National Conference on Hydraulic Engineering, San Francisco, CA, USA, 25–30 July 1993*, Band 2, S. 1957–1962.
- Bechteler, W. und Broich, K. (1991), Effects in dam-break modeling. In *24th Congress of the International Association of Hydraulic Research (IAHR), Madrid, Spain, 9–13 September 1991*, S. A189–A200.
- Bechteler, W. und Kulisch, H. (1994), Physical 3D-Simulations of Erosion-Caused Dam-Breaks. In *International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Trento, Italy, 4–7 October 1994*, ohne Seitenzählung.
- BMLFUW (2006a), Hochwasserschutz in Österreich, Flood protection in Austria. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, [abgerufen am 23.5.2014], URL http://www.bmlfuw.gv.at/wasser/schutz_vor_naturgefahren/hws_in_oe.html.
- BMLFUW (2006b), *Technische Richtlinien für die Bundeswasserbauverwaltung, RIWA-T gemäß § 3 Abs. 2 WBFG Fassung 2006*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.
- BMLFUW (2009), *Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.
- BMLFUW (2011), Hochwassersituation am 6. bis 8. August 2006 in Österreich. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, [abgerufen am 23.5.2014], URL http://www.bmlfuw.gv.at/wasser/wasser-oesterreich/wasserkreislauf/hydrograph_charakt_extrema/Hochwasser-6-8-8.html.
- Bornschein, A. (2014), Breschenentwicklung bei Dämmen mit Dichtungen. In *37. Dresdner Wasserbaukolloquium 2014, Simulationsverfahren und Modelle für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Dresden, DE, 13.–14. März 2014*, S. 303–312.
- Bornschein, A. und Pohl, R. (2003), Versagen eines Talsperrendammes infolge Überströmung - Das Hochwasserrückhaltebecken Glashütte. *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen*, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Heft 26, S. 27–38.

- Broich, K. (1996), *Computergestützte Analyse des Dammerosionsbruchs*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen, Lehrstuhl für Hydromechanik und Hydrologie, Labor für Hydromechanik und Wasserbau.
- Broich, K. (2003), Verfahren zur hydraulischen Berechnung von Damm- und Deichbrüchen. In R. Hermann und J. Jensen (Herausgeber), *Nationales Symposium Sicherung von Dämmen und Deichen - Handbuch für Theorie und Praxis. 7.2.2003*, Universität Siegen, ohne Seitenzählung, [abgerufen am 25.3.2014], URL http://www.impact-project.net/publications/wp2_pub4.pdf.
- Buffington, J. M. (1999), The Legend of A. F. Shields. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125:376–386.
- Buffington, J. M. und Montgomery, D. R. (1997), A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel-bedded rivers. *Water Resources Research*, 33:1993–2029.
- Chanson, H. (1999), *The Hydraulics of Open Channel Flow, An Introduction*. Arnold.
- Chinnarasri, C., Jirkitlerd, S. und Wongwises, S. (2004), Embankment Dam Breach and its Outflow Characteristics. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 21:247–264.
- Chinnarasri, C., Tinsanchali, T., Weeaskul, S. und Wongwises, S. (2003), Flow Patterns and Damage of Dike Overtopping. *International Journal of Sediment Research*, 18:301–309.
- Clarke, G. K. C. (1982), Glacier outburst floods from "Hazard Lake", Yukon Territory, and the problem of flood magnitude prediction. *Journal of Glaciology*, 28:3–21.
- Coleman, S., Andrews, D. und Webby, M. (2002), Overtopping Breaching of Noncohesive Homogeneous Embankments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128:829–838.
- Coleman, S. E., Jack, R. C. und Melville, B. W. (1997), Overtopping breaching of noncohesive embankment dams. In *Proceedings of the 1997 27th Congress of the International Association of Hydraulic Research, IAHR. Part D, San Francisco, CA, USA, 10–15 August 1997*, S. D42–D47.
- Coleman, S. E., Webby, M. G. und Andrews, D. P. (2004), Closure to 'Overtopping Breaching of Noncohesive Homogeneous Embankments'. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130:374–376.
- Costa, J. E. (1985), Floods from Dam Failures. Open-File Rep. 85-560, United States Department of the Interior Geological Survey, USGS, Denver, CO.
- de Wrachien, D. und Mambretti, S. (Herausgeber) (2009), *Dam-break Problems, Solutions and Case Studies*. WIT Press.
- Dupont, E., Dewals, B., Archambeau, P., Ercicum, S. und Piroton, M. (2007), Experimental and Numerical Study of the Breaching of an Embankment Dam. In *Proceedings of the 32nd Congress of IAHR, Venice, Italy, 1–6 July 2007*, ohne Seitenzählung.
- EBL (2007), Stability and breaching of embankment dams. Report on Sub-project 3 (SP3): Breaching of embankment dams. Technischer Bericht, EBL Energibedriftenes landsforening, ISBN: 978-82-432-0566-6.

- Faeh, R. (2007), Numerical Modeling of Breach Erosion of River Embankments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133:1000–1009.
- Foster, M., Fell, R. und Spannagle, M. (2000), The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37:1000–1024.
- Franca, M. und Almeida, A. B. (2002), Experimental Tests on Rockfill Dam Breaching Process. In *International Symposium on Hydraulic and Hydrological Aspects of Reliability and Safety Assessment of Hydraulic Structures, St. Petersburg, Russia, 29 May–2 June 2002*, ohne Seitenzählung.
- Fread, D. L. (1988), BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures. Technischer Bericht, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, Silver Spring, Maryland.
- Froehlich, D. C. (1987), Embankment-Dam Breach Parameters. In *Proceedings of 1987 National Conference on Hydraulic Engineering, Williamsburg, Virginia, USA, 3–7 August 1987*, S. 570–575.
- Froehlich, D. C. (1995a), Embankment Dam Breach Parameters Revisited. In *Proceedings of the 1st International Conference on Water Resources, San Antonio, TX, USA, 14–18 August 1995*, Band 1, S. 887–891.
- Froehlich, D. C. (1995b), Peak Outflow from Breached Embankment Dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 121:90–97.
- Geisenhainer, P., Kortenhaus, A. und Oumeraci, H. (2006), Small-scale experiments for investigation of breach development of sea dikes. In *Proceedings of the First International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection, Porto, Portugal, 8–10 May 2006*, S. 1–10.
- Godina, R., Lalk, P., Müller, G. und Weilguni, V. (2006), Das Hochwasser an der March im Frühjahr 2006 - Beschreibung der hydrologischen Situation. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, [abgerufen am 23.5.2014], URL http://www.hochwasserschutz-march.at/fileadmin/group_upload/13/Ueberblick/Bericht_20Hochwasser_20_20VII3_17072006_1_.pdf.
- Gregoretto, C., Maltauro, A. und Lanzoni, S. (2010), Laboratory Experiments on the Failure of Coarse Homogeneous Sediment Natural Dams on a Sloping Bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 136:868–879.
- Habersack, H., Krapesch, G., Haimann, M. und Potzmann, A. K. (2009), Ereignisdokumentation Hochwässer Juni bis September 2009. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, [abgerufen am 23.5.2014], URL http://www.bmlfuw.gv.at/wasser/schutz_vor_naturgefahren/hwereignis_2009.html.
- Hager und Unger (2006), Dike Erosion - A preliminary Outlook. In *Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics - River Flow 2006, Lisbon, Portugal, 6–8 September 2006*, Band 2, S. 1511–1519.

- Hanson, G., Cook, K. und Hunt, S. (2005), Physical Modeling of Overtopping Erosion and Breach Formation of Cohesive Embankment. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 48:1783–1794.
- Hassan, M. und Morris, M. (2008), IMPACT Project Field Tests Data Analysis. Technischer Bericht T04-08-04, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite.
- Hunt, S. L., Hanson, G., Cook, K. R. und Kadavy, K. C. (2005), Breach Widening Observations from Earthen Embankment Tests. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 48:1115–1120.
- ICOLD (1958–2012), Register of Dams. [abgerufen am 16.8.2012], URL http://www.icold-cigb.org/GB/World_register/world_register.asp.
- ICOLD (1986), *Static Analysis of Embankment Dams, International Commission on Large Dams (ICOLD) Bulletin 53*.
- ICOLD (1995), *Dam Failures Statistical Analysis, International Commission on Large Dams (ICOLD) Bulletin 99*.
- Jandora, J. und Riha, J. (2008), *The Failure of Embankment Dams due to Overtopping*. Brno University of Technology, Vutium Press.
- Jovanovic, M. (2010), Modelling dike breaching due to overtopping. *Journal of Hydraulic Research*, 48:547–549.
- Knapp, F. H. (1960), *Ausfluss, Überfall und Durchfluss im Wasserbau*. Verlag G. Braun, Karlsruhe.
- Kobus, H. (1978), *Wasserbauliches Versuchswesen*. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft, DVWW.
- MacDonald, T. C. und Langridge-Monopolis, J. (1984), Breaching Characteristics of Dam Failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110:567–586.
- Martin, H. und Pohl, R. (Herausgeber) (2000), *Technische Hydromechanik 4, Hydraulische und numerische Modelle*. HUSS-MEDIEN GmbH, Berlin, Verlag Bauwesen.
- Meyer-Peter, E. und Müller, R. (1948), Formulas for Bed-Load Transport. In *International Association for Hydraulic Structures Research, Second Meeting, Stockholm, Sweden, 7–9 June 1948*, S. 39–64.
- Morris, M. (2009a), Breaching Processes, a State of the Art Review. Technischer Bericht T06-06-03, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite.
- Morris, M. (2009b), Modelling Breach Initiation and Growth. Technischer Bericht T06-08-02, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite.
- Morris, M., Hassan, M. und Vaskin, K. (2007), Breach Formation: Field Test and Laboratory Experiments. *Journal of Hydraulic Research*, 45:9–17.

- Morris, M., Hassan, M., Zech, Y., Frazão, S. S., Alcrudo, F. und Boukalova, Z. (2004), CADAM / IMPACT / FLOODSITE. Technischer Bericht, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite.
- ÖNORM (1979), Erd- und Grundbau, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Dichte des Bodens, Feldverfahren, ÖNORM B 4414-2:1979 10 01.
- o. V. (1985), Four Major Dam Failures Re-Examined. *Water Power and Dam Construction*, 37:33–46.
- o. V. (2004), Investigation of Extreme Flood Processes & Uncertainty (IMPACT), Breach Formation (WP2), Section 4. Technischer Bericht, HR Wallingford.
- Pickert, G., Weitbrecht, V. und Bieberstein, A. (2011), Breaching of Overtopped River Embankments Controlled by Apparent Cohesion. *Journal of Hydraulic Research*, 49:143–156.
- Powledge, G. R., Ralston, D. C., Miller, P., Yung, H. C., Clopper, P. E. und Temple, D. M. (1989a), Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. I. Research Activities. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115:1040–1055.
- Powledge, G. R., Ralston, D. C., Miller, P., Yung, H. C., Clopper, P. E. und Temple, D. M. (1989b), Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II. Hydraulic and Design Considerations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115:1056–1075.
- Pugh, C. A. (1985), Hydraulic Model Studies of Fuse Plug Embankments. Technischer Bericht REC-ERC-85-7, USBR, Denver, USA.
- Ribi, J. M., Pury, J. und Boillat, J. (2008), Breach formation in a fuse plug lateral weir. In *Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics - River Flow 2008, Turkey, 3–5 September 2008*, S. 539–545.
- Rickenmann, D. (1990), *Bedload Transport Capacity of Slurry Flows at Steep Slopes*. Dissertation, ETH Zurich.
- Rogers, J. D., Watkins, C. M. und Chung, J.-W. (2010), The 2005 Upper Taum Sauk Dam Failure: A Case History. *Environmental and Engineering Geoscience*, XVI:257–289.
- Rozov, A. L. (2003), Modeling of Washout of Dams. *Journal of Hydraulic Research*, 41:565–577.
- Rydlund, P. H. (2006), Peak Discharge, Flood Profile, Flood Inundation, and Debris Movement Accompanying the Failure of the Upper Reservoir at the Taum Sauk Pump Storage Facility near Lesterville, Missouri. Technischer Bericht 2006-5284, U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey.
- Sametz, L. (1981), *Beitrag zur Frage der Flutwellenbildung bei progressiven Dammb Brüchen infolge Überströmung*. Dissertation, Technische Universität Graz.
- Schmocker, L. (2011), *Hydraulics of Dike Breaching*. Dissertation, ETH Zürich.
- Schmocker, L. und Hager, W. H. (2009a), Dike breaching due to overtopping. In *33rd IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment, Vancouver, BC, Canada, 9–14 August 2009*, S. 3896–3903.

- Schmocker, L. und Hager, W. H. (2009b), Modelling dike breaching due to overtopping. *Journal of Hydraulic Research*, 47:585–597.
- Schmocker, L. und Hager, W. H. (2012), Plane dike-breach due to overtopping: Effects of sediment, dike height and discharge. *Journal of Hydraulic Research*, 50:576–586.
- Seed, R. B., Bea, R. G., Abdelmalak, R. I., Athanasopoulos, A. G., Boutwell, G. P., Bray, J. D., Briaud, J.-L., Cheung, C., Cobos-Roa, D., Cohen-Waeber, J., Collins, B. D., Ehrensing, L., Farber, D., Hanemann, M., Harder, L. F., Inkabi, K. S., Kammerer, A. M., Karadeniz, D., Kayen, R., Moss, R. E. S., Nicks, J., Nimmala, S., Pestana, J. M., Porter, J., Rhee, K., Riemer, M. F., Roberts, K., Rogers, J. D., Storesund, R., Govindasamy, A. V., Vera-Grunauer, X., Wartman, J. E., Watkins, C. M., Jr., E. W. und Yim, S. C. (2006), Investigation of the Performance of the New Orleans Flood Protection Systems in Hurricane Katrina on August 29, 2005, Volume I: Main Text and Executive Summary. Technischer Bericht, University of California, Berkeley, Independent Levee Investigation Team (ILIT).
- Shields, A. (1936), Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilung 26, Preussische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Deutschland.
- Singh, V. P. (1996), *Dam Breach Modeling Technology*. Kluwer Academic Publishers.
- Smart, G. M. und Jaeggi, M. N. (1983), Sedimenttransport in steilen Gerinnen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 64, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, herausgegeben von Prof. Dr. D. Vischer.
- Solava, S. und Delatte, N. (2003), Lessons from the Failure of the Teton Dam. In *Proceedings of the 3rd ASCE Forensics Congress, San Diego, California, USA, 19–21 October 2003*, S. 178–189.
- Spinewine, B., Delobbe, A., Elslander, L. und Zech, Y. (2004), Experimental investigation of the breach growth process in sand dikes. In *Proceedings of the Second International Conference on Fluvial Hydraulics - River Flow 2004, Naples, Italy, 23–25 June 2004*, Band 2, S. 983–991.
- Sylvester, A. G. (o. J.), Teton Dam Failure. [abgerufen am 23.8.2012], URL http://www.geol.ucsb.edu/faculty/sylvester/Teton_Dam/welcome_dam.html.
- Tinney, E. R. und Hsu, E.-Y. (1961), Mechanics of Washout of an Erodible Fuse Plug. *Journal of the Hydraulics Division*, 87:1–29.
- USBR (1988), *Downstream Hazard Classification Guidelines*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- via donau (2012), Hochwasserschutz March. [abgerufen am 23.8.2012], URL <http://www.hochwasserschutz-march.at>.
- Visser, Zhu und Vrijling (2006), Breaching of Dikes. In *30th International Conference on Coastal Engineering, ICCE 2006, San Diego, CA, USA, 3–8 September 2006*, S. 2893–2905.

- Visser, K., Hanson, G., Temple, D., Lobrecht, M., Neilsen, M., Funderburk, T. und Moody, H. (2010), WINDAM B Earthen Embankment Overtopping Analysis Software. In *2nd Joint Federal Interagency Conference, Las Vegas, NV, USA, 27 June–1 July 2010*, ohne Seitenzählung.
- Visser, P. (1998), *Breach growth in sand-dikes*. Dissertation, Delft University of Technology.
- Wahl, T. L. (1998), Prediction of Embankment Dam Breach Parameters - A Literature Review and Needs Assessment. Technischer Bericht, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office.
- Wahl, T. L. (2004), Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130:389–397.
- Wahl, T. L. (2010), Dam Breach Modeling - An Overview of Analysis Methods. In *2nd Joint Federal Interagency Conference, Las Vegas, NV, USA, 27 June–1 July 2010*, ohne Seitenzählung.
- Wahl, T. L. und Lentz, D. J. (2011), Physical Hydraulic Modeling of Canal Breaches. Technischer Bericht, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Walder, J. S. und Costa, J. E. (1996), Outburst floods from glacier-dammed lakes: The effect of mode of lake drainage on flood magnitude. *Earth Surface Processes and Landforms*, 21:701–723.
- Walder, J. S. und O'Connor, J. E. (1997), Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams. *Water Resources Research*, 33:2337–2348.
- Walder, J. S., O'Connor, J. E. und Costa, J. E. (1997), A physically-based method for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams. In *Proceedings of the 1996 International Conference on Destructive Water: Water-Caused Natural Disasters, their Abatement and Control, Anaheim, CA, USA, 24–28 June 1996*, S. 217–224.
- Wallner, S., Kappel, I. und Tschernutter, P. (2013), Versagensmechanismen von Dämmen/Dammbruchberechnungen. *Hochwasserrückhaltebecken Stand der Technik, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband, Wien, ISBN: 978-3-902810-67-0*, S. 1–9.
- Wodni, G. (2014), DikeTracker: 3D-Tracking of Dam Break Processes, unveröffentlicht.
- Wong, M. und Parker, G. (2006), Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller Using Their Own Database. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132:1159–1168.
- Wu, C. (o. J.), VisualSFM: A Visual Structure from Motion System. [abgerufen am 31.3.2014], URL <http://ccwu.me/vsfm/>.
- Wu, W. (2011), Earthen Embankment Breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137:1549–1564.
- Zerrouk, N. E. und Marche, C. (2005), An experimental contribution to the study of the erosion of a dike by overtopping. *Revue des Sciences de l'Eau*, 18:381–401.

- Zhu, Y. (2006), *Breach Growth in Clay-Dikes*. Dissertation, Delft University of Technology.
- Zhu, Y., Visser, P. J. und Vrijling, J. K. (2004), Review on embankment dam breach modeling. In *Proceedings of the 4th International Conference on Dam Engineering - New Developments in Dam Engineering, Nanjing, China, 18–20 October 2004*, S. 1189–1196.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Versagensursachen von Erdschüttdämmen und Steinschüttdämmen ohne chinesische und russische Dämme nach ICOLD in Prozent (ICOLD, 1995)	4
2.2	Versagensursachen bei Dämmen, Illustration von Zina Deretsky, National Science Foundation	5
2.3	Erosionszonen nach Powledge <i>et al.</i> (1989b), modifiziert	7
2.4	Überströmversagen bei kohäsivem Material nach Powledge <i>et al.</i> (1989b)	8
2.5	Überströmversagen nach Chinnarasri <i>et al.</i> (2003), modifiziert	9
2.6	Rekonstruktion der finalen Dammform des Versuchs V01 aus Fotografien mit VisualSFM	10
2.7	Bruch bei Zonendämmen nach Powledge <i>et al.</i> (1989b)	11
2.8	Hochwassersituation an der March im Frühjahr 2006 (Godina <i>et al.</i> , 2006)	12
2.9	Versagen des Teton Dammes in Idaho im Juni 1976, Fotos von Eunice Olson, http://www.geol.ucsb.edu/faculty/sylvester/Teton_Dam/TetonDam.html (abgerufen am 14.5.2014)	14
2.10	Auswirkungen des Hurrikans Katrina, 29. August 2005, Foto von Jocelyn Augustino/FEMA, http://www.fema.gov/media-library/assets/images/45595?id=15022 (abgerufen am 14.5.2014)	15
2.11	Taum Sauk, Verlauf des Dammversagens, Quelle: Rogers <i>et al.</i> (2010)	16
2.12	Bruch des Oberbeckens des Pumpspeicherkraftwerks Taum Sauk 2005 Quelle: U.S. Geological Survey	17
3.1	Definition der Sohlschubspannung	28
3.2	Schleppspannungsbeiwert gegen Reynolds-Zahl des Korns Quelle: Shields (1936)	29
3.3	Idealisierte Speichergeometrien und zugehörige Formfaktoren n	30
3.4	Charakteristiken des Stauraums bei Rechteck- bzw. Dreieckgeometrie bezogen auf den Längsschnitt durch den Speicherraum	31
3.5	Erforderliche Ganglinien für die Befüllung des Speichers bei den Modellversuchen	32
3.6	Aufnahme des Modellstands mit 4 m ³ Rechteckspeicher vom Hallenkran aus	32
3.7	Schema des Modellstands für die Dammbbruchversuche mit linearer Speichercharakteristik - Rechteckspeicher	33
3.8	Schema des Modellstands für die Dammbbruchversuche mit nichtlinearer Speichercharakteristik - Dreieckspeicher	33
3.9	Geometrie der Initialbresche, Bereich des Halbmodells grau hinterlegt	35
3.10	Modellstand für Dammbbruchversuche, Plattform mit Drainage und Einbauten zur Verlängerung der Fließwege an den Seitenwänden, Ansicht von der Unterwasserseite	36

3.11	Modellstand für Dammbuchversuche, Plattform mit Drainage und Einbauten zur Verlängerung der Fließwege an den Seitenwänden, Ansicht von der Oberwasserseite	36
3.12	Exemplarische Sieblinien des verwendeten Sandes der Versuche V01 bis V03	37
3.13	Lineare Speichercharakteristik - Überlagerung 4 m ³ , 2 m ³ und 1 m ³	38
3.14	Lineare Speichercharakteristik - Rechteckspeicher 4 m ³	39
3.15	Lineare Speichercharakteristik - Rechteckspeicher 2 m ³	39
3.16	Lineare Speichercharakteristik - Rechteckspeicher 1 m ³	39
3.17	Abweichung der tatsächlich vorhandenen Charakteristik des Dreieckspeichers im Modell von der Idealform	40
3.18	Nichtlineare Speichercharakteristik - Überlagerung 4 m ³ , 2 m ³ und 1 m ³	40
3.19	Nichtlineare Speichercharakteristik - Dreieckspeicher 4 m ³	41
3.20	Nichtlineare Speichercharakteristik - Dreieckspeicher 2 m ³	41
3.21	Nichtlineare Speichercharakteristik - Dreieckspeicher 1 m ³	41
3.22	Drainagewassermessung durch Messung des Wasserstandes im Hohlraum unterhalb der Dammplattform, eine Ausleitung ermöglichte den einfachen Zugang zum Sensor	42
3.23	Charakteristik des Drainagetanks innerhalb der Dammplattform	43
3.24	Sedimentfalle	43
3.25	Kinect Sensorleiste und Anordnung am Modellstand	44
3.26	GUI der Diketracker Software zu Beginn eines Experiments	45
3.27	GUI der Diketracker Software während eines Experiments	46
4.1	Unterschiedliche Anlaufzeiten von V01 (linke Seite), V02 (Bildmitte) und V03 (rechte Seite), Rechteckspeicher mit 4 m ³ Speichervolumen	48
4.2	Wasserspiegelverlauf und Messwerte der Sedimentfalle, Definition des Vergleichszeitraums am Beispiel von V01, Rechteckspeicher 4 m ³	49
4.3	Wasserspiegelverlauf und Messwerte der Sedimentfalle geglättet im Vergleichsintervall am Beispiel von V01, Rechteckspeicher 4 m ³	50
4.4	Wasserspiegelverlauf im Drainagetank und resultierende Sickerwassermenge im Vergleichsintervall am Beispiel von V01, Rechteckspeicher 4 m ³	51
4.5	Versuch V01 vor und nach der Zerstörung durch Überströmen	51
4.6	Versuch V01, Rechteckspeicher mit 4 m ³ , Fließrichtung von unten nach oben	52
4.7	Ausbildung eines durchgehenden Erosionskanals am Beispiel V01, Rechteckspeicher mit 4 m ³	53
4.8	V01 nach 6 s, Rechteckspeicher 4 m ³	53
4.9	V01 nach 19 s, Rechteckspeicher 4 m ³	54
4.10	V01 nach 29 s, Bild (a) und nach 30 s, Bild (b)	54
4.11	Überlagerung der Abbildungen 4.10(a) und 4.10(b)	55
4.12	V01 zum Zeitpunkt des Spitzenabflusses von 35 l/s nach 46 s	55
4.13	V01 nach 140 s Überströmdauer	55
4.14	Ergebnisse der Versuche V01 bis V03, Rechteckspeicher mit 4 m ³	57
4.15	Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V01 bis V03	58
4.16	Ergebnisse der Versuche V04 bis V06, Rechteckspeicher mit 2 m ³	59
4.17	Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V04 bis V06	60
4.18	Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V07 bis V09	61

4.19	Ergebnisse der Versuche V07 bis V09, Rechteckspeicher mit 1 m^3	62
4.20	Modellstand mit 2 m^3 Dreieckspeicher nach Versuch V13	63
4.21	Ergebnisse der Versuche V10 bis V12, Dreieckspeicher mit 1 m^3	64
4.22	Finale Breschenform nach Versuch V10	65
4.23	Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V10 bis V12	65
4.24	Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V13 bis V15	66
4.25	Ergebnisse der Versuche V13 bis V15, Dreieckspeicher mit 2 m^3	67
4.26	Mittelwertbildung aus den 3 Abflusskurven der Versuche V16 bis V18	68
4.27	Ergebnisse der Versuche V16 bis V18, Dreieckspeicher mit 4 m^3	69
4.28	Halbmodell bei V19 vor dem Versuch	70
4.29	Ergebnisse der Versuche V19 und V20, Dreieckspeicher mit 4 m^3 , Halbmodell im Vergleich zu den Vollmodellversuchen V16, V17 und V18	71
4.30	Bruchvorgang bei V19 von $t = 0-100 \text{ s}$ in Intervallen von 20 s	72
4.31	Vergleich der mit dem Diketracker gewonnenen Geometriedaten mit dem Ver- suchsvideo bei V20	74
4.32	Entwicklung der Bresche bei Versuch V20, $t = 0-30 \text{ s}$	75
4.33	Entwicklung der Bresche bei Versuch V20, $t = 40-90 \text{ s}$	76
4.34	Definition der Überfallbreite am Beispiel von Versuch V01 nach 40 s	77
4.35	Entwicklung der Überfallbreite bei den Versuchen V01 und V18	77
4.36	Definition der Abmessungen der finalen Breschengeometrie	78
5.1	Vergleich aller Breschendurchflüsse der Vollmodellversuche	81
5.2	Sedimentfalle und Ablagerung in der Rinne nach Versuch V16	83
5.3	V01, V04 und V07 mit 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 Rechteckspeicher nach 180 s	84
5.4	V16, V13 und V10 mit 4 m^3 , 2 m^3 und 1 m^3 Dreieckspeicher nach 180 s	84
5.5	Vergleich der Mittelwerte der Versuche mit Rechteckspeichern	85
5.6	Vergleich der Mittelwerte der Versuche mit Dreieckspeichern	86
5.7	V04 und V13 mit 2 m^3 Rechteckspeicher (a) bzw. Dreieckspeicher (b) nach 180 s	87
5.8	Vergleich der Versuche mit 4 m^3 großen Speichern	88
5.9	Vergleich der Versuche mit 2 m^3 großen Speichern	89
5.10	Vergleich der Versuche mit 1 m^3 großen Speichern	90
5.11	Normalisierte Abnahmen der Speicherpegel über die Zeit	91
5.12	Normalisierte Speichervolumen über die Zeit	92
5.13	Normalisierte Dammvolumen über die Zeit	93
5.14	Normalisierte Breschenvolumen über die Zeit	93
5.15	Q_{Sed} zu Q_B über die Zeit	94
5.16	Dimensionslose Spitzenabflüsse über dimensionslose Speichervolumen mit Aus- gleichsgeraden	97
5.17	Dimensionslose Spitzenabflüsse über dimensionslose Speichervolumen mit Kur- venanpassung	98
5.18	Breschenentwicklung beim Dambruchmodell nach Broich	101
5.19	Rechenergebnisse 4 m^3 Rechteckspeicher	104
5.20	Rechenergebnisse 2 m^3 Rechteckspeicher	104
5.21	Rechenergebnisse 1 m^3 Rechteckspeicher	104
5.22	Rechenergebnisse 1 m^3 Dreieckspeicher	105

5.23	Rechenergebnisse 2 m ³ Dreieckspeicher	105
5.24	Rechenergebnisse 4 m ³ Dreieckspeicher	105
A.1	Stauanlagen in Österreich laut ICOLD Datenbank 1958–2012	133
A.2	Dammhöhen und Speichervolumen der Erddämme in Österreich nach ICOLD (1958–2012)	135
A.3	Dammhöhen und Speichervolumen der Steinschüttdämme in Österreich nach ICOLD (1958–2012)	136
B.1	Sequenz Versuch V01, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	138
B.2	Sequenz Versuch V02, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	139
B.3	Sequenz Versuch V03, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	140
B.4	V01, V02 und V03, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	141
B.5	Sequenz Versuch V04, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	142
B.6	Sequenz Versuch V05, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	143
B.7	Sequenz Versuch V06, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	144
B.8	V04, V05 und V06, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	145
B.9	Sequenz Versuch V07, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	146
B.10	Sequenz Versuch V08, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	147
B.11	Sequenz Versuch V09, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	148
B.12	V07, V08 und V09, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	149
B.13	V01, V04 und V07, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	150
B.14	Sequenz Versuch V10, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	151
B.15	Sequenz Versuch V11, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	152
B.16	Sequenz Versuch V12, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	153
B.17	V10, V11 und V12, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	154
B.18	Sequenz Versuch V13, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	155
B.19	Sequenz Versuch V14, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	156
B.20	Sequenz Versuch V15, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	157
B.21	V13, V14 und V15, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	158
B.22	Sequenz Versuch V16, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	159
B.23	Sequenz Versuch V17, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	160
B.24	Sequenz Versuch V18, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s	161
B.25	V16, V17 und V18, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	162
B.26	V10, V13 und V16, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	163
B.27	V07 und V10, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	164
B.28	V04 und V13, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	165
B.29	V01 und V16, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s	166
B.30	V19 Halbmodell, $t = 0-50$ s, Intervall 10 s, Teil 1	167
B.31	V19 Halbmodell, $t = 60-110$ s, Intervall 10 s, Teil 2	168
B.32	V20 Halbmodell, $t = 0-50$ s, Intervall 10 s, Teil 1	169
B.33	V20 Halbmodell, $t = 60-110$ s, Intervall 10 s, Teil 2	170
C.1	Sieblinien der Materialproben der Versuche V01 bis V03	171
C.2	Sieblinien der Materialproben der Versuche V04 bis V06	172

C.3	Sieblinien der Materialproben der Versuche V07 bis V09	172
C.4	Sieblinien der Materialproben der Versuche V10 bis V12	173
C.5	Sieblinien der Materialproben der Versuche V13 bis V15	173
C.6	Sieblinien der Materialproben der Versuche V16 bis V18	174
C.7	Sieblinien der Materialproben der Versuche V19 und V20	174

Tabellenverzeichnis

2.1	Monetäre Schäden durch Hochwasserereignisse 2009 in Österreich in Mio. Euro (Habersack <i>et al.</i> , 2009)	12
2.2	Dammbruch - durchgeführte Überströmversuche 1/4	21
2.3	Dammbruch - durchgeführte Überströmversuche 2/4	22
2.4	Dammbruch - durchgeführte Überströmversuche 3/4	23
2.5	Dammbruch - durchgeführte Überströmversuche 4/4	24
3.1	Versuchsprogramm	30
4.1	Messdaten der Versuche V01, V02 und V03	56
4.2	Messdaten der Versuche V04, V05 und V06	58
4.3	Messdaten der Versuche V07, V08 und V09	61
4.4	Messdaten der Versuche V10, V11 und V12	63
4.5	Messdaten der Versuche V13, V14 und V15	66
4.6	Messdaten der Versuche V16, V17 und V18	68
4.7	Messdaten der Versuche V19 und V20, Halbmodelle	73
4.8	Breschenabmessungen nach den Versuchen	79
5.1	Zusammenfassung der Messdaten der Dammbruchversuche - Teil 1	82
5.2	Zusammenfassung der Messdaten der Dammbruchversuche - Teil 2	83
5.3	Empirische Dammbruchmodelle	99
5.4	Physikalisch basierte Dammbruchmodelle	100
5.5	Zusammenfassung der Ergebnisse der Dammbruchberechnungen, Teil 1, Beste Anpassung	106
5.6	Zusammenfassung der Ergebnisse der Dammbruchberechnungen, Teil 2, Feste Parameter	106
A.1	Dammtypen nach ICOLD (1958–2012)	134
A.2	Erddämme in Österreich nach ICOLD (1958–2012)	134
A.3	Steinschüttdämme in Österreich nach ICOLD (1958–2012)	136
C.1	Einige aus den Zylinderproben gewonnene Materialkennwerte	175

Danksagung

Die vorliegende Arbeit zum Einfluss der Speichergeometrie und SpeichergroÙe auf die Flutwelle beim Dammerosionsbruch durch Überströmen entstand während meiner Tätigkeit als Universitätsassistent am Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Forschungsbereich für Wasserbau, der Technischen Universität Wien.

Herrn Professor Dr. Peter Tschernutter danke ich besonders dafür, dass er mir die Durchführung dieser interessanten Arbeit ermöglichte und mich dabei stets unterstützt hat.

Weiters gilt mein Dank Herrn Professor Dr. Anton Schleiss von der ETH Lausanne für sein Interesse und die wertvollen Anmerkungen zur Dissertation.

Abschließend möchte ich an dieser Stelle sämtlichen Personen herzlich danken, die mich im Verlauf der Erstellung dieser Arbeit auf vielseitige Art und Weise unterstützt haben. Allen Kollegen am Institut und speziell den Mitarbeitern der Werkstatt im Wasserbaulabor für ihre Unterstützung bei den Modellversuchen - Danke!

Die Arbeit wurde vom österreichischen Nationalkomitee für Talsperren durch den ATCOLD Förderpreis 2012 im Umfang von €5.000.- unterstützt.

A Dämme in Österreich

In Österreich existieren laut Talsperrenregister der *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 1958–2012) insgesamt 171 Stauanlagen, davon sind 46 Staudämme (siehe Abbildung A.1). Hochwasserrückhaltedämme sind in dieser Statistik (noch) nicht integriert. Die als Stauanlagen mit Wehr angeführten Sperren, ICOLD Klassifikation BM beziehungsweise BM/TE, sind hauptsächlich Wehranlagen von Niederdruckkraftwerken.

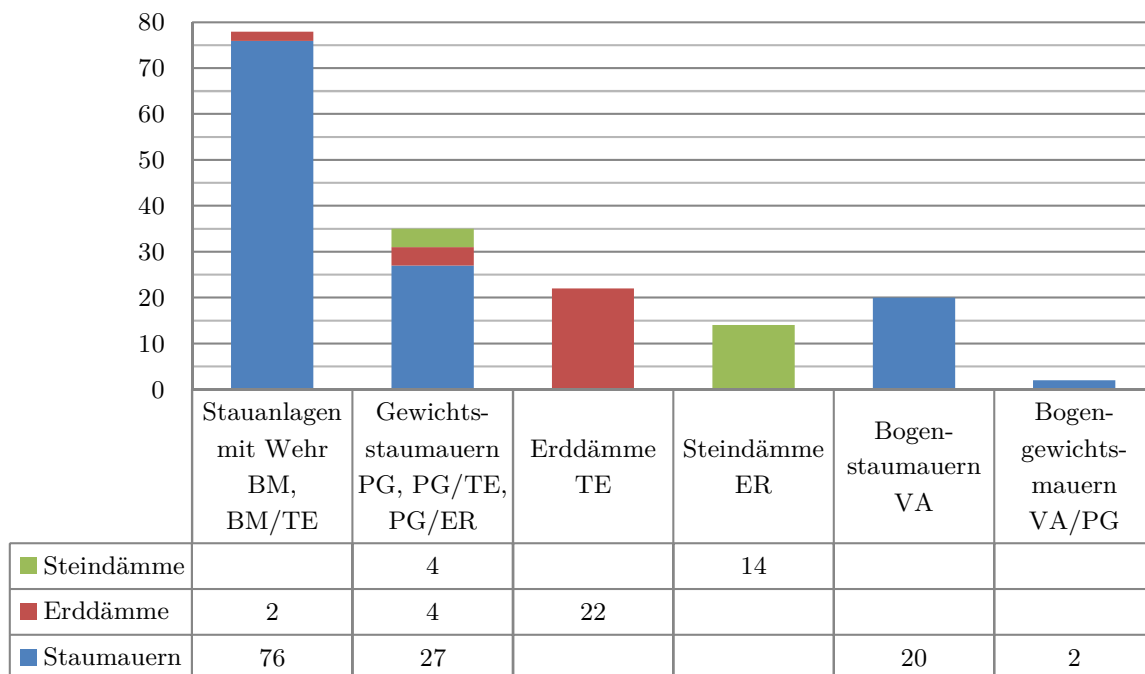


Abbildung A.1: Stauanlagen in Österreich laut ICOLD Datenbank 1958–2012

Die für die jeweiligen Dammtypen verwendeten Abkürzungen sind in der folgenden Tabelle A.1 definiert.

Tabelle A.2 enthält eine Übersicht über die 28 großen Erddämme in Österreich. Sie enthält Informationen über Dammtyp, Dammhöhe, Nutzung der Dämme und die zugehörigen Speichervolumen. Abbildung A.2 enthält die grafische Aufbereitung dieser Daten. Bei der Nutzung bedeutet C Hochwasserschutz (engl: *flood control*), I Bewässerung (engl: *irrigation*), H Energieerzeugung (engl: *hydroelectricity*), F Fischerei (engl: *fish farming*), N Schifffahrt (engl: *navigation*), R Erholung (engl: *recreation*), S Wasserversorgung (engl: *water supply*) und X eine andere, nicht spezifizierte Nutzung (engl: *other or unlisted*).

Tabelle A.1: Dammtypen nach ICOLD (1958–2012)

Abkürzung	Dammtyp
BM	Mobildamm (barrage mobile) (engl: <i>moveable dam</i>)
TE	Erddamm (engl: <i>earthfill dam</i>)
ER	Steinschüttdamm (engl: <i>rockfill dam</i>)
PG	Gewichtsmauer (engl: <i>gravity dam</i>)
VA	Bogenstaumauer (engl: <i>arch dam</i>)

Tabelle A.2: Erddämme in Österreich nach ICOLD (1958–2012)

Nr.	Damm	Dammtyp	Dammhöhe [m]	Nutzung	Speichergröße [10 ³ m ³]
1	DURLASSBODEN	TE	83	HC	53500
2	GOSAU	TE	22	HC	25500
3	HOCHWURTEN	TE	50	H	13150
4	BOLGENACH	TE	92	H	8350
5	EBERLASTE	TE	28	H	8200
6	PACK	PG/TE	33	H	5600
7	FREIBACH	TE	41	H	5300
8	GALGENBICHL	TE/PG	50	H	4800
9	FORSTSEE - SUED	TE	6	H	4700
10	FORSTSEE - NORD	TE	6	H	4700
11	HOCHALMSEE	PG/TE	24	H	4100
12	LAENGENTAL	TE	45	H	3379
13	WURTENALM	TE	34	H	2700
14	THURNBERG	PG/TE	26	HRN	2500
15	LATSCHAU	TE	50	H	2300
16	GOESSKAR	TE	55	H	2000
17	WAG (HIEFLAU)	TE	12	H	1950
18	BRANDSTATT	TE	15	H	1800
19	ZLATTEN	BM/TE	25	H	1650
20	TRAUALPSEE	TE	21	H	1600
21	FELDSEE	TE	16	H	1600
22	MIXNITZ	BM/TE	12	H	550
23	INNERFRAGANT	TE	15	H	210
24	ROSSWIESE	TE	16	H	204
25	HOLLERSBACH	TE	16	H	165
26	KRIMMLER ACHE	TE	27	H	66
27	LEMMENHOF	TE	30	H	36
28	BIEL	TE	25	H	k.A.

Nutzung:

C Hochwasserschutz (engl: *flood control*), I Bewässerung (engl: *irrigation*),H Energieerzeugung (engl: *hydroelectricity*), F Fischerei (engl: *fish farming*),N Schifffahrt (engl: *navigation*), R Erholung (engl: *recreation*),S Wasserversorgung (engl: *water supply*), X andere Nutzung (engl: *other or unlisted*)

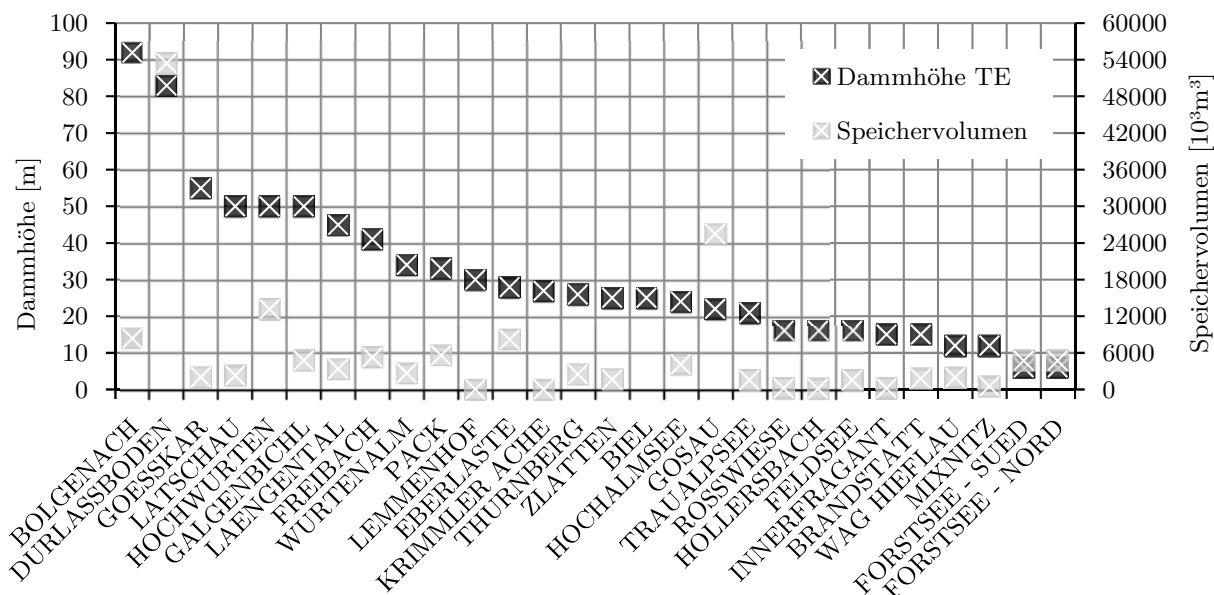


Abbildung A.2: Dammhöhen und Speichervolumen der Erddämme in Österreich nach ICOLD (1958–2012)

Sämtliche Erddämme mit Höhen von 6 m bis 92 m dienen der Wasserkraftnutzung. Die Größen der zugehörigen Speicher betragen zwischen $36.000 m^3$ und $53.500.000 m^3$.

Tabelle A.3 enthält die Übersicht über die 18 großen österreichischen Steinschüttdämme, die in Abbildung A.3 wiederum grafisch dargestellt ist.

Auch die Steinschüttdämme dienen der Stauhaltung von Wasser zur Energieerzeugung, ihre Speicher fassen zwischen 18.000 und $139.000.000 m^3$ Wasser bei Dammhöhen von 14 m bis 153 m.

Tabelle A.3: Steinschüttdämme in Österreich nach ICOLD (1958–2012)

Nr.	Damm	Dammtyp	Dammhöhe [m]	Nutzung	Speichergröße [10 ³ m ³]
1	GEPATSCH	ER	153	HC	139000
2	FINSTERTAL	ER	150	H	62000
3	OSCHENIKSEE	ER	110	H	30000
4	PLANSEE	PG/ER	14	HC	20800
5	FEISTRITZBACH (SOBOTH)	ER	88	H	16200
6	ROTGUELDENSEE	ER	45	HC	15600
7	GROSSSEE	ER	52	H	14400
8	SPULLERSEE SUED	PG/ER	39	HC	13100
9	SPULLERSEE NORD	PG/ER	28	HC	13100
10	ZIRMSEE	ER	42	H	8650
11	KARTELL	ER	73	H	8000
12	DISSBACH	ER	36	H	5060
13	RADLSEE	ER	16	H	2600
14	ROTLECH	PG/ER	32	H	1260
15	RIFA	ER	23	H	1100
16	WOELLA	ER	45	H	90
17	HASELSTEIN	ER	18	H	40
18	BOCKHARTSEE	ER	38	H	18

Nutzung:

C Hochwasserschutz (engl: *flood control*), I Bewässerung (engl: *irrigation*),
H Energieerzeugung (engl: *hydroelectricity*), F Fischerei (engl: *fish farming*),
N Schifffahrt (engl: *navigation*), R Erholung (engl: *recreation*),
S Wasserversorgung (engl: *water supply*), X andere Nutzung (engl: *other or unlisted*)

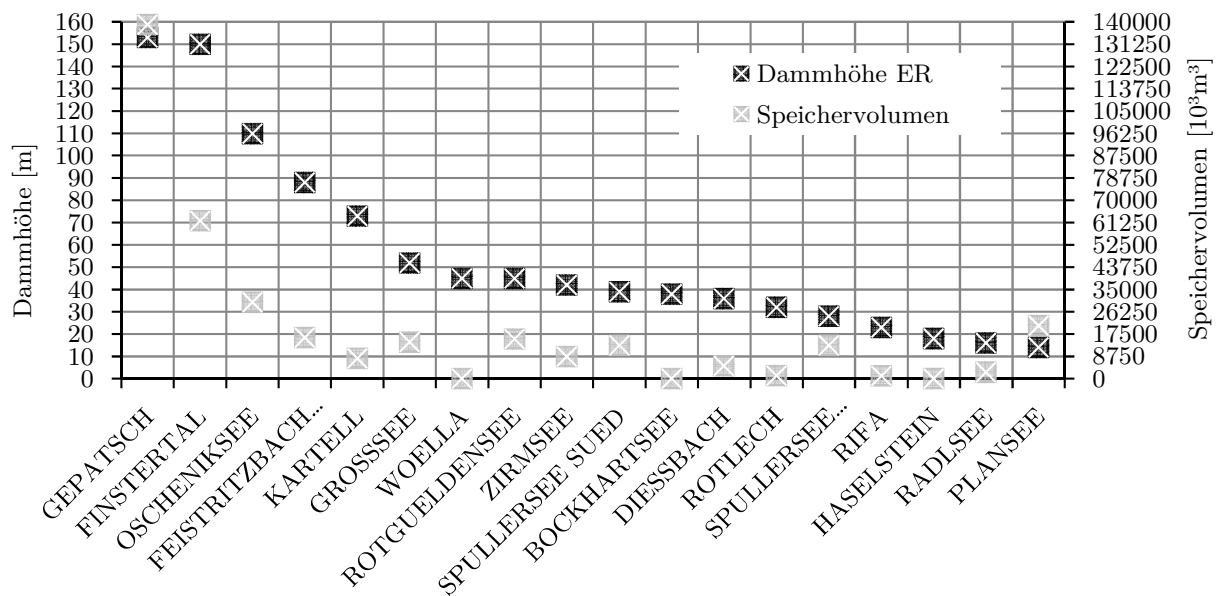


Abbildung A.3: Dammhöhen und Speichervolumen der Steinschüttdämme in Österreich nach ICOLD (1958–2012)

B Bildsequenzen der Dammbbruchversuche

Anhang B enthält Bildsequenzen der 3D Dammbbruchversuche V01 bis V18 über 170 s Versuchsdauer vom Beginn der Erosion in Intervallen von 10 s. Die ersten 150 s der Versuche mit derselben Speicherkonfiguration sind zusätzlich nebeneinander dargestellt. Die Versuche mit symmetrischen Modellen V19 und V20 sind über 110 s Versuchsdauer in 10 s Intervallen dargestellt.

Auf den folgenden Seiten sind Bildsequenzen dieser Versuche dargestellt:

- Sequenzen der Versuche V01 bis V03 und Vergleich, Abbildungen B.1 bis B.3 und B.4
- Sequenzen der Versuche V04 bis V06 und Vergleich, Abbildungen B.5 bis B.7 und B.8
- Sequenzen der Versuche V07 bis V09 und Vergleich, Abbildungen B.9 bis B.11 und B.12
- Vergleich von V01, V04 und V07, Abbildung B.13
- Sequenzen der Versuche V10 bis V12 und Vergleich, Abbildungen B.14 bis B.16 und B.17
- Sequenzen der Versuche V13 bis V15 und Vergleich, Abbildungen B.18 bis B.20 und B.21
- Sequenzen der Versuche V16 bis V18 und Vergleich, Abbildungen B.22 bis B.24 und B.25
- Vergleich von V10, V13 und V16, Abbildung B.26
- Vergleich von V07 und V10, Abbildung B.27
- Vergleich von V04 und V13, Abbildung B.28
- Vergleich von V01 und V16, Abbildung B.29
- Sequenz von V19, Abbildungen B.30 und B.31
- Sequenz von V20, Abbildungen B.32 und B.33



Abbildung B.1: Sequenz Versuch V01, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

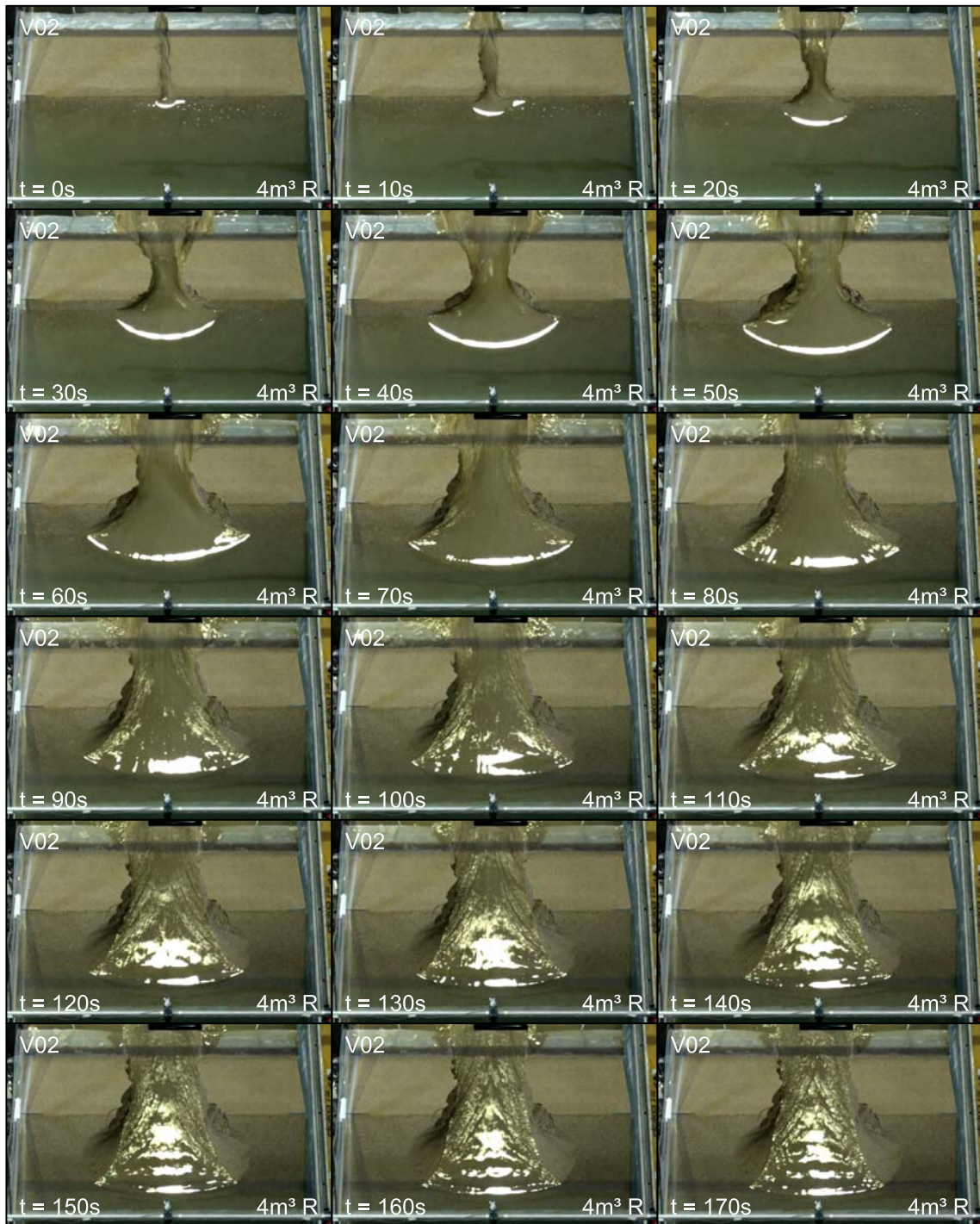


Abbildung B.2: Sequenz Versuch V02, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s



Abbildung B.3: Sequenz Versuch V03, $t = 0\text{--}170\text{ s}$, Intervall 10 s

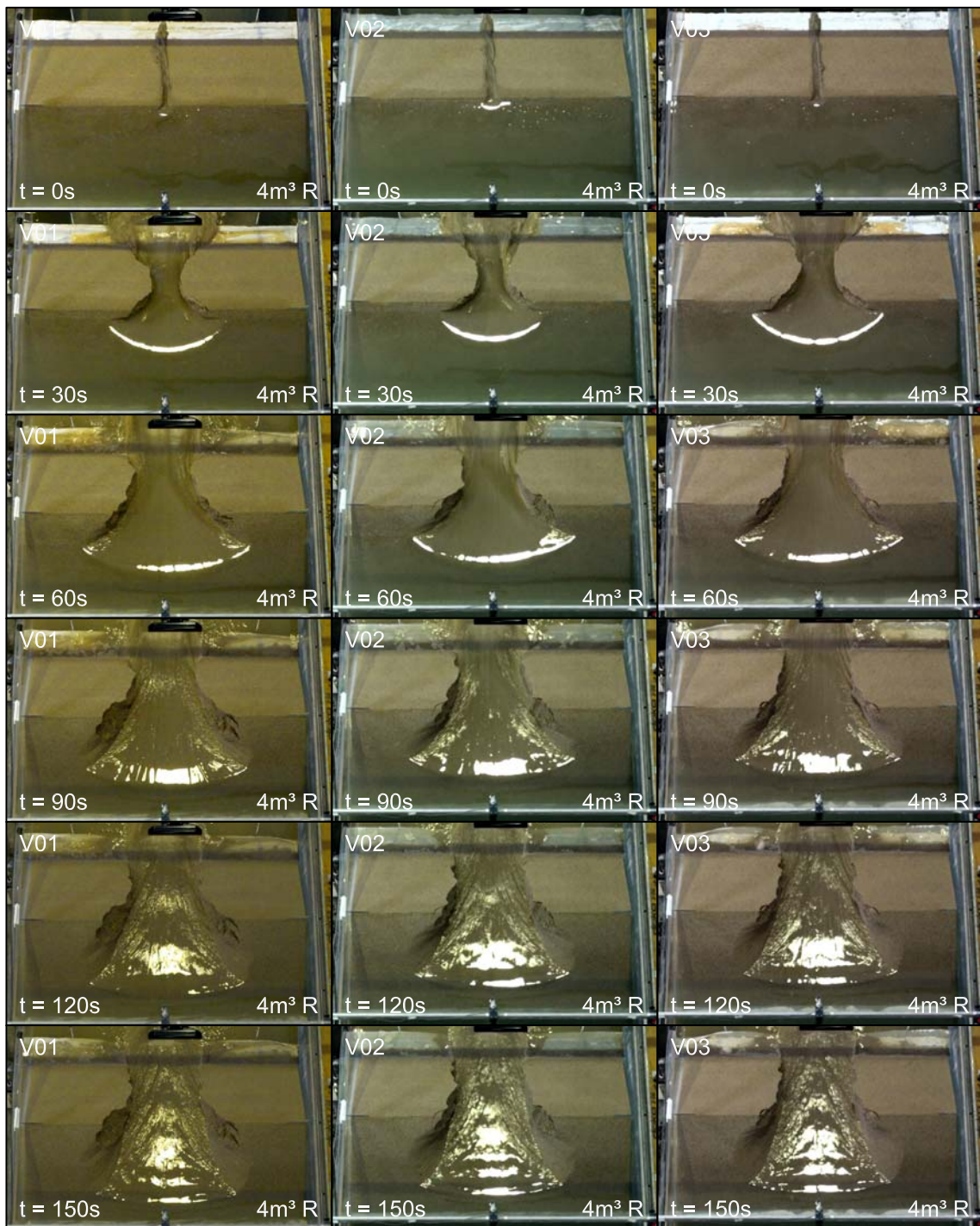


Abbildung B.4: V01, V02 und V03, $t = 0-150\text{ s}$, Intervall 30 s



Abbildung B.5: Sequenz Versuch V04, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s



Abbildung B.6: Sequenz Versuch V05, $t = 0\text{--}170\text{ s}$, Intervall 10 s



Abbildung B.7: Sequenz Versuch V06, $t = 0\text{--}170\text{ s}$, Intervall 10 s



Abbildung B.8: V04, V05 und V06, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s

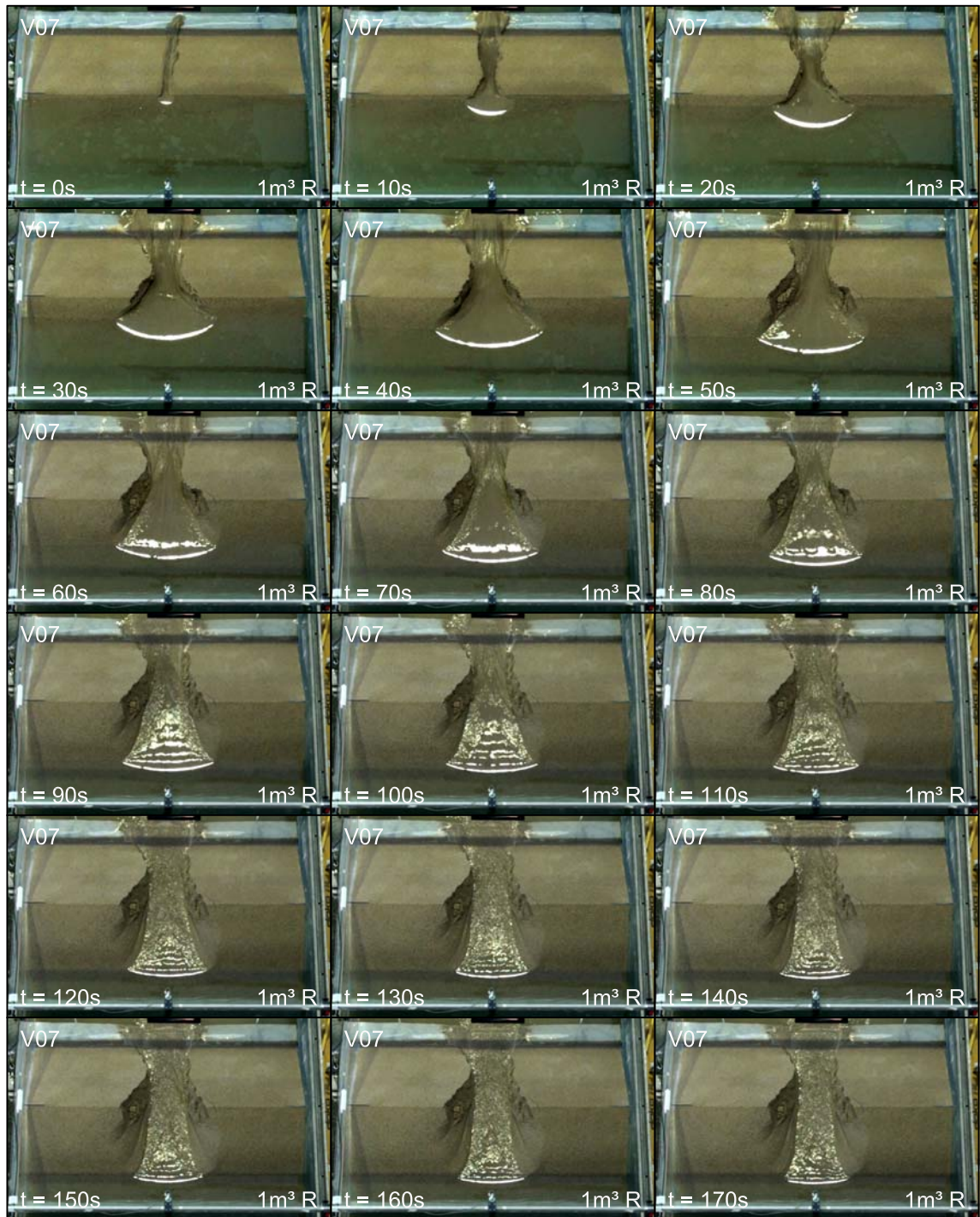


Abbildung B.9: Sequenz Versuch V07, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

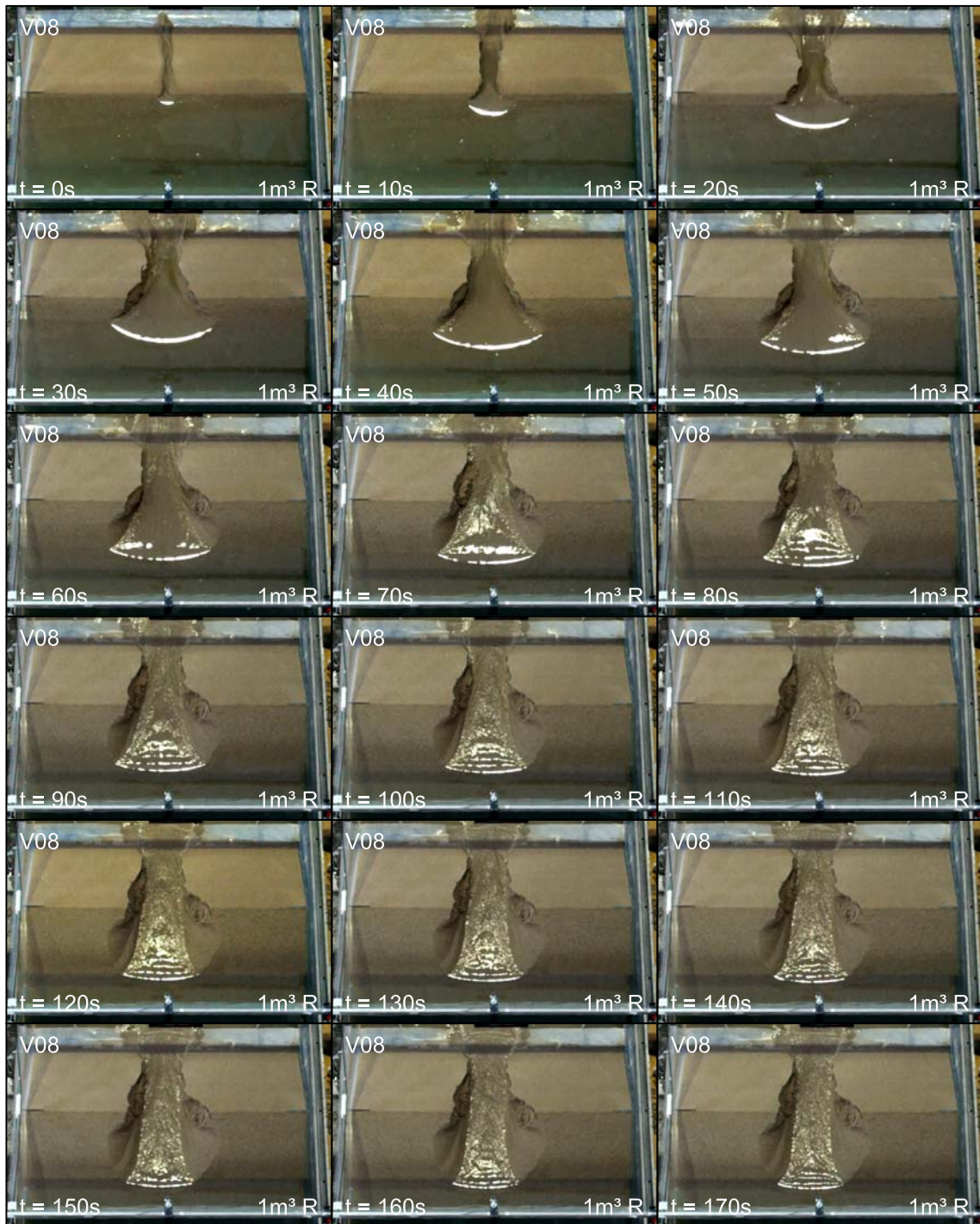


Abbildung B.10: Sequenz Versuch V08, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

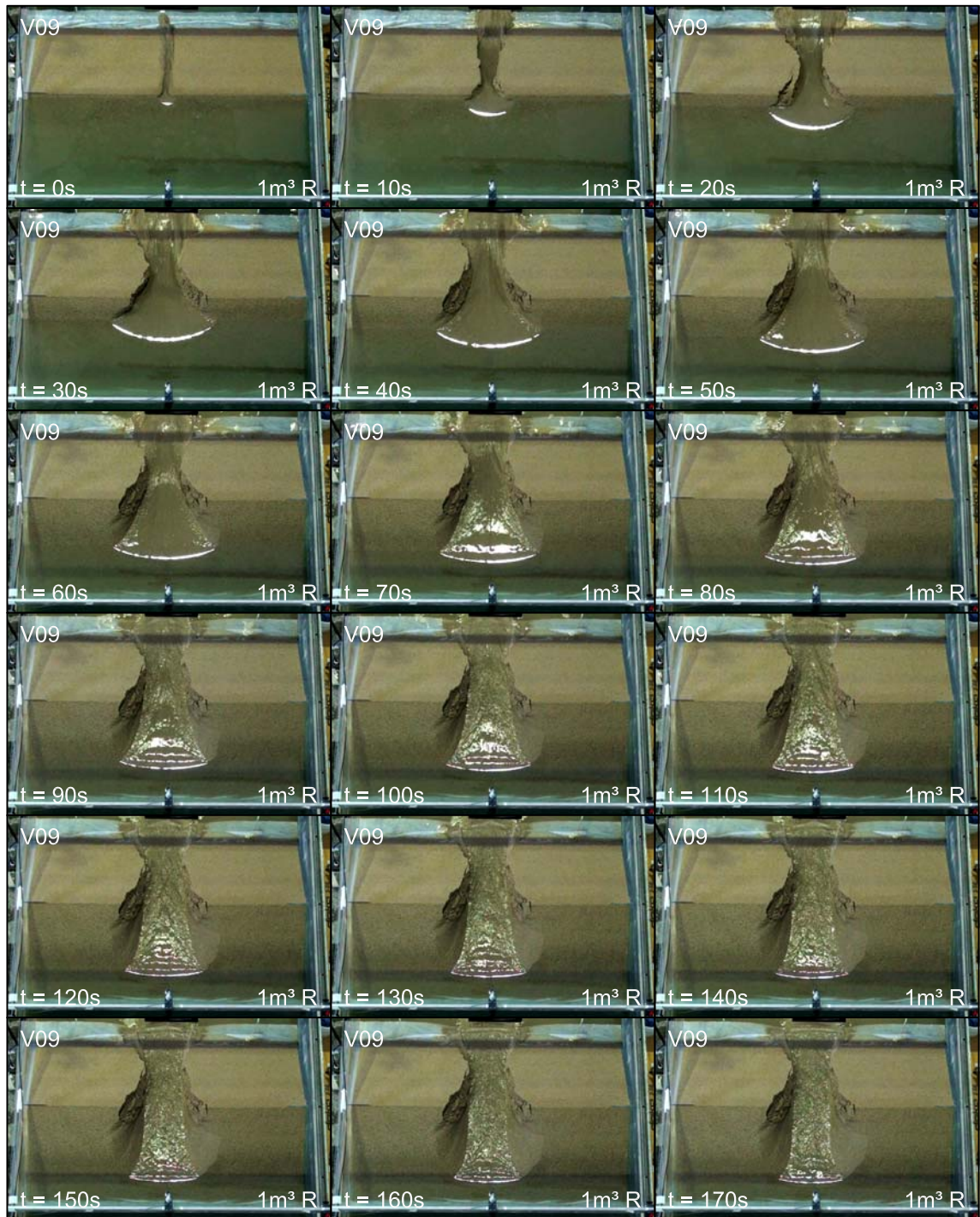


Abbildung B.11: Sequenz Versuch V09, $t = 0\text{--}170\text{ s}$, Intervall 10 s

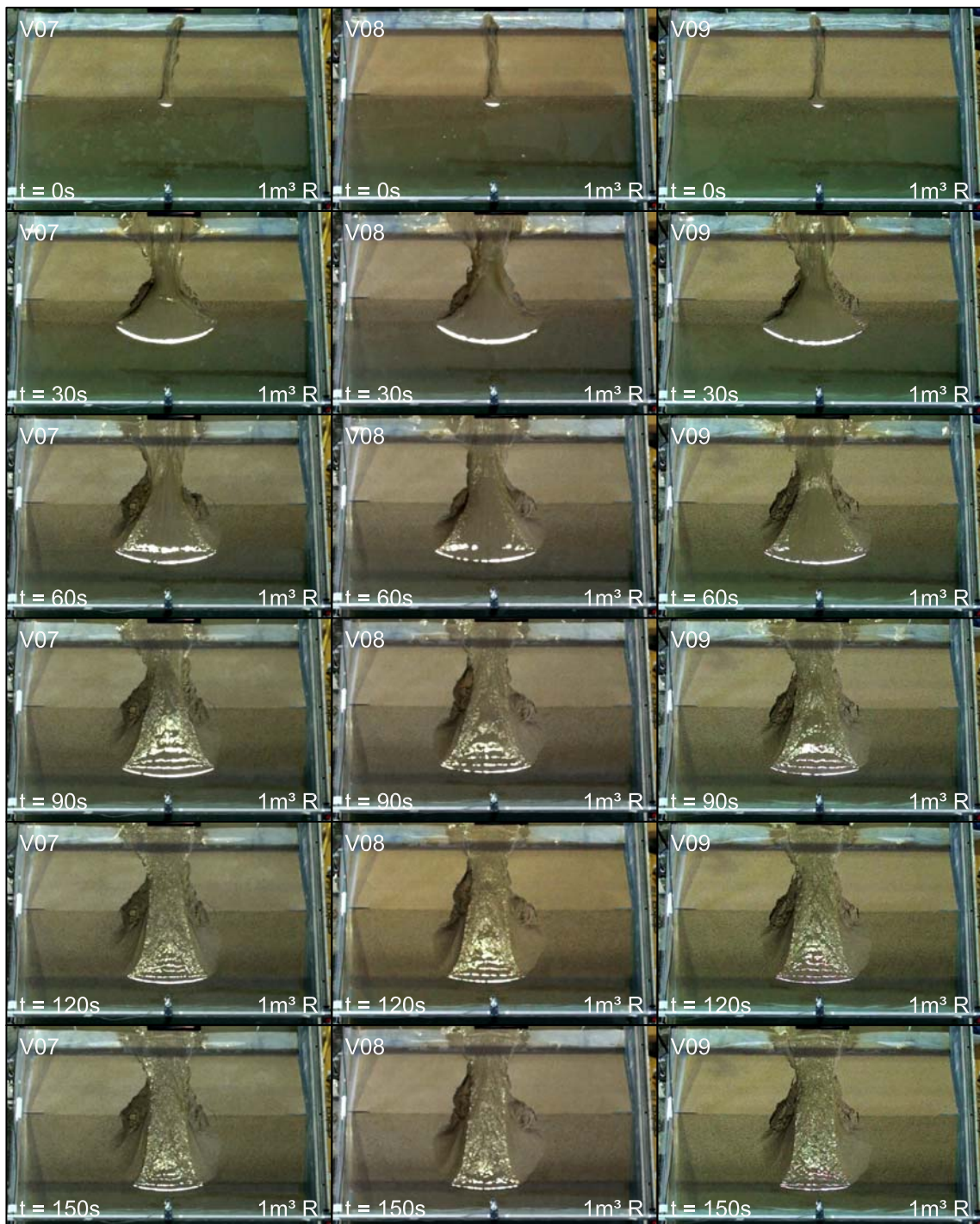


Abbildung B.12: V07, V08 und V09, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s



Abbildung B.13: V01, V04 und V07, $t = 0\text{--}150\text{ s}$, Intervall 30 s

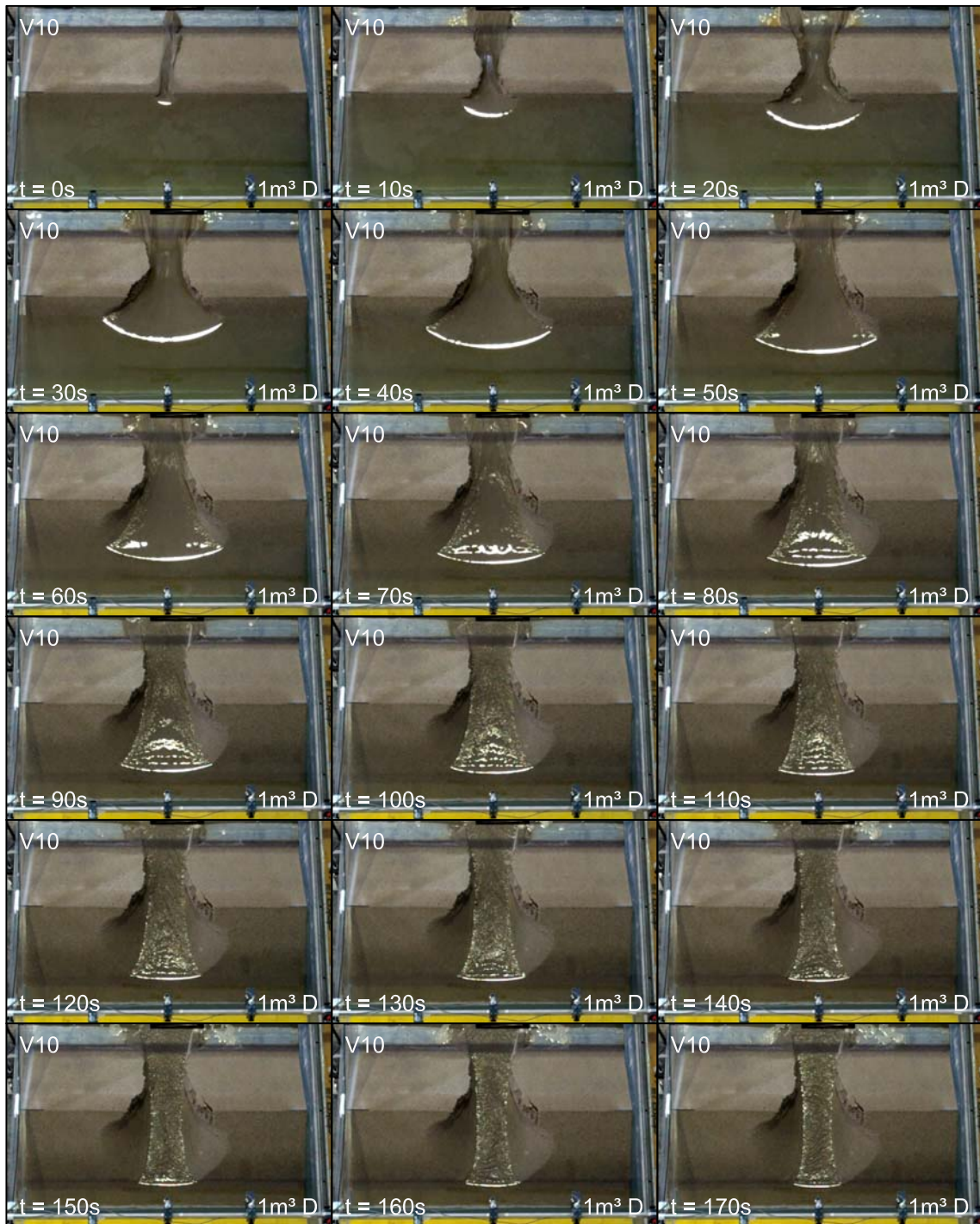


Abbildung B.14: Sequenz Versuch V10, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

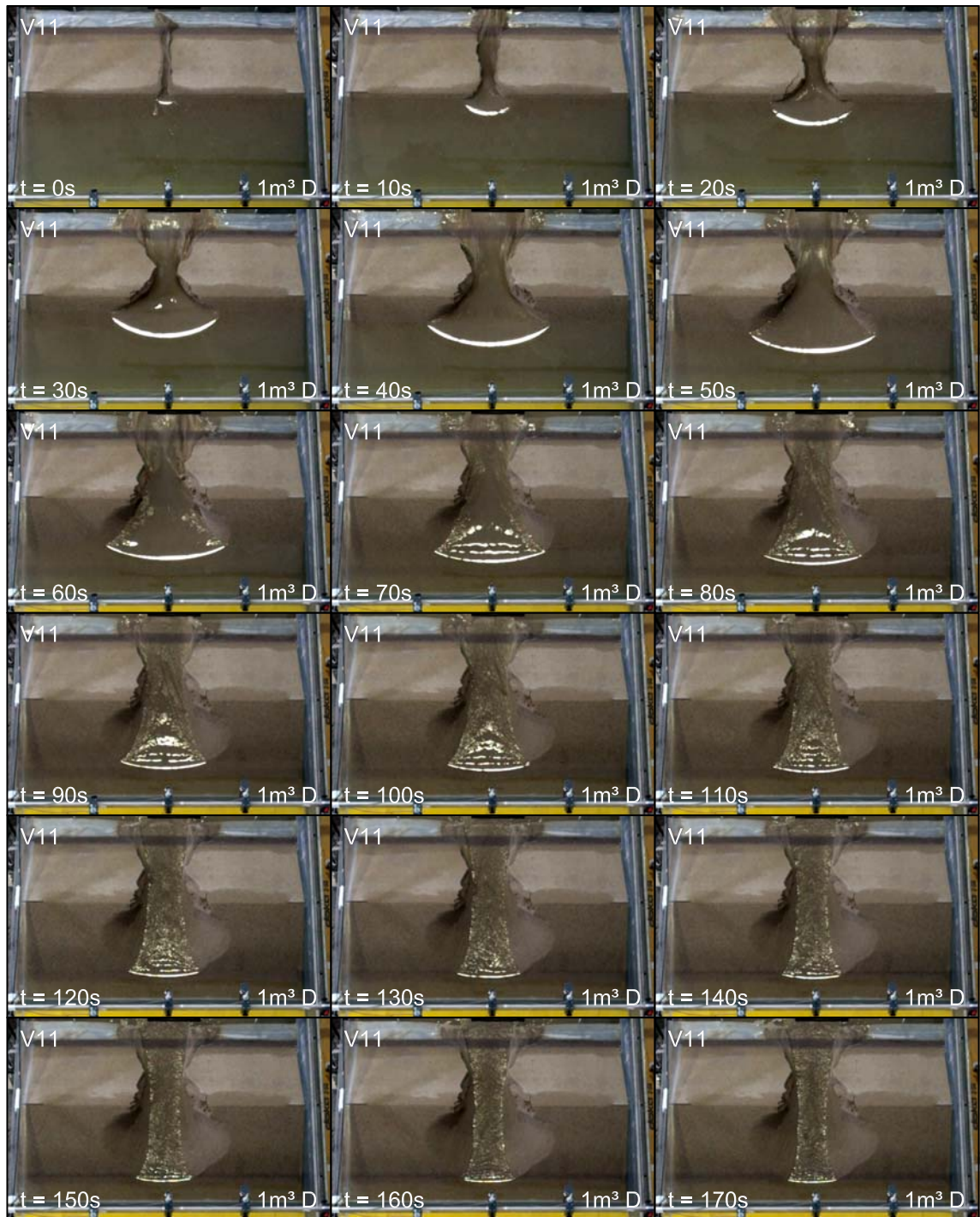


Abbildung B.15: Sequenz Versuch V11, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

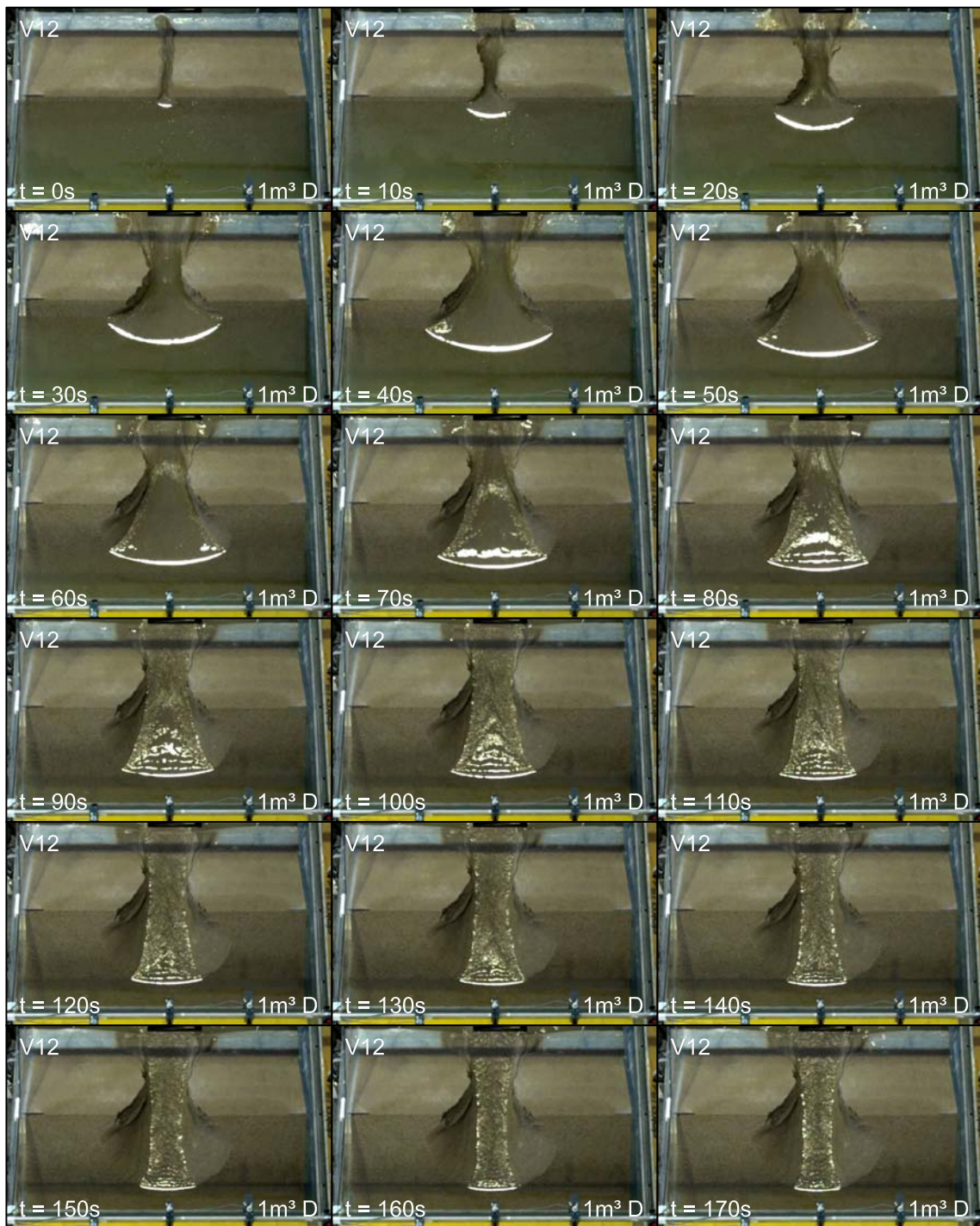


Abbildung B.16: Sequenz Versuch V12, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s



Abbildung B.17: V10, V11 und V12, $t = 0\text{--}150\text{ s}$, Intervall 30 s

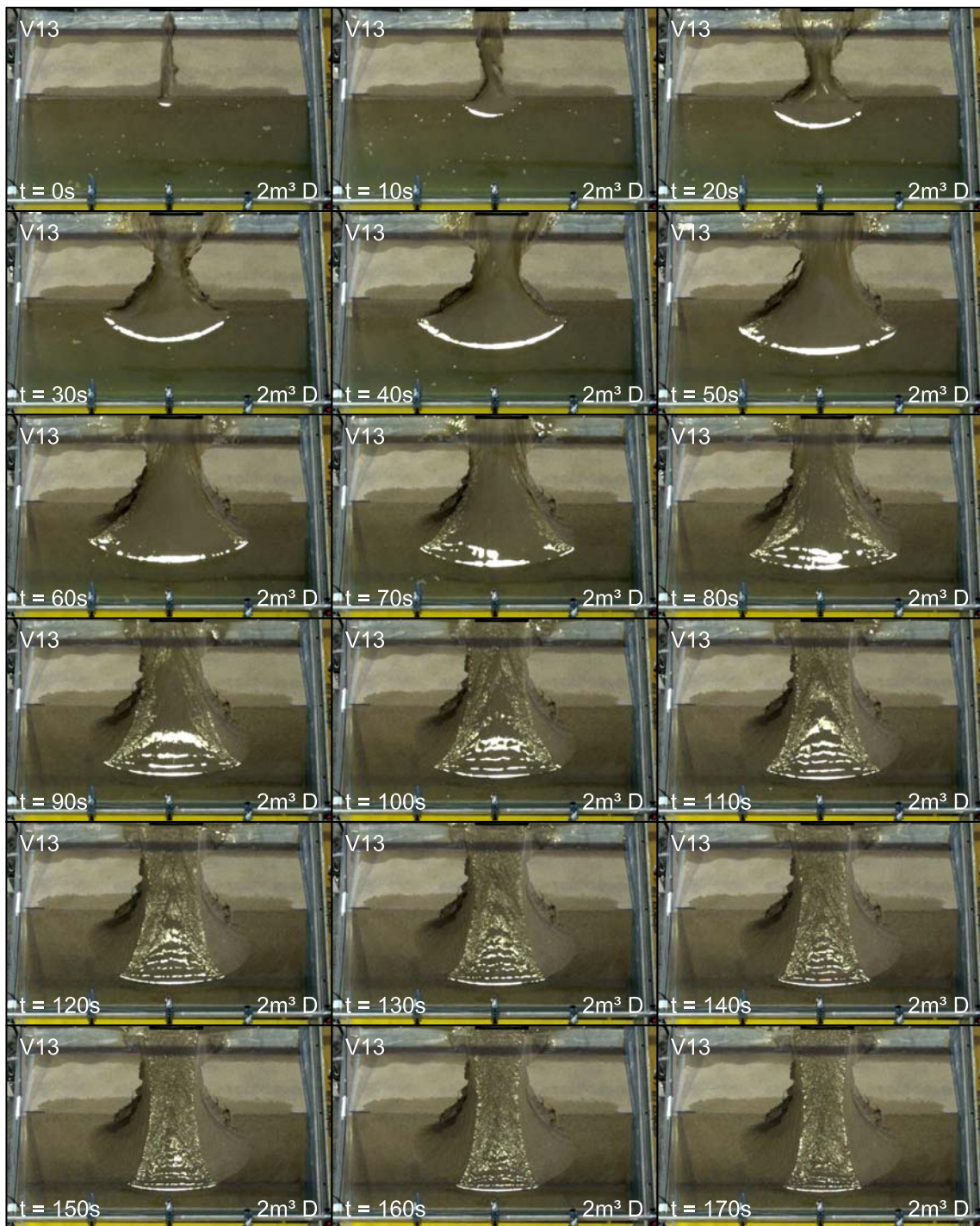


Abbildung B.18: Sequenz Versuch V13, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

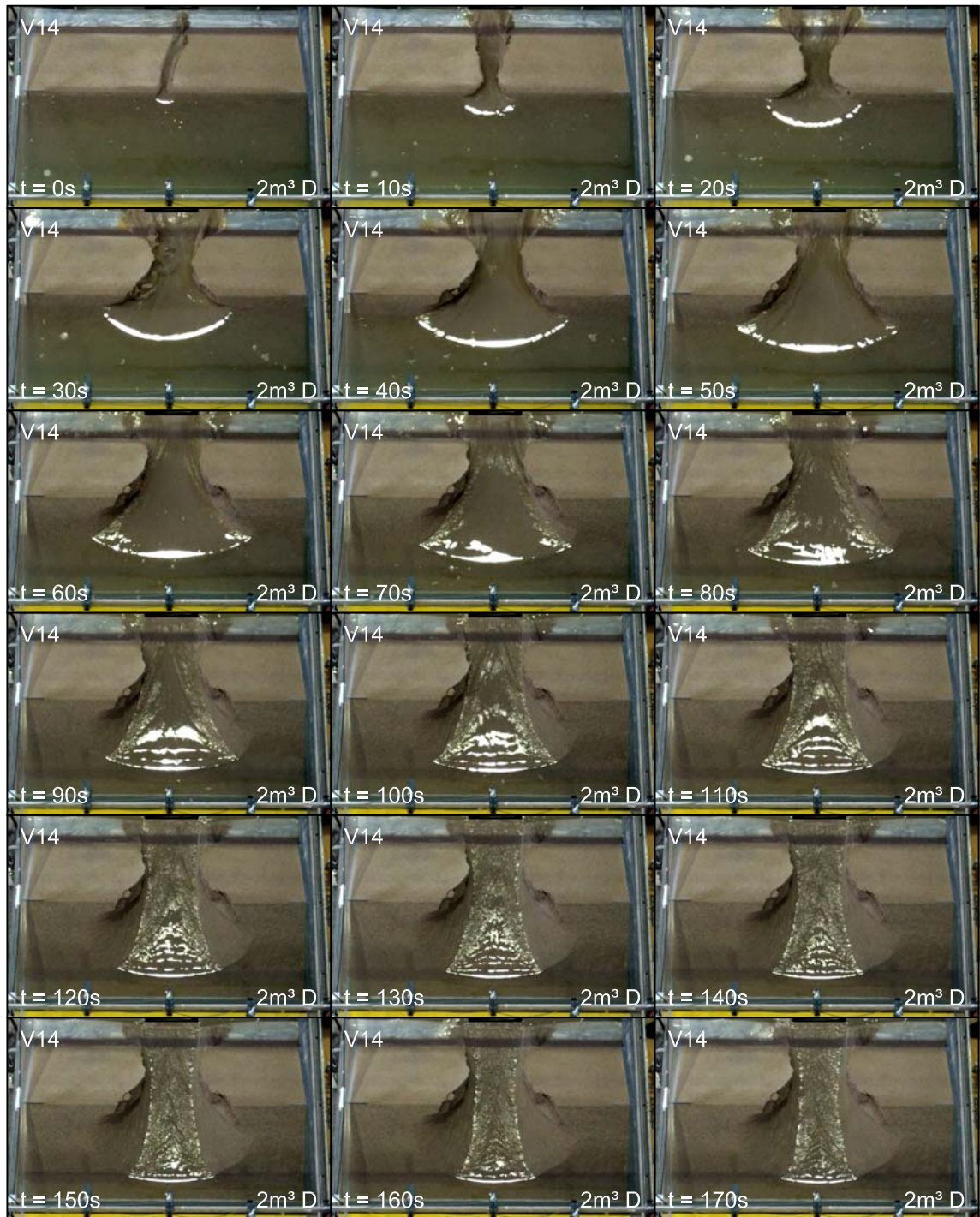


Abbildung B.19: Sequenz Versuch V14, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s



Abbildung B.20: Sequenz Versuch V15, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

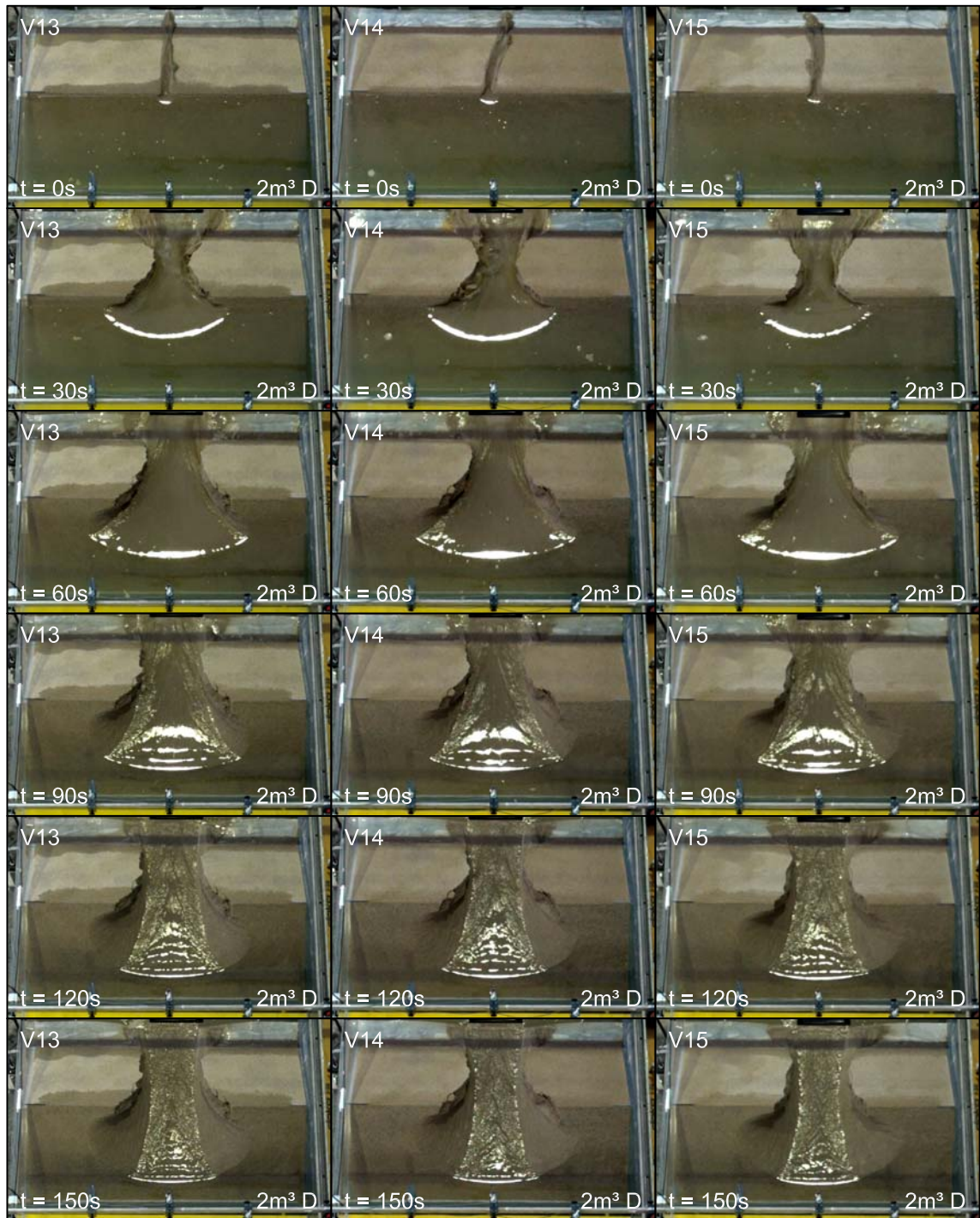


Abbildung B.21: V13, V14 und V15, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s

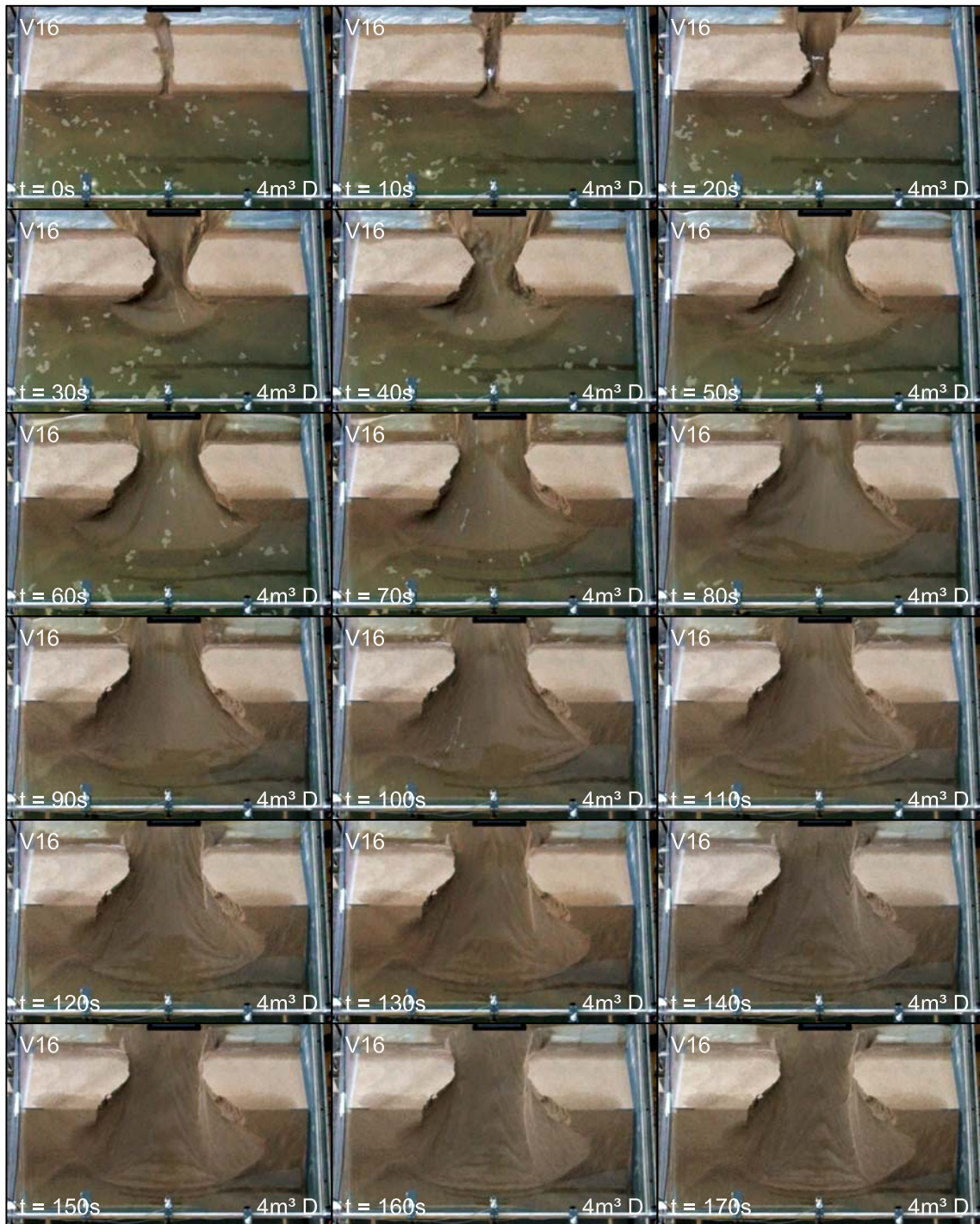


Abbildung B.22: Sequenz Versuch V16, $t = 0\text{--}170\text{ s}$, Intervall 10 s



Abbildung B.23: Sequenz Versuch V17, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

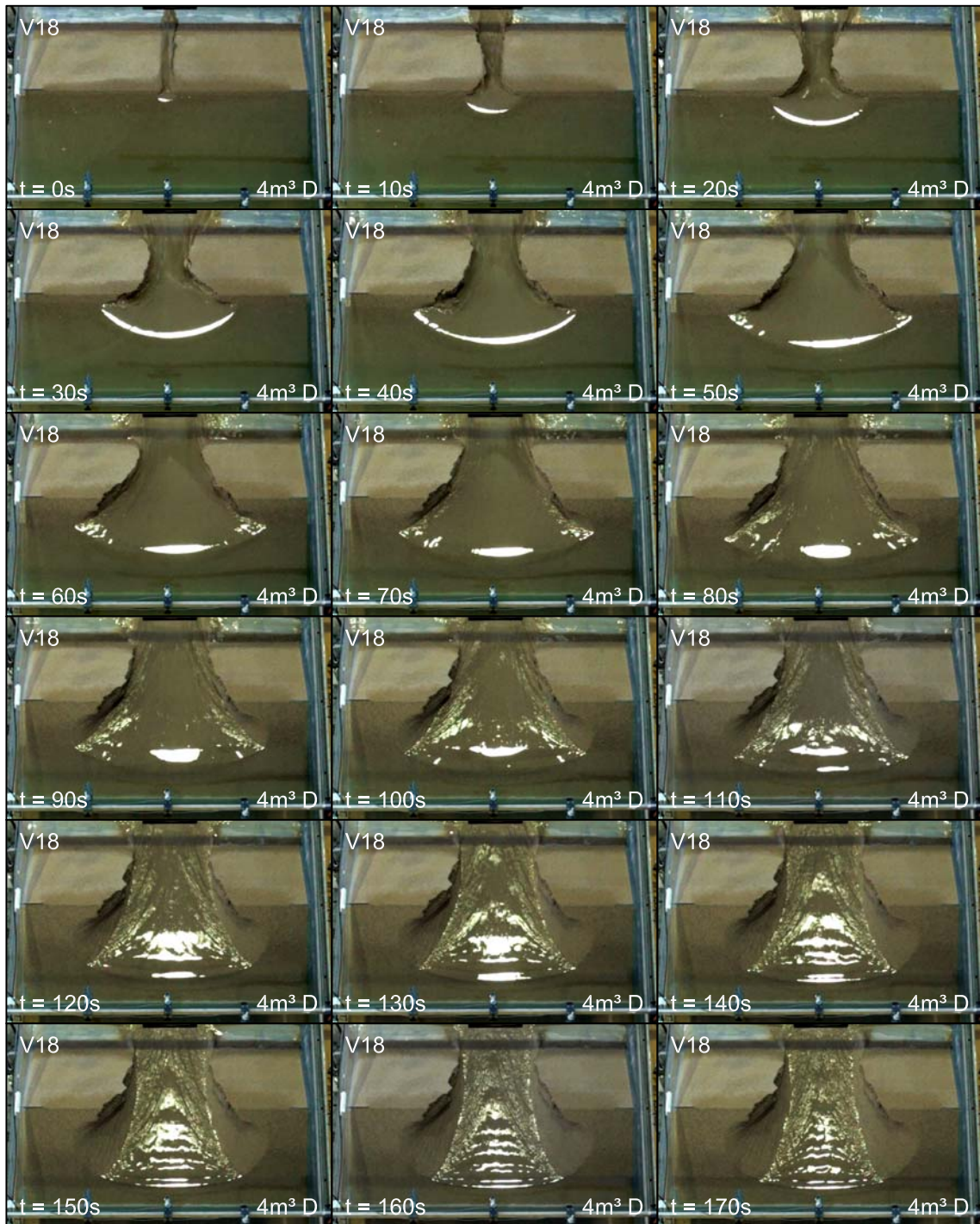


Abbildung B.24: Sequenz Versuch V18, $t = 0-170$ s, Intervall 10 s

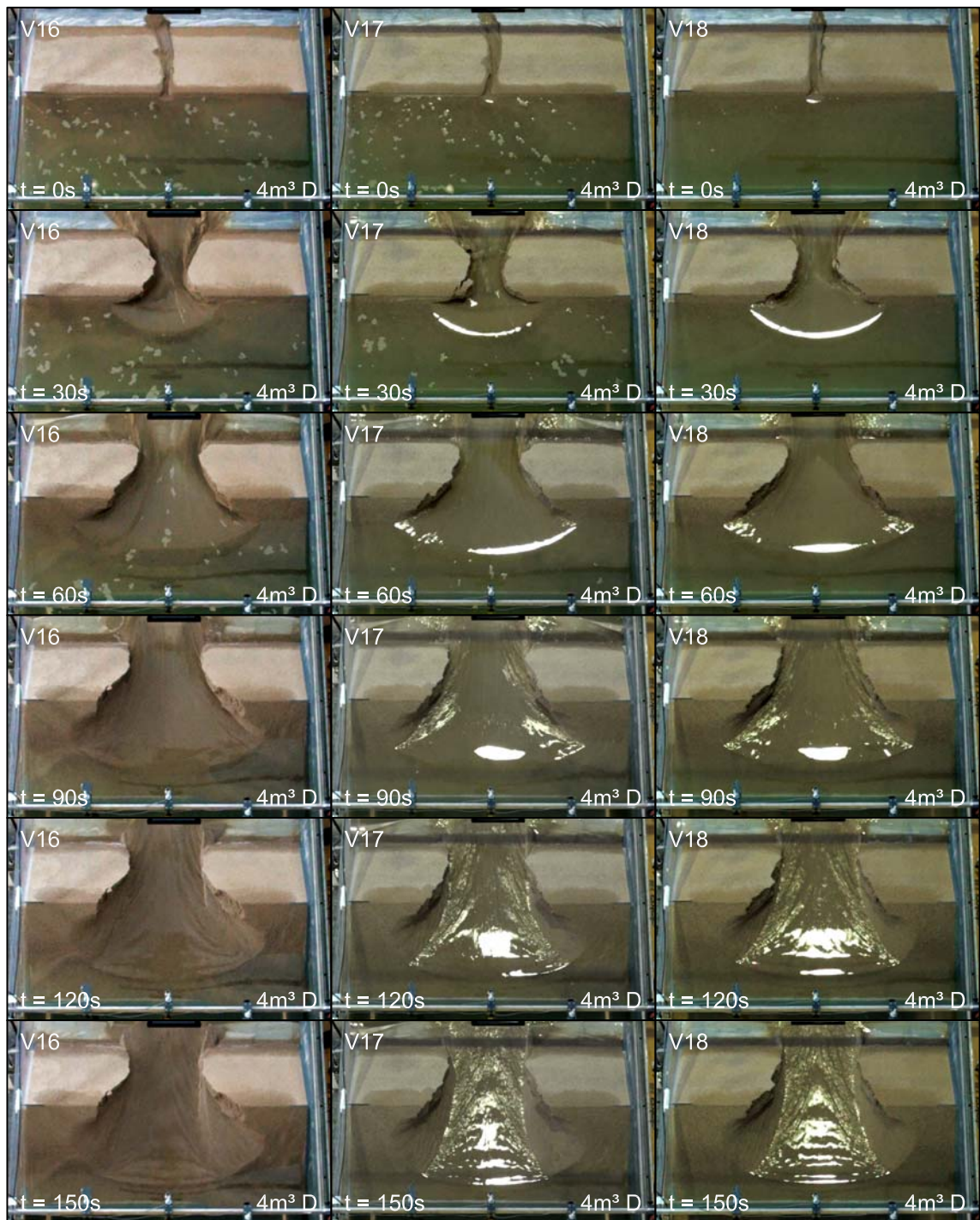


Abbildung B.25: V16, V17 und V18, $t = 0\text{--}150 \text{ s}$, Intervall 30 s



Abbildung B.26: V10, V13 und V16, $t = 0\text{--}150\text{ s}$, Intervall 30 s

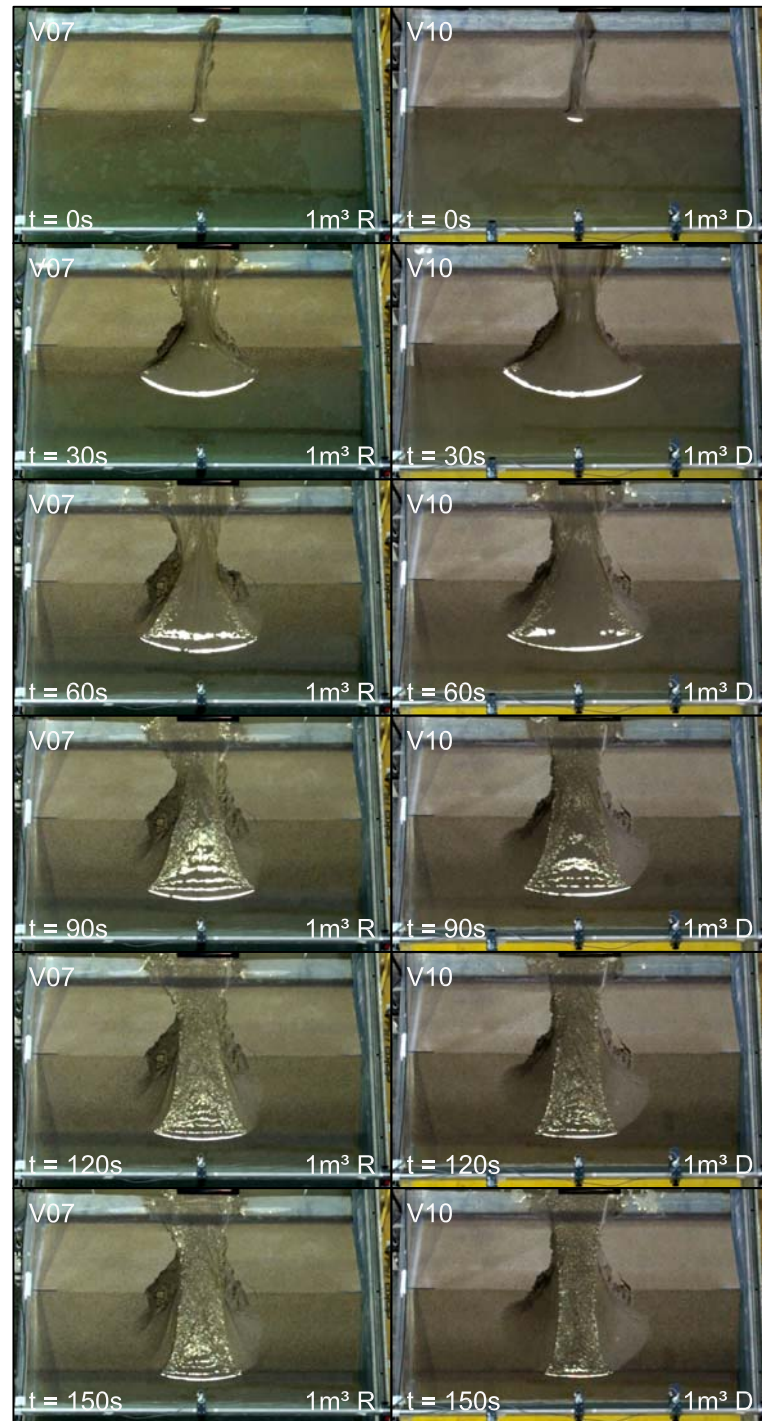


Abbildung B.27: V07 und V10, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s

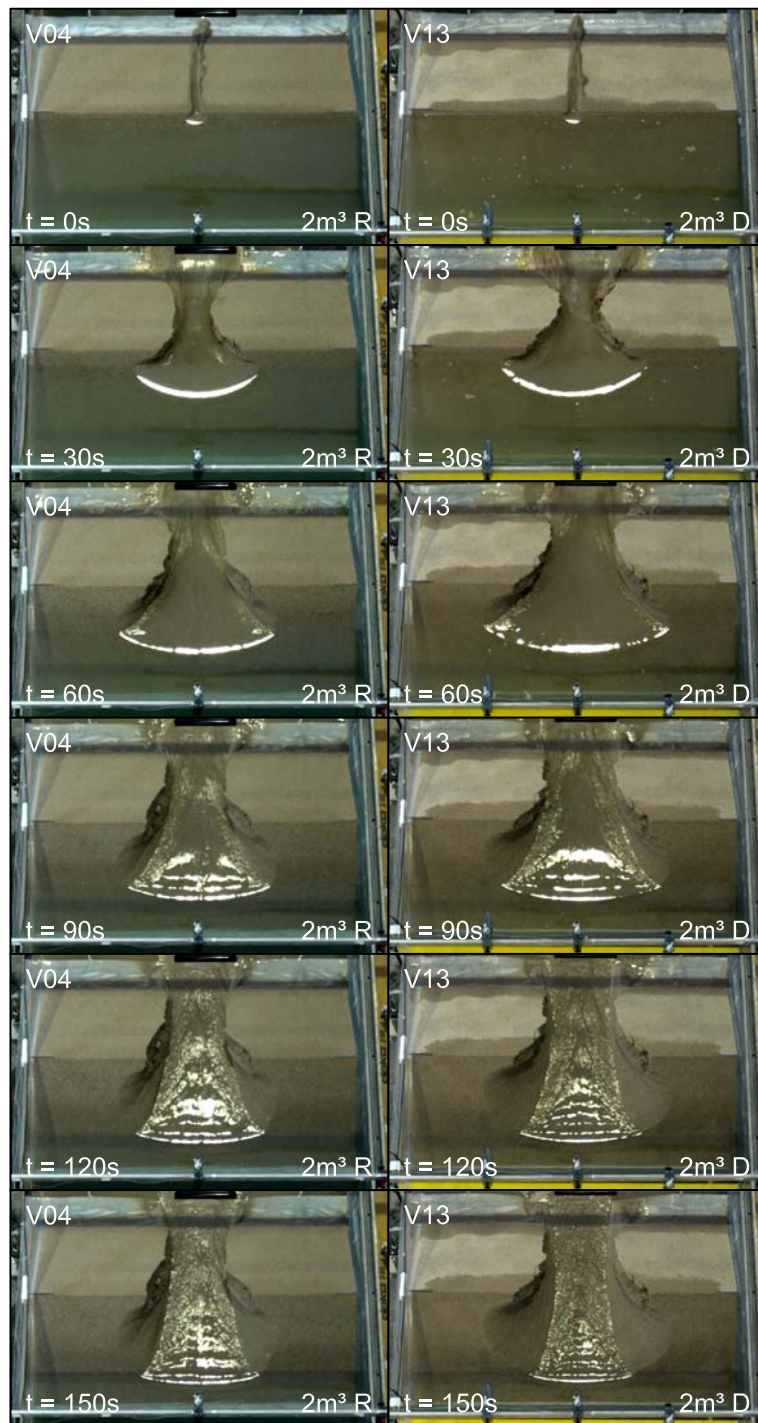


Abbildung B.28: V04 und V13, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s

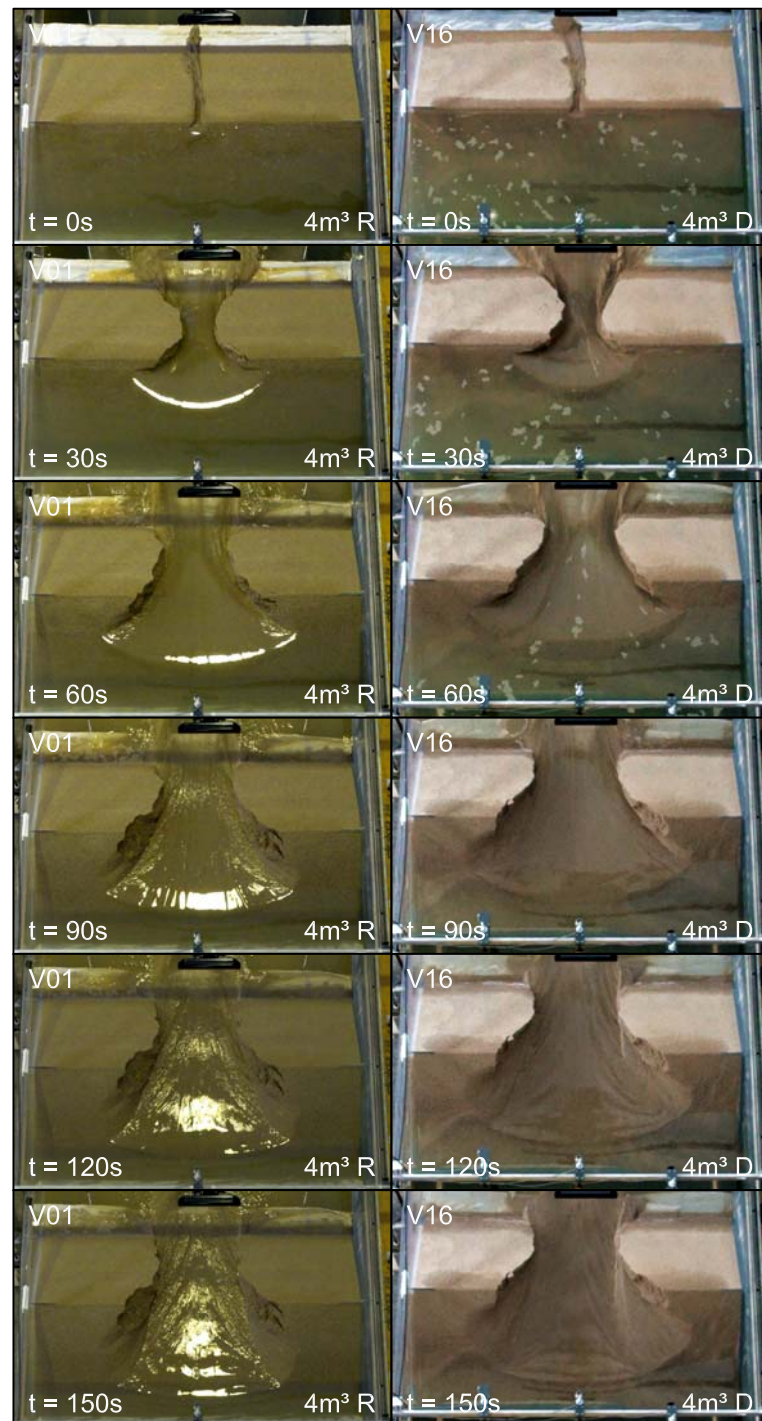


Abbildung B.29: V01 und V16, $t = 0-150$ s, Intervall 30 s

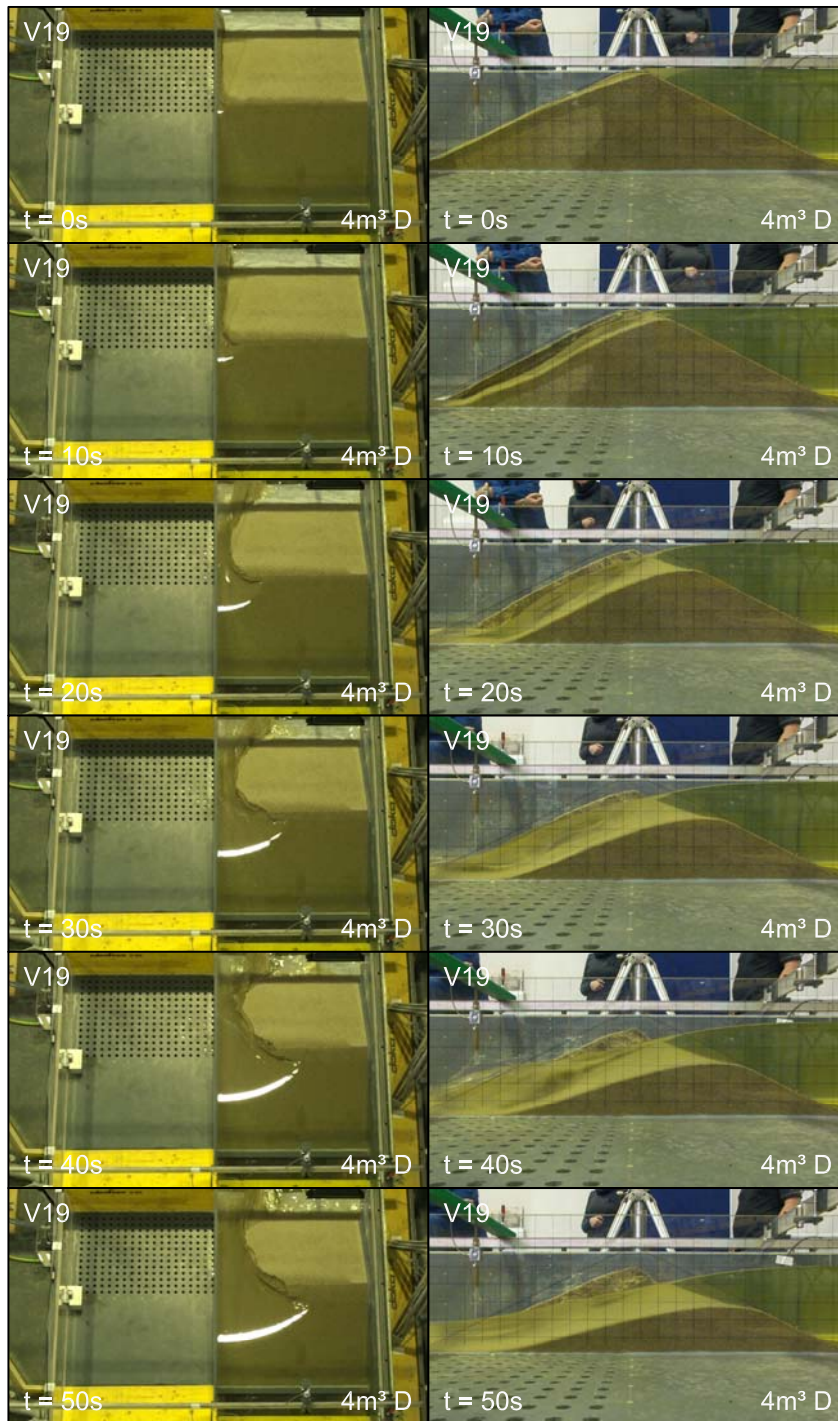


Abbildung B.30: V19 Halbmodell, $t = 0\text{--}50\text{ s}$, Intervall 10 s , Teil 1

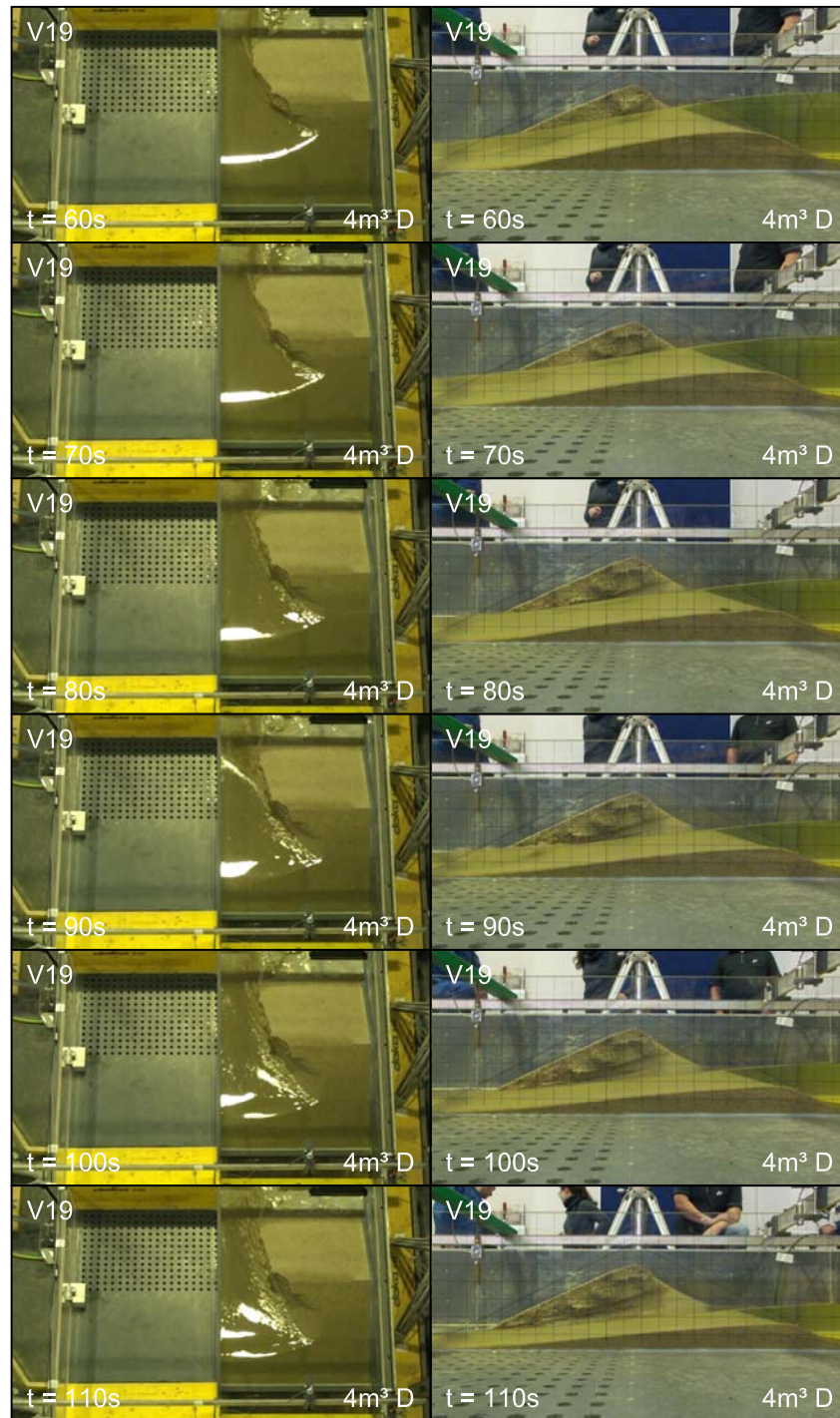


Abbildung B.31: V19 Halbmodell, $t = 60\text{--}110$ s, Intervall 10 s, Teil 2

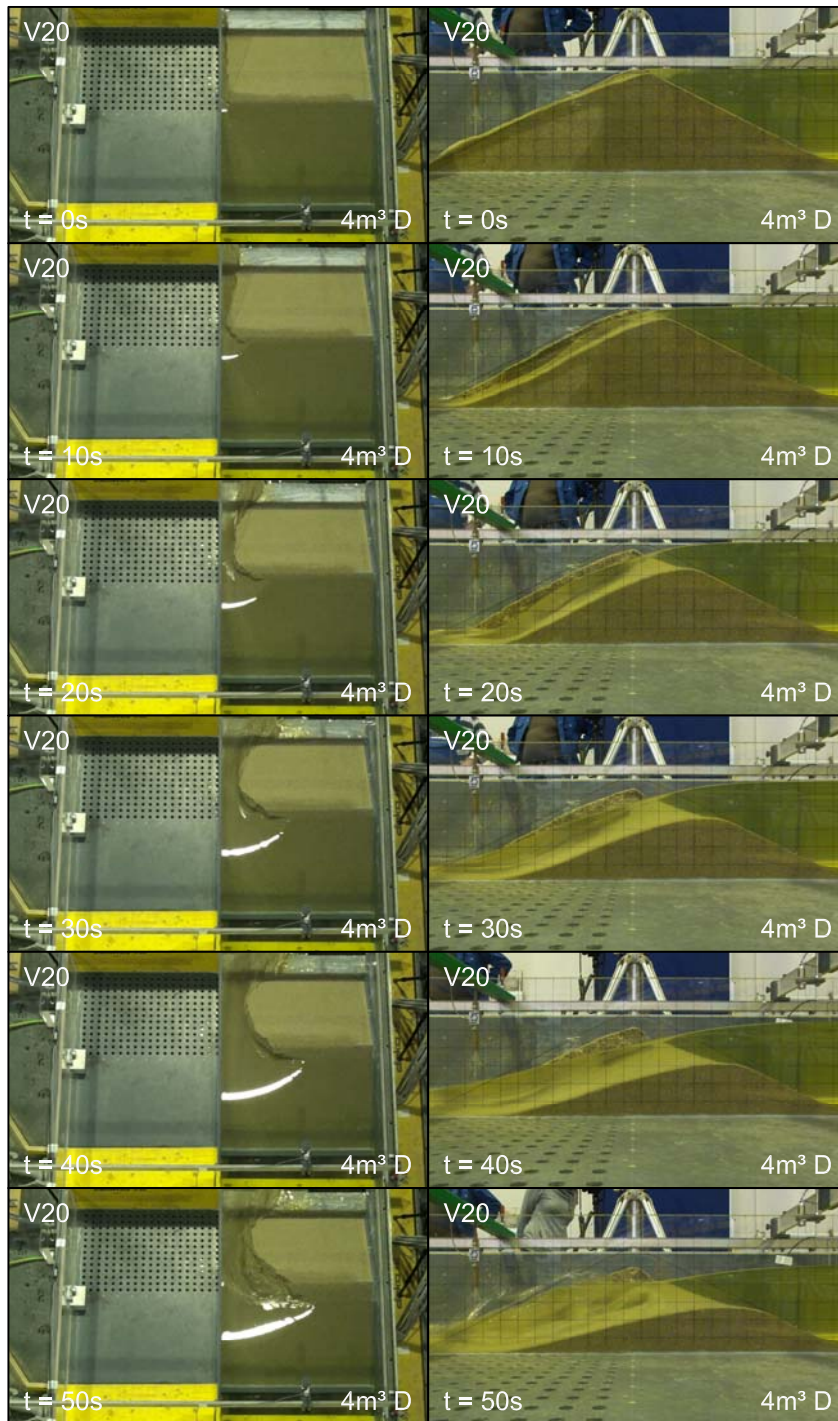


Abbildung B.32: V20 Halbmodell, $t = 0-50$ s, Intervall 10 s, Teil 1

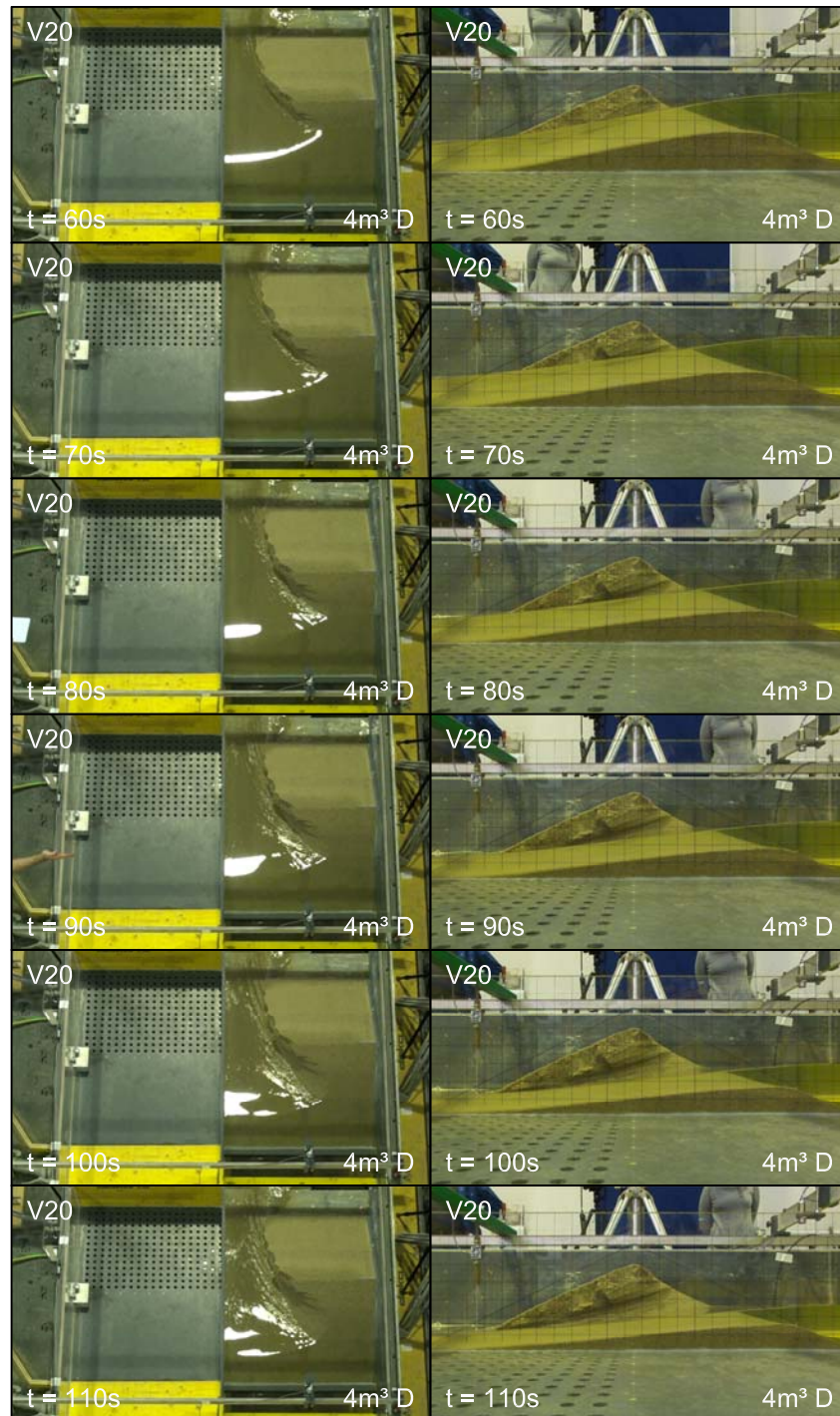


Abbildung B.33: V20 Halbmodell, $t = 60\text{--}110$ s, Intervall 10 s, Teil 2

C Materialparameter

Anhang C enthält die Sieblinien der im Zuge der Modellaufbauten gewonnenen Materialproben sowie einige daraus berechnete Materialparameter.

In den Abbildungen C.1 bis C.7 sind die Sieblinien der Proben für die verschiedenen Speicher-
konfigurationen grafisch dargestellt.

Tabelle C.1 enthält die ermittelten Feuchtdichten ρ , Trockendichten ρ_d , Porenanteile n_{Sed} und Wassergehalte w , mittleren Korndurchmesser d_{50} , Ungleichförmigkeitszahlen C_u , Krümmungszahlen C_c und Größtkörner (GK) der Zylinderproben.

Die Korndichte beziehungsweise Feststoffdichte ρ_s betrug 2650 kg/m^3 . Aus den Massen der feuchten (m_f) und getrockneten (m_d) Zylinderproben und dem Zylindervolumen V_{Zyl} ergeben sich die Materialkennwerte $\rho = m_f/V_{Zyl}$ und $\rho_d = m_d/V_{Zyl}$. Der Porenanteil beträgt $n_{Sed} = 1 - (\rho_d/\rho_s)$ und der Wassergehalt $w = (m_f - m_d)/m_d$.

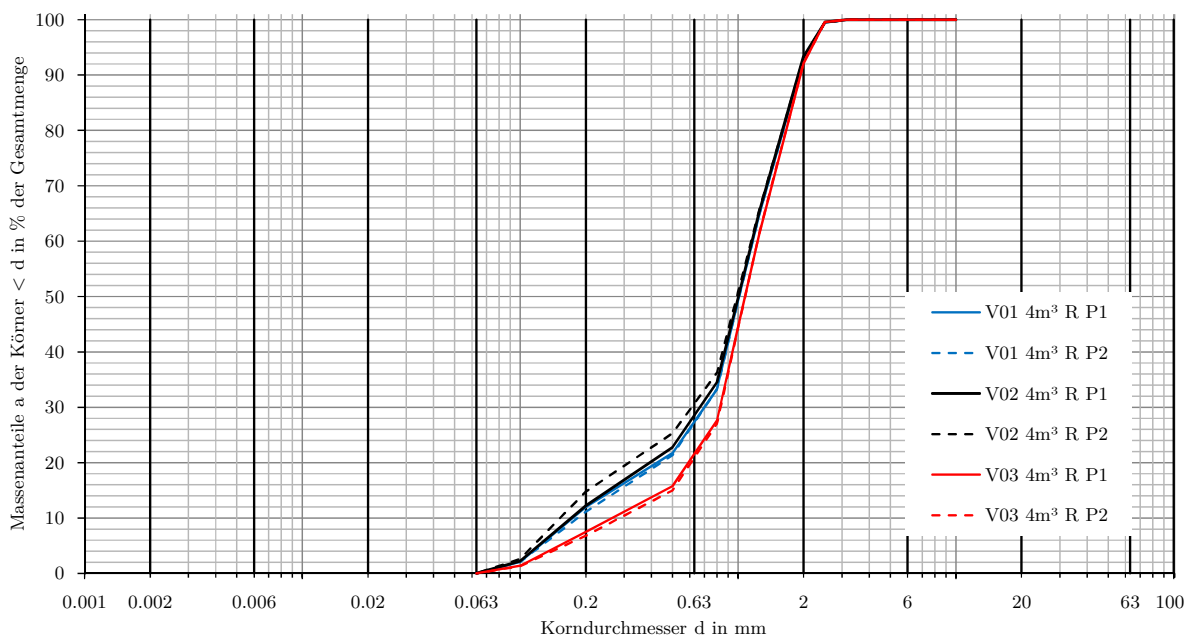


Abbildung C.1: Sieblinien der Materialproben der Versuche V01 bis V03

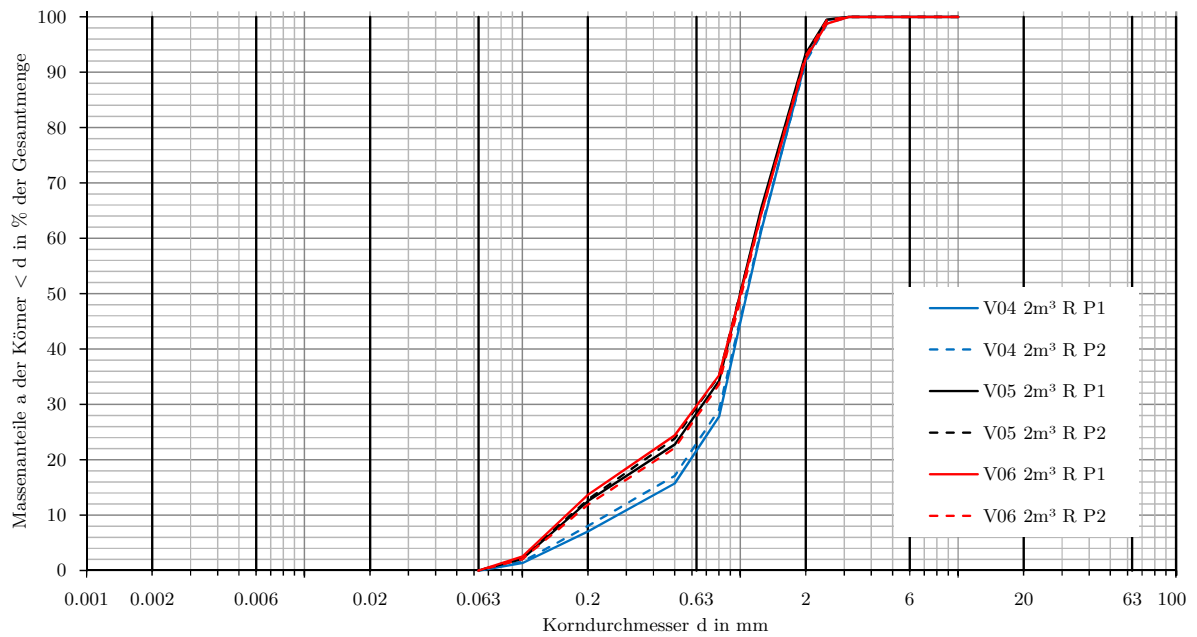


Abbildung C.2: Sieblinien der Materialproben der Versuche V04 bis V06

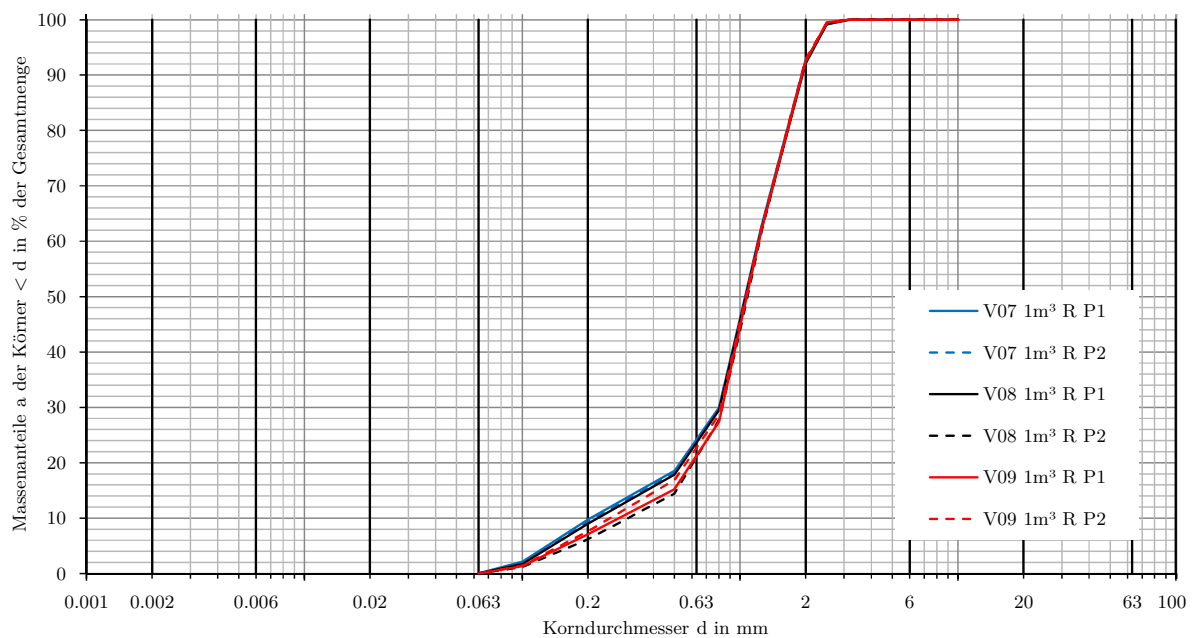


Abbildung C.3: Sieblinien der Materialproben der Versuche V07 bis V09

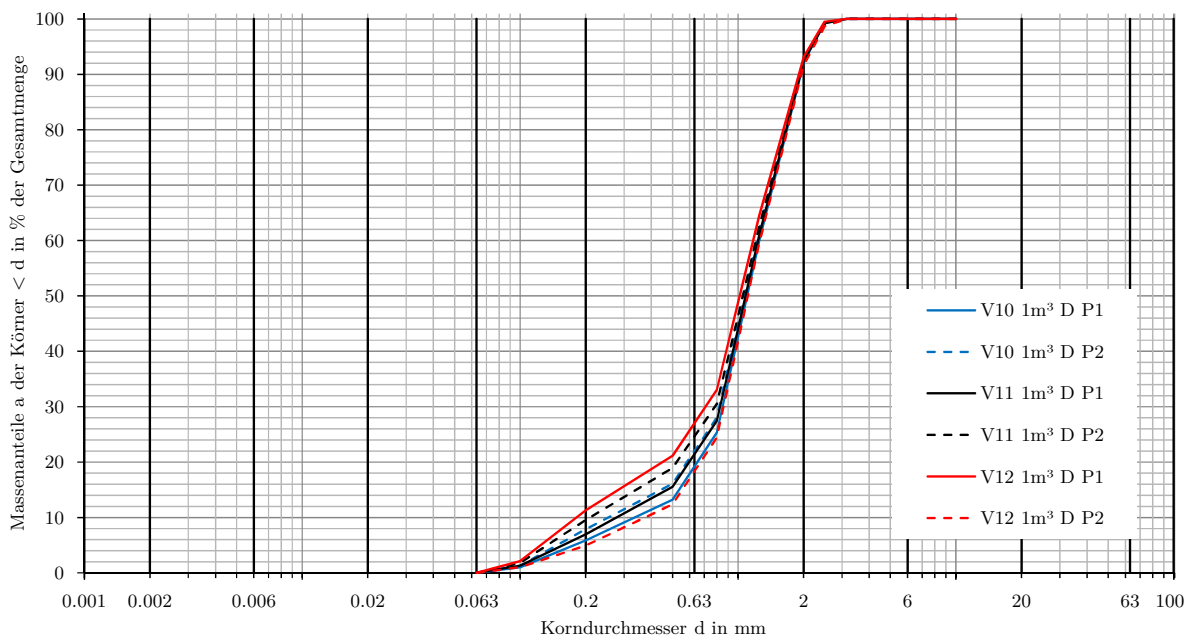


Abbildung C.4: Sieblinien der Materialproben der Versuche V10 bis V12

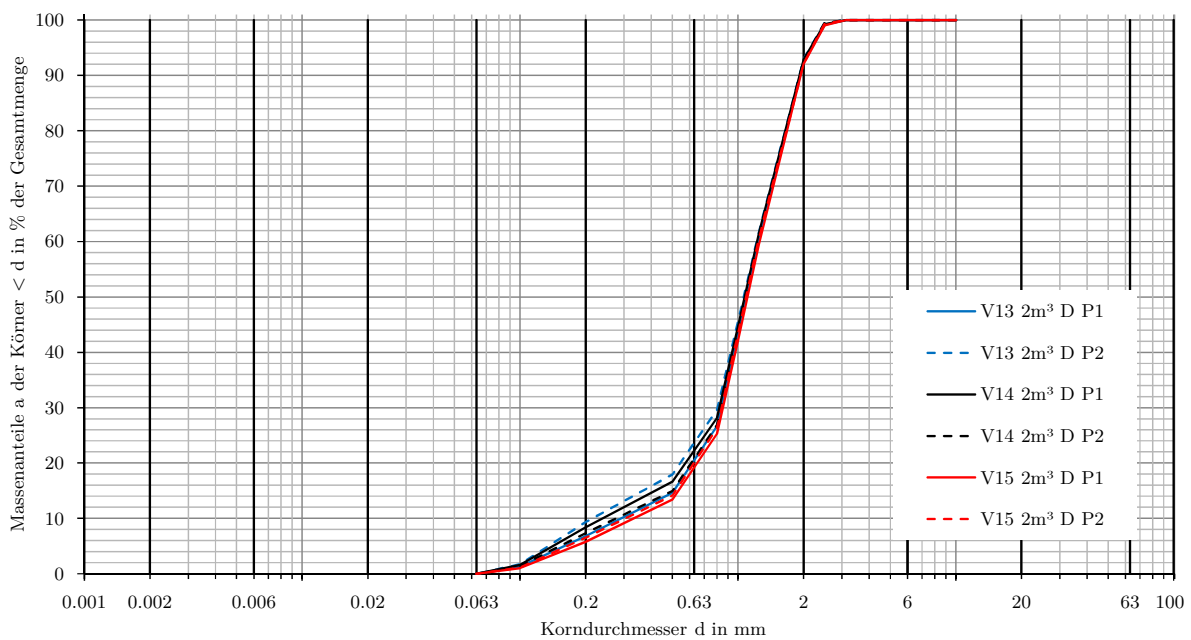


Abbildung C.5: Sieblinien der Materialproben der Versuche V13 bis V15

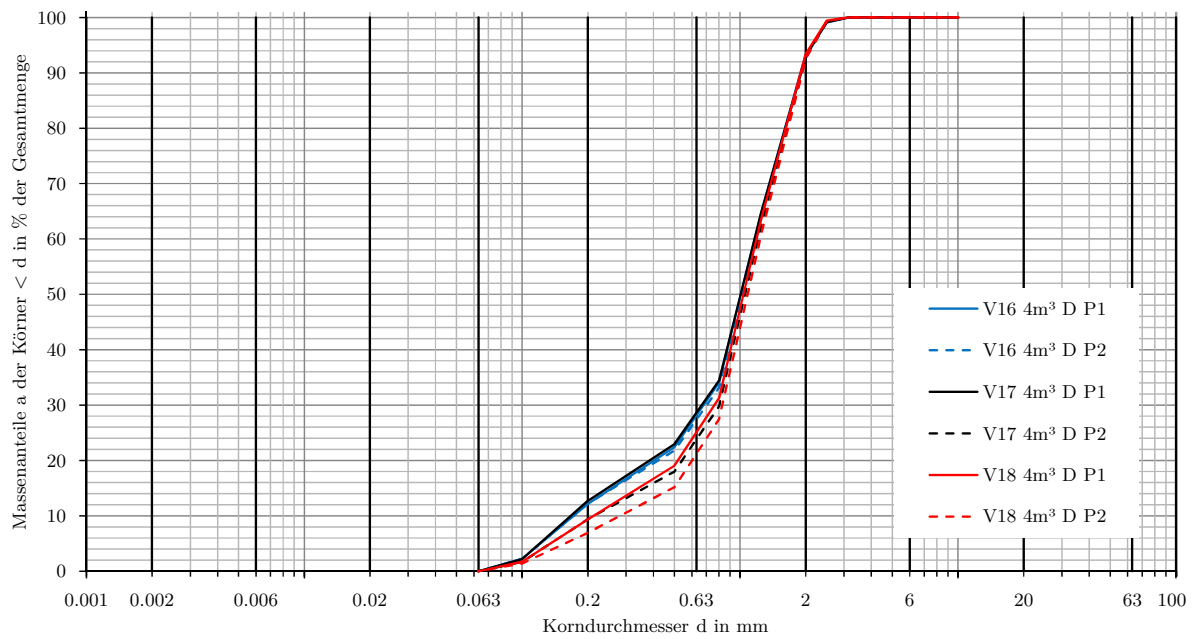


Abbildung C.6: Sieblinien der Materialproben der Versuche V16 bis V18

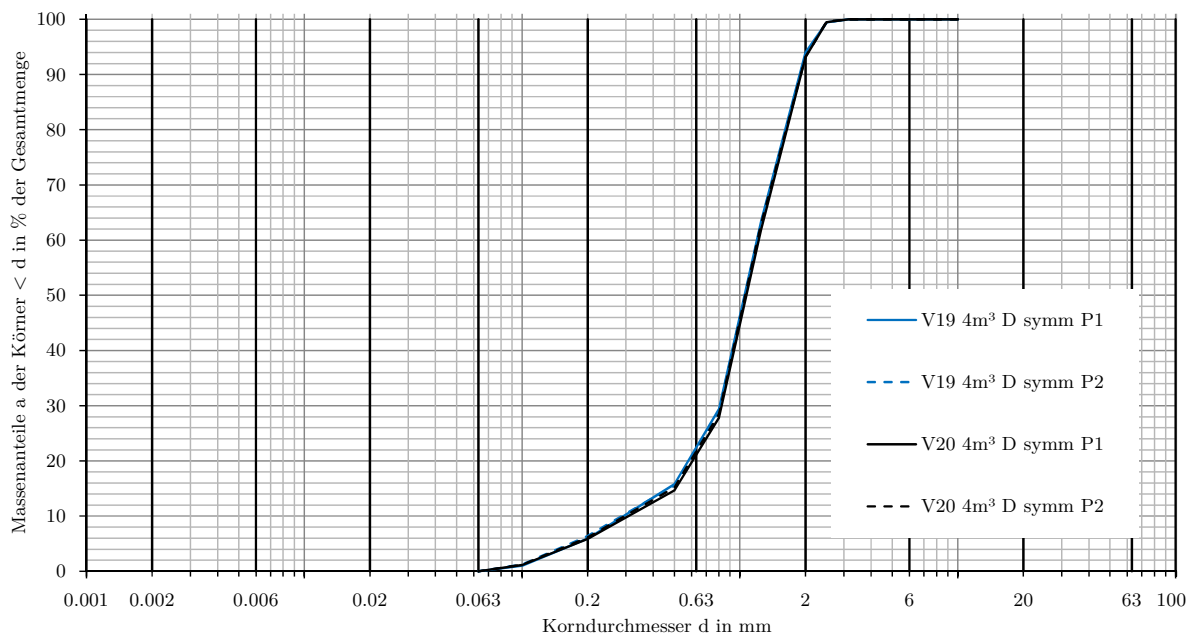


Abbildung C.7: Sieblinien der Materialproben der Versuche V19 und V20

Tabelle C.1: Einige aus den Zylinderproben gewonnene Materialkennwerte

	ρ [kg/m ³]	ρ_d [kg/m ³]	n_{Sed} [-]	w [-]	d_{50} [mm]	C_u [-]	C_c [-]	GK [mm]
V01-P1	1638	1566	0,41	0,05	1,01	6,50	2,40	2,50
V01-P2	1608	1579	0,40	0,02	1,01	6,30	2,30	2,50
V02-P1	1620	1556	0,41	0,04	1,00	6,50	2,30	2,50
V02-P2	1661	1585	0,40	0,05	0,99	7,20	2,10	2,50
V03-P1	1644	1572	0,41	0,05	1,08	4,20	1,90	2,60
V03-P2	1588	1572	0,43	0,05	1,08	3,90	1,80	2,60
V04-P1	1624	1573	0,41	0,03	1,08	4,10	1,80	2,60
V04-P2	1625	1579	0,40	0,03	1,07	4,60	2,00	2,60
V05-P1	1637	1593	0,40	0,03	1,00	6,60	2,30	2,50
V05-P2	1704	1641	0,38	0,04	1,00	6,70	2,20	2,50
V06-P1	1668	1603	0,39	0,04	1,00	7,00	2,20	2,50
V06-P2	1677	1603	0,39	0,03	1,02	6,50	2,30	2,50
V07-P1	1630	1583	0,40	0,03	1,06	5,80	2,50	2,60
V07-P2	1634	1583	0,40	0,03	1,07	5,50	2,40	2,60
V08-P1	1611	1564	0,41	0,03	1,07	5,20	2,30	2,60
V08-P2	1650	1580	0,40	0,04	1,09	3,60	1,60	2,60
V09-P1	1604	1554	0,41	0,03	1,08	4,00	1,80	2,60
V09-P2	1608	1554	0,40	0,02	1,07	4,40	2,00	2,60
V10-P1	1607	1572	0,41	0,02	1,11	3,40	1,60	2,60
V10-P2	1654	1618	0,39	0,02	1,07	4,40	2,00	2,60
V11-P1	1644	1601	0,40	0,03	1,09	4,00	1,80	2,60
V11-P2	1658	1615	0,39	0,03	1,06	5,60	2,40	2,60
V12-P1	1652	1600	0,40	0,03	1,02	6,30	2,40	2,50
V12-P2	1651	1600	0,39	0,01	1,12	3,10	1,50	2,60
V13-P1	1650	1623	0,39	0,02	1,10	3,80	1,80	2,60
V13-P2	1605	1564	0,41	0,03	1,07	5,50	2,40	2,60
V14-P1	1633	1582	0,40	0,03	1,08	4,70	2,10	2,60
V14-P2	1621	1591	0,40	0,02	1,09	4,10	1,90	2,60
V15-P1	1635	1600	0,40	0,02	1,11	3,40	1,60	2,60
V15-P2	1646	1600	0,39	0,01	1,10	3,70	1,70	2,60
V16-P1	1635	1600	0,40	0,02	1,01	6,60	2,30	2,50
V16-P2	1680	1647	0,38	0,02	1,02	6,70	2,40	2,50
V17-P1	1646	1601	0,40	0,03	1,01	6,70	2,30	2,50
V17-P2	1630	1597	0,40	0,02	1,06	5,50	2,40	2,60
V18-P1	1667	1638	0,38	0,02	1,04	5,40	2,30	2,50
V18-P2	1642	1638	0,39	0,01	1,09	4,00	1,80	2,60
V19-P1	1662	1642	0,38	0,01	1,06	3,70	1,70	2,50
V19-P2	1671	1653	0,38	0,01	1,06	3,80	1,70	2,50
V20-P1	1667	1645	0,38	0,01	1,08	3,60	1,60	2,60
V20-P2	1658	1635	0,38	0,01	1,06	3,70	1,70	2,50
Min	1588	1554	0,38	0,01	0,99	3,10	1,50	2,50
Max	1704	1653	0,43	0,05	1,12	7,20	2,50	2,60
Mittel	1641	1597	0,40	0,03	1,06	5,01	2,04	2,56