



DIPLOMARBEIT  
Master Thesis

**Naturmaßstäblicher Modellversuch zur Untersuchung der  
Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades  
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn.

**Dietmar ADAM**

und als verantwortlich mitwirkenden Assistenten

Proj.Ass. Dipl.-Ing.

**Marek SZABO**

am

**Institut für Geotechnik**

Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik

E 221

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

BSc.

**Dominik Johannes DORNER**

0625375

Kirchenplatz 3  
3142 Murstetten

Murstetten, im November 2012

.....  
Dominik Johannes Dörner



## **Kurzfassung**

Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen stellt bei einem entsprechenden hydraulischen Gefälle aufgrund von eintretenden Erosionsprozessen in der Bodenstruktur eine erhöhte Gefahr für den Stabilitätsverlust des Bauwerkes dar. Besteht zudem das Bodenprofil aus einem zweischichtigen Untergrundaufbau, so baut sich während eines Hochwassers unter der oberflächennahen, gering durchlässigen Deckschicht ein Überdruck auf, welcher ein Aufbrechen (Aufschwimmen) dieser Schicht verursachen und ein Dammversagen zur Folge haben kann.

Eine technische Maßnahme hierzu stellt eine Druckentlastung mithilfe von Drainagen, wie Sickerschlitze, Gräben oder Kiessäulen, dar. Die Dimensionierung derartiger Entlastungsmaßnahmen beruht derzeit auf Erfahrungswerten sowie auf Annahmen und Vereinfachungen für numerische Berechnungsmodelle. Um die Wirkungsweise und daraus ableitend die Grundlagen für die Bemessung von Entlastungssäulen zu untersuchen, werden im Rahmen der gegenständlichen Arbeit naturmaßstäbliche Modellversuche beschrieben und durchgeführt.

Als Grundlage für die Herstellung eines Damm-Modells im Maßstab 1:1 behandelt der theoretische Teil dieser Arbeit den Aufbau von Hochwasserschutzdämmen sowie die für die Standsicherheit eines Dammes maßgebenden Lastfälle und Versagensformen. Darüber hinaus wird auf die hydrodynamischen Prozesse im Boden näher eingegangen. Hierzu werden die geometrischen und hydraulischen Kriterien erläutert.

Der praktische Teil baut auf den theoretischen Grundlagen auf und beschreibt den Ablauf der Vorbereitungs- und Erdbauarbeiten sowie den Vorversuch. Zu Beginn werden Forschungsprojekte der letzten Jahrzehnte diskutiert, bei denen naturmaßstäbliche Damm-Modelle zum Einsatz gekommen sind. Darüber hinaus werden die Versuchsanlage und das naturmaßstäbliche Modell sowie die verwendeten Modellböden genauer betrachtet. Den Schwerpunkt der Vorbereitungsarbeiten für den Modellversuch stellt neben der Kalibrierung der Messtechnik der Bau des Modelldammes dar. Die Standsicherheit des Modells wird mithilfe von erdstatischen Untersuchungen bestimmt. Abschließend werden der Vorversuch beschrieben und die daraus gewonnenen Erkenntnisse diskutiert.

## **Abstract**

Erosion processes in the soil structure induced by a respective hydraulic gradient can increase the risk of failure of dykes during the underseepage of such structures. If the subsoil has a two layer profile, a high uplift pressure arises and affects the near surface low permeable soil layer during a flood. This hydrostatic uplift force can cause a static hydraulic failure of this soil layer. Consequently the dyke can be consistently damaged.

Relief drainages as drainage pits, ditches or stone columns are common technical measures to prevent the hydraulic failure and to relief high pressures. The design of such relief measures is mainly based on experiences and empirical data as well as on assumptions and simplifications of numerical models. In the scope of this thesis large scale tests are described and carried out with the goal to investigate the physical behaviour and to provide a basis for setting up new design methods for the described relief drainages.

The theoretical chapters of this thesis deal with the construction of flood protection dams and its elements as well as with the loading conditions. This part represents the basic knowledge for the construction of the large-scale dyke test. In addition to the failure mechanisms of dykes the hydrodynamic flow processes in the soil structure are discussed. The focus is on the geometric and hydraulic criteria.

The practical chapters of this thesis are based on the theoretical background discussed before and describe the preliminary works, the earth works during the constructions of the large-scale model, and the preliminary test. Similar large-scale model test projects are briefly presented at the beginning. Furthermore, the geometry of the testfield, the model, and the used soils are described. The main goal of the preliminary works comprises the calibration of measuring devices and the sensors and also the construction of the large-scale model. The stability of the model was analyzed in the scope of static calculations. Finally, the preliminary model test is described and the new findings based on the test results are discussed.

## **Danksagung**

Die gegenständliche Arbeit entstand am Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik an der Technischen Universität Wien.

Mein Dank gilt Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam für die Möglichkeit, meine Diplomarbeit an zuvor genanntem Institut umsetzen zu können.

Des Weiteren möchte ich mich recht herzlich bei Proj.Ass. Dipl.-Ing. Marek Szabo für die hervorragende Betreuung und den unermüdlichen Einsatz für das Projekt bedanken.

In diesem Zusammenhang will ich mich weiters bei den Mitarbeitern des Instituts und hier speziell beim im Labor tätigen Personal bedanken. Durch die tatkräftige Unterstützung bei den bodenphysikalischen Laboruntersuchungen haben sie entscheidend zum Gelingen der Diplomarbeit beigetragen.

Großer Dank gebührt meinen Eltern Maria und Johann Dorner, welche mir mein Studium erst ermöglicht haben. Sie haben mich stets in allen Belangen unterstützt und mich durch ihr Interesse motiviert.

Ein besonderer Dank gilt auch meiner Freundin Bianca Bitter für ihre mir entgegengebrachte Geduld, ihr Verständnis und den gebotenen Rückhalt.

Stellvertretend für alle Familienmitglieder möchte ich mich bei meiner Schwester Carina Pawlik für die oftmalige moralische Unterstützung bedanken.

Für die verlässliche Motivation und positive, mentale Ablenkung möchte ich mich auch bei meinen Freunden, Studien- und Arbeitskollegen bedanken. Ihre vollständige namentliche Auflistung würde den gebotenen Rahmen sprengen. Ich hoffe jedoch, dass sich all jene, welchen dieser Dank gebührt, mit diesen Zeilen angesprochen fühlen.

---

## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
2	Grundlagen.....	2
2.1	Hochwasserschutz .....	2
2.2	Aufbau von Dämmen.....	5
2.2.1	Untergrund .....	7
2.2.2	Stützkörper.....	7
2.2.3	Dichtung.....	8
2.2.4	Filter .....	13
2.2.5	Druckentlastung.....	13
2.3	Lastfälle bei Hochwasserschutzdämmen .....	15
2.4	Erosionsverhalten von Böden .....	21
2.4.1	Hydrodynamische Bodendeformation .....	21
2.4.2	Gegenmaßnahmen .....	30
2.5	Dammverteidigung .....	42
3	Naturmaßstäblicher Modellversuch.....	44
3.1	Naturmaßstäbliche Damm-Modelle in Übersicht.....	44
3.2	Versuchsanlage für den naturmaßstäblichen Modellversuch.....	48
3.2.1	Geometrie des Versuchsbeckens .....	48
3.2.2	Dichtigkeitsprüfung.....	51
3.3	Modellgeometrie.....	52
3.4	Modellböden.....	55
3.4.1	Bodenphysikalische Laboruntersuchungen .....	56
3.4.2	Ergebnisse der Laborversuche .....	70
3.4.2.1	Modellböden für den Dammkörper .....	71
3.4.2.2	Modellböden für die Deckschicht.....	73
3.4.2.3	Modellböden für den Grundwasserleiter .....	76
3.5	Herstellung des Modelldammes .....	80
3.6	Messtechnik .....	87

---

3.6.1	Allgemeines.....	87
3.6.2	Messkette.....	89
3.6.3	Datenlogger.....	90
3.6.4	Pegelsonden .....	92
3.6.4.1	Allgemeines .....	92
3.6.4.2	Kalibrierung.....	93
3.6.5	Porenwasserdruckgeber .....	95
3.6.5.1	Allgemeines .....	95
3.6.5.2	Kalibrierung.....	97
3.6.6	Feuchtesensoren .....	98
3.6.6.1	Allgemeines .....	98
3.6.6.2	Kalibrierung.....	100
3.7	Untersuchung des Setzungsverhaltens des Versuchsbeckens .....	105
3.7.1	Berechnungsannahmen und Eingangswerte .....	106
3.7.1.1	Modellgeometrie .....	106
3.7.1.2	Bodenkennwerte.....	106
3.7.1.3	Lastfälle.....	108
3.7.2	Auswertung und Ergebnisse .....	109
3.8	Stand sicherheitsberechnung des Modelldammes.....	111
3.8.1	Berechnungsannahmen und Eingangswerte .....	112
3.8.1.1	Modellgeometrie .....	112
3.8.1.2	Bodenkennwerte.....	112
3.8.1.3	Lastfälle.....	113
3.8.2	Auswertung und Ergebnisse .....	114
3.9	Vorversuch .....	120
3.9.1	Allgemeines.....	120
3.9.2	Hochwasserszenario.....	120
3.9.3	Auswertung .....	121
4	Zusammenfassung und Ausblick.....	122

Inhaltsverzeichnis	III
<hr/>	
5 Literaturverzeichnis .....	123
6 Abbildungsverzeichnis.....	125
7 Tabellenverzeichnis.....	129



## 1 Einleitung

Lang andauernde hydraulische Belastung stellt für Hochwasserschutzdämme ohne bzw. mit einer unvollkommenen Abdichtung des Untergrundes einen besonderen Lastfall dar. Weltweit sind zahlreiche Damnbrüche bekannt, die nicht durch eine Überströmung ausgelöst wurden, sondern waren viel mehr auf eine Unterströmung und die damit verbundenen Aufbrüche oberflächennaher Schichten sowie Erosionserscheinungen am Dammfuß zurückzuführen. Wenn der Untergrund unterhalb des Dammbauwerkes einen zweischichtigen Bodenaufbau mit einer bindigen Deckschicht und einem Grundwasserleiter besitzt, finden derartige Versagensmechanismen meist unkontrolliert statt. Eine gängige technische Gegenmaßnahme stellen neben Auflastfiltern am landseitigen Böschungsfuß Entspannungsdrainagen mittels Sickerschlitze oder Kiessäulen dar. Aufgrund der guten Durchlässigkeit des grobkörnigen Füllmaterials (Kies) bilden sie eine hydraulische Wegigkeit in der feinkörnigen Deckschicht und reduzieren den Überdruck zufolge Unterströmung. Dementsprechend werden die Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch bzw. Aufschwimmen sowie die Standsicherheit des Dammes erhöht. Diesem Vorteil steht ein Nachteil gegenüber, da unter bestimmten Voraussetzungen diese Maßnahmen zu Vernässung des angrenzenden Hinterlandes führen.

Die Dimensionierung derartiger Entlastungselemente beruht stark auf Erfahrungswerten und die Quantifizierung der Sickerwasseraustritte erfolgt meist unter Annahmen und Vereinfachungen der Berechnungsansätze. Für eine genaue Untersuchung der Wirkungsweise der Entlastungsdrainagen sowie der Bemessungsgrundlagen eignen sich am besten experimentelle Studien an Dammmodellen im Maßstab 1:1.

Im Rahmen der gegenständlichen Diplomarbeit werden anfänglich die einzelnen Elemente eines Hochwasserschutzdammes als Planungsgrundlage für den Aufbau eines naturmaßstäblichen Damm-Modells erläutert. Darüber hinaus werden die maßgebenden Lastfälle und Versagensmechanismen sowie die Entlastungsmaßnahmen behandelt, welche durch die Unterströmung der Dämme bedingt sind. Aufbauend auf diesem Wissensstand wird auf die Herstellung des Modell-Dammes im Maßstab 1:1 eingegangen. Hierbei werden neben der Kalibrierung der messtechnischen Einrichtung die einzelnen Bauphasen bis zum Erstversuch beschrieben. Der Erstversuch soll somit zur Beurteilung der Interaktion zwischen dem Damm-Modell und der hydraulischen Belastung durch das Wasser sowie zum Testlauf der im Modell eingebauten Sensoren dienen. Außerdem werden dabei die Wirkungsweise der Entlastungsdrainage mittels einer Kiessäule und die Druckverläufe im Grundwasserleiter untersucht.

## 2 Grundlagen

### 2.1 Hochwasserschutz

Im Wörterbuch Duden [6] wird der Begriff Hochwasser als „sehr hoher, bedrohlicher Wasserstand eines Flusses, auch eines Sees oder des Meeres“ definiert. Je nach Intensität und Größe eines Hochwassers bedeutet dies, dass sich der Fluss in sein natürliches Überschwemmungsgebiet, sofern vorhanden, ausbreitet und entsprechende Flächen in Anspruch nimmt. Steht dem Gewässer jedoch kein natürliches Überschwemmungsgebiet zur Verfügung, so kann ein Hochwasser erhebliche Schäden an Mensch und Gut mit katastrophalen volkswirtschaftlichen Folgen verursachen. Der Hochwasserschutz hat somit zum Ziel, die durch Hochwasser drohenden Gefahren auf ein Minimum zu reduzieren und die Beeinträchtigungen sowie Schäden auf ein akzeptierbares Maß zu beschränken.

Bei Tschernutter [20] werden folgende **Strategien des Hochwasserschutzes** unter dem Gesichtspunkt „Schutz vor der Naturgefahr Wasser“ definiert:

- *Hochwasserrückhalt*: Hochwasserrückhaltebecken (Überschwemmungsgebiet kann an einen strategisch „idealeren“ Ort verlegt werden); Erhöhung der Versickerung im Gelände.
- *Hochwasserableitung*: Ableitung der Hochwasserwelle durch ein zu schützendes Gebiet mit Hilfe von Schutzdämmen; durch die Steigerung der Gerinnekapazität oder die Schaffung von Entlastungsgerinnen.
- *Vorsorgemaßnahmen*: bauliche Anpassung von gefährdeten Objekten (keine Keller, Möglichkeit der Sicherung mittels mobiler Hochwasserschutzeinrichtungen); Aufbau eines Informationsdienstes und Katastrophenhilfsdienstes (Zivilschutz und Rettungsorganisationen); Vorhalten von Katastrophenhilfsmitteln (mobiler Hochwasserschutz, Sandsäcke, Pumpen etc.).
- *Gefahrenzonenplanung*: Beurteilung der Überschwemmungsgefahr einzelner Gebiete bzw. Ortsteile und Anpassung der Raumordnungs- und Bebauungspläne, damit diese Gebiete von einer Nutzung freigehalten werden, die als hochwasserempfindlich einzustufen ist.

Die gegenständliche Arbeit betrachtet die Strategie der Hochwasserableitung durch die Errichtung von Schutzdämmen. Diese Dämme können grob als Erhöhung des Ufers betrachtet werden. Signifikant für diese Art der Dämme ist, dass sie nur über einen kurzen Zeitraum im Jahr wirklich eingestaut sind. Aus diesem Grund ist es auch nicht erforderlich,

bei Hochwasserschutzdämmen eine Dichtheit, wie es bei Staudämmen notwendig ist, anzustreben. Dies wäre aus Kostengründen auch nicht realisierbar.

Die Entscheidung über die Größe und Ausführung eines Hochwasserschutzdammes ist das Ergebnis mehrerer Teilaspekte. Neben der Betrachtung der hydrologischen, geotechnischen und örtlichen Randbedingungen sollten stets auch wirtschaftliche Aspekte im Sinne einer Kosten-Nutzen-Analyse berücksichtigt werden. Je nach zu schützendem Gebiet bzw. Objekten wird ein entsprechendes Bemessungshochwasser festgelegt und somit ein gewisses Restrisiko akzeptiert. Ein Bemessungshochwasser entspricht einem Hochwasser mit einer zugehörigen Überschreitungswahrscheinlichkeit. Diese sogenannte Jährlichkeit  $T$  bedeutet, in welchen jährlichen Intervallen aus statistischer Sicht mit einem gewissen Hochwasserereignis zu rechnen ist. Diese Jährlichkeit wird für die Wahl des Bemessungshochwassers herangezogen. Einen Vorschlag für die Zuordnung derartiger Wiederkehrintervalle zu den zu schützenden Objekten enthält das DWA-Merkblatt 507 [2]. Diese Zuordnung ist sinngemäß in Tab. 2.1 wiedergegeben.

**Tab. 2.1: Objektkategorien und mögliche Zuordnung von Schadenspotenzialen sowie Anhaltswerte für das Wiederkehrintervall [2]**

<b>Objektkategorie</b>	<b>Schadenspotenzial</b>	<b>Anhaltswert für das Wiederkehrintervall [a]</b>
Sonderobjekte mit außergewöhnlichen Konsequenzen im Hochwasserfall	hoch	im Einzelfall zu bestimmen
geschlossene Siedlungen	hoch	ca. 100
Industrieanlagen	hoch	ca. 100
überregionale Infrastrukturanlagen	hoch	ca. 50 - 100
Einzelgebäude, nicht dauerhaft bewohnte Siedlungen	mittel	ca. 25
regionale Infrastrukturanlagen	mittel	ca. 25
landwirtschaftlich genutzte Flächen	gering	ca. 5
Naturlandschaften	gering	-

Aus den zu den Jährlichkeiten gehörenden Abflusswassermengen wird der Bemessungswasserstand errechnet, wobei laut DWA-M 507 [2] folgende Faktoren erheblichen Einfluss haben:

- Änderungen des Abflussquerschnittes,
- Querneigung in Flusskrümmungen,
- Rückstau,
- Einfluss von Eis,
- Bewuchs im Abflussquerschnitt,
- stehende Wellen bei schießendem Abfluss.

Darüber hinaus sind noch der Freibord und eventuelle Setzungen des Dammes zu berücksichtigen. Der Freibord setzt sich aus dem Windstau, dem Wellenaufwurf und dem Sicherheitszuschlag zusammen. Eine Höhenzugabe zur Kompensation von möglichen Setzungen ist besonders bei Hochwasserschutzdämmen sehr wichtig. Im Gegensatz zu Staudämmen kann nicht immer mit idealen Untergrundverhältnissen gerechnet werden bzw. sind Maßnahmen zur Verbesserung des Untergrundes über längere Strecken zu kostspielig. Durch die Addition von Bemessungshochwasserstand, Freibord und Setzungszuschlag ergibt sich die Dammhöhe bzw. die Höhe der Dammkrone. Die Bestandteile eines klassischen Hochwasserschutzdammes (im deutschen Raum wird auch der Begriff „Deich“ verwendet) sind in Abb. 2.1 dargestellt.

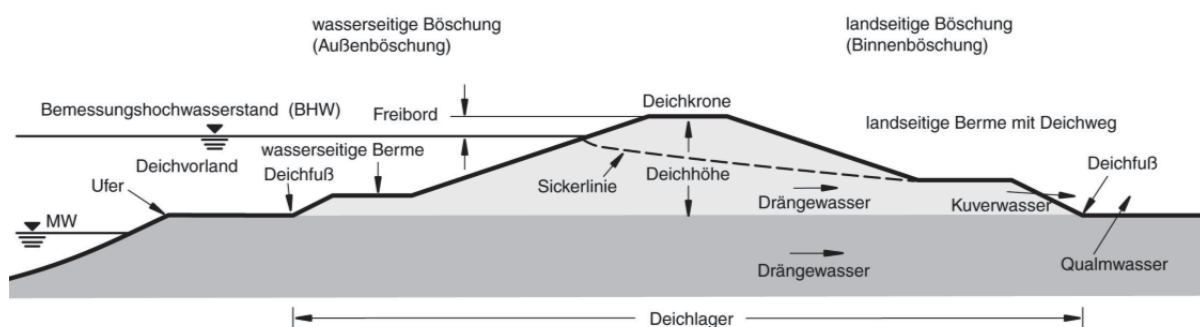


Abb. 2.1: Begriffsbestimmung eines Hochwasserschutzdammes an Fließgewässern (DWA-M 507 [2])

## 2.2 Aufbau von Dämmen

Für den möglichen Aufbau von Dämmen werden im DWA-Merkblatt 507 [2] drei mögliche Grundtypen unterschieden:

- Homogener Damm,
- 2-Zonen-Damm
- 3-Zonen-Damm.

Alle drei Dammtypen müssen gewährleisten, dass die Hochwasserwelle ungehindert abfließen kann ohne dabei ins geschützte Hinterland auszutreten. Der Dammquerschnitt muss daher so dimensioniert werden, dass die zufolge Durch- und Unterströmung des Dammes auftretenden Sickerwässer die Stabilität des Dammbauwerkes nicht beeinträchtigen. Der schematische Querschnitt eines homogenen Dammes ist in Abb. 2.2 dargestellt. Da der Querschnitt nicht gegliedert ist, muss der Stützkörper neben der statischen auch die hydraulische Funktion übernehmen. Der Dammverteidigungsweg am landseitigen Böschungsfuß dient zur Verteidigung des Dammes im Hochwasserfall und wirkt auch als Gegengewichtsschüttung für die Böschung.



**Abb. 2.2: Schematischer Querschnitt eines homogenen Dammes: Stützkörper (St), Dammverteidigungsweg (DVW), Untergrund (U); (DWA-M 507 [2])**

Abb. 2.3 zeigt einen schematischen Querschnitt eines 2-Zonen-Dammes, welcher neben dem Stützkörper einen Drainagekörper am landseitigen Böschungsfuß besitzt. Im Gegensatz zum Material des Stützkörpers weist jenes des Drainagekörpers eine deutlich höhere Durchlässigkeit auf. So kann im Falle einer Durchströmung des Dammkörpers das Sickerwasser ohne schädliche Erosionserscheinungen im Bereich des landseitigen Böschungsfußes austreten. Demnach liegt der Vorteil im kontrollierten Absenken der Sickerlinie innerhalb des Stützkörpers. Weiters wird ein gesichertes Austreten und Abführen der Sickerwässer garantiert.



Abb. 2.3: Schematischer Querschnitt eines 2-Zonen-Dammes: Stützkörper (St), Drainagekörper (Dr), Dammverteidigungsweg (DVW), Untergrund (U); (DWA-M 507 [2])

Wird der zuvor beschriebene 2-Zonen-Damm um ein Dichtungselement erweitert, so entsteht ein 3-Zonen-Damm. In Abb. 2.4 ist ein Dammquerschnitt mit einer außen liegenden Dichtung dargestellt. Wird jedoch das Dichtungselement beidseitig vom Stützkörper umgeben, so handelt es sich um eine innen liegende Dichtung.

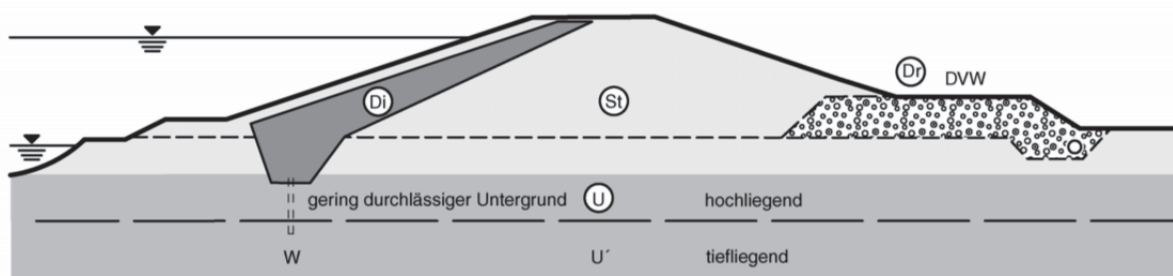


Abb. 2.4: Schematischer Querschnitt eines 3-Zonen-Dammes: Stützkörper (St), Drainagekörper (Dr), Dichtung (Di), Dammverteidigungsweg (DVW), Untergrund (U); (DWA-M 507 [2])

Unabhängig vom inneren Aufbau der einzelnen Dämme sind gewisse äußere Elemente gleich. Hierzu zählt zum Beispiel die Dammkrone, welche je nach Größe des Dammes eine Breite von zwei bis drei Meter oder auch mehr aufweisen sollte. Die Befahrbarkeit der Dammkrone dient der Erhaltung, Überwachung und Verteidigung des Dammes. Durch das zusätzliche Anlegen von Bermen werden diese Aufgaben weiter erleichtert. Große Bedeutung kommt vor allem der Befahrbarkeit der Dammstrecke entlang der landseitigen Böschung zu. Ist dieser Weg befahrbar, so kann er auch als Dammverteidigungsweg verwendet werden. Die Böschungen eines Hochwasserschutzdammes weisen wasserseitig eine geringere Neigung als landseitig auf. Wasserseitig haben sich Neigungen im Bereich von 1:2 bis 1:3 bewährt, landseitig Neigungen im Bereich von 1:2 bis 2:3.

In den folgenden Kapiteln werden die wesentlichen Elemente eines Hochwasserschutzdammes genauer betrachtet, deren sorgfältige Beachtung für die erfolgreiche Realisierung eines derartigen Projekts notwendig ist.

### **2.2.1 Untergrund**

Der Untergrund ist ein nicht wegzudenkender Bestandteil jedes Bauwerkes und muss daher in der Anfangsphase des Projektes ausreichend erkundet werden. So ist es auch bei Dämmen erforderlich, Informationen über den Untergrund / Boden, auf welchem der Damm gegründet werden soll, zu kennen. Je nach Schutzbedürfnis und gefordertem Sicherheitsniveau empfiehlt das DWA-Merkblatt 507 [2] den Umfang der Erkundungsmaßnahmen in Abhängigkeit von der geotechnischen Kategorie festzulegen. Während bei niedriger geotechnischer Kategorie einzelne direkte Aufschlüsse in Form von Schürfen ausreichen, ist für eine höhere geotechnische Kategorie ein Erkundungsprogramm mit umfangreichen Aufschlüssen mit anschließender Untersuchung der entnommenen Bodenproben im Erdbaulabor zu empfehlen. In der Regel wird von einem groben Aufschlussraster ausgegangen. Dieses weitmaschige Netz kann je nach Bedarf entsprechend verdichtet werden. Hierzu hat sich oftmals eine Kombination mehrerer Erkundungsverfahren bewährt. Die Sondierungen, welche im Vergleich zu Bohrungen relativ kostengünstig sind, können in größerer Zahl realisiert werden. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass die indirekten Erkundungsmaßnahmen stets an direkten Erkundungsmethoden, wie beispielsweise an Bohrungen oder Schürfen, zu kalibrieren sind.

Grundsätzlich können die Maßnahmen zur Untergrunderkundung in die Vorerkundung und in die Haupterkundung unterteilt werden. Im Rahmen der Vorerkundung soll auf möglichst rasche und einfache Weise ein breiter Informationsstand über den zu erkundenden Untergrund gesammelt werden. Hierzu zählen Begehungen, das Heranziehen von Kartenmaterial, Luftbildern, Archivmaterial und das Beschaffen von Daten über bereits bestehende Aufschlüsse. Der so gewonnene Informationsstand dient als Grundlage für die Planung der Maßnahmen im Rahmen der Haupterkundung. Bei der Haupterkundung kommen die diversen geotechnischen Aufschlussmethoden zur Anwendung. Es können dies sowohl direkte, als auch indirekte Aufschlussmethoden sein. Sie liefern schließlich konkrete Aussagen zu den vorhandenen Untergrundverhältnissen.

Im Rahmen der Erkundung sollte der Dammkörper und dessen Untergrund möglichst genau untersucht werden. Dabei sind die räumliche Verteilung der Erkundungsstellen sowie die Tiefe der einzelnen Erkundungen an die Aufgabenstellung anzupassen.

### **2.2.2 Stützkörper**

Der Stützkörper bildet den stützenden bzw. lastabtragenden Teil eines Dammes. Je nach Dammtyp werden neben den statischen auch hydraulische Anforderungen an diesen gestellt. Demnach ist bei der Materialauswahl stets die Funktion des Stützkörpers zu berücksichtigen. Während bei zonierten Dämmen die Hauptanforderung an den Stützkörper in der

Lastabtragung liegt, muss bei homogenen Dämmen das verwendete Dammschüttmaterial auch hydraulische Kriterien erfüllen. Es können somit sowohl bindige, als auch nicht bindige Böden, aber auch Baustoffrecyclingmaterial für diese Verwendung in Frage kommen.

Da der Stützkörper den größten Bestandteil eines Hochwasserschutzdammes bildet, stellt die Verfügbarkeit von geeignetem Material ein bedeutendes Entscheidungskriterium für die Dimensionierung und Ausführung des Dammes dar.

### 2.2.3 Dichtung

Die Funktion einer Dichtung liegt in der Minimierung der Gesamtdurchlässigkeit und Erhöhung der Erosionssicherheit des Dammbauwerkes. Demnach reduziert ein Dichtungselement die Durchsickerung und wirkt sich somit günstig auf die Dammsicherheit aus. Darüber hinaus wird der Sickerwasseranfall maßgebend begrenzt. Bei der Wahl einer Dammdichtung sollten daher neben den Anforderungen an die Dichtheit auch jene an die Erosionsbeständigkeit erfüllt werden. Je nach Lage der Dichtung innerhalb des Dammkörpers wird zwischen außen liegenden und innen liegenden Dichtungen unterschieden.

Bei der **Außen- oder Oberflächendichtung** befindet sich eine gering durchlässige Bodenschicht, eine Asphalttschicht, oder eine Folienbahnen auf der wasserseitigen Böschung. Die Varianten Asphalttschicht und Folienbahnen sind jedoch in Hinblick auf Leckagen stark anfällig. Ein klassischer 3-Zonen-Damm mit außen liegender Dichtung aus Bodenmaterial ist in Abb. 2.5 dargestellt.

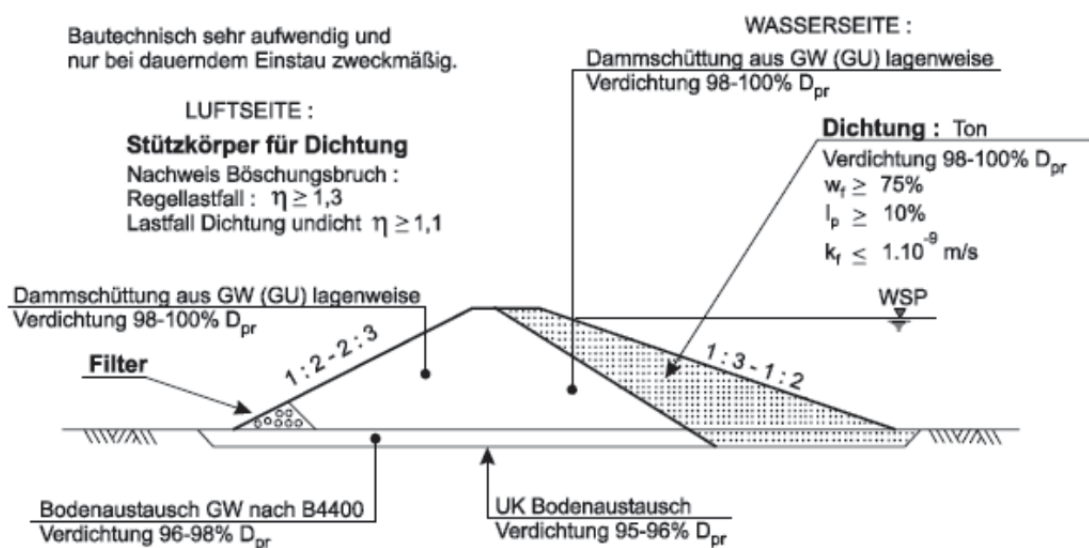


Abb. 2.5: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit außen liegender Dichtung (aus Adam [1]).



Hinsichtlich des Durchlässigkeitskriteriums für eine Oberflächendichtung wird im DWA-Merkblatt 507 [2] ein k-Wert angegeben, der mindestens um zwei Zehnerpotenzen geringer ist als jener des Stützkörpers. Auch eine mögliche Kontakterosion muss durch sorgfältig ausgewähltes Material vermieden werden. Bei Oberflächendichtungen ist besonders auf den Schutz vor schädlichen mechanischen und atmosphärischen Einwirkungen zu achten. Während im Sommer die zufolge Austrocknung einsetzende Rissbildung eine Gefahr darstellt, kann im Winter zufolge Frosteinwirkung ein ähnliches Schadensbild eintreten. Eine wirtschaftliche Schutzmaßnahme gegen diese Effekte stellt eine dichte Grasnarbe dar. Eine regelmäßige Pflege ist zwar erforderlich, um die Geschlossenheit und Dichtheit und somit ihre Funktionstüchtigkeit zu garantieren, sie bietet aber dennoch in Hinblick auf das Ausmaß der zu schützenden Flächen die wirtschaftlichste Lösung für diese Problemstellung.

Reicht die Oberflächendichtung alleine nicht aus, um das hydraulische Gefälle entsprechend zu reduzieren, so kann sie in den Untergrund verlängert werden. Ist allerdings eine vertikale Verlängerung nicht möglich bzw. aus wirtschaftlichen oder wasserrechtlichen Gründen abzulehnen, so besteht die Möglichkeit eines Dichtungsteppichs. Dabei wird die außen liegende Dichtung vom wasserseitigen Böschungsfuß aus horizontal verlängert. Dadurch wird der Sickerwasserweg zwar nicht abgesperrt, der Strömungsweg wird dadurch verlängert und das hydraulische Gefälle reduziert. Eine derartige Abdichtungsvariante mittels Dichtungsteppichs stellt eine unvollkommene Dichtung dar. Aus herstellungstechnischen Gründen kommt sie heutzutage nur selten zur Anwendung.

Im Gegensatz zur Außen- oder Oberflächendichtung befindet sich die **Innendichtung** im Inneren des Dammes. Sie ist gegen äußere Einwirkungen besser geschützt, da sie beidseitig vom Dammkörper umgeben ist. Bei den Innendichtungen gibt es mehrere Ausführungsvarianten:

- Bodenmaterial,
- Schmalwand,
- Schlitzwand,
- MIP-Wand,
- Spundwand,
- Betonwand,
- Foliendichtung.

Die passende Ausführungsvariante wird unter Berücksichtigung von geotechnischen, örtlichen sowie wirtschaftlichen Kriterien festgelegt.

Oft ist es notwendig, die Dichtung vertikal unterhalb des Dammes im Untergrund weiter zu führen. Eine Einbindung dieser Untergrunddichtung bis in eine Grundwasser stauende

Schicht ist oft nicht möglich bzw. auch gar nicht erwünscht. Analog zum Dichtungsteppich handelt es sich dann auch um eine unvollkommene Dichtung (sog. Tauchwand).

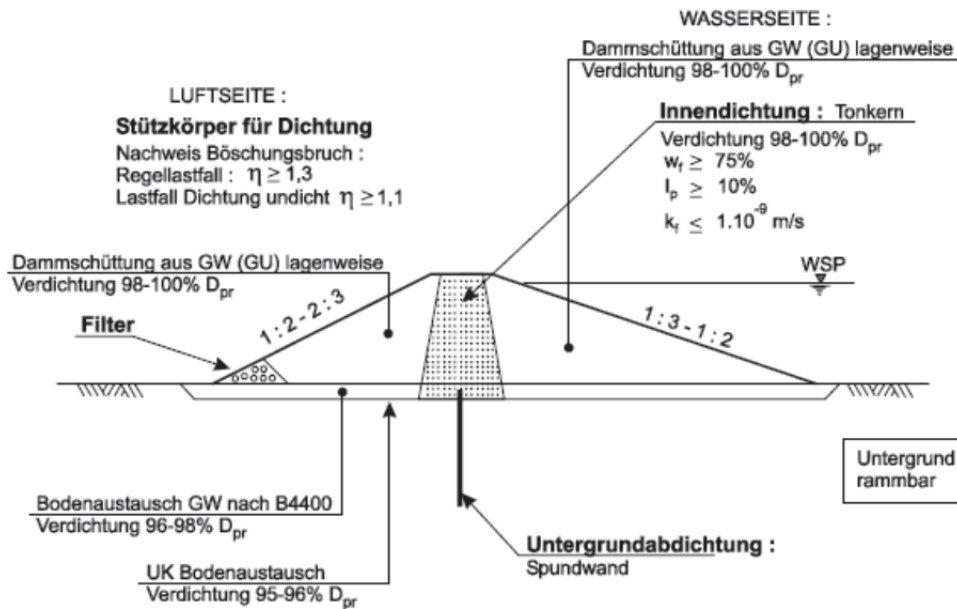


Abb. 2.6: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit innen liegender Dichtung aus Bodenmaterial (aus Adam [1]).

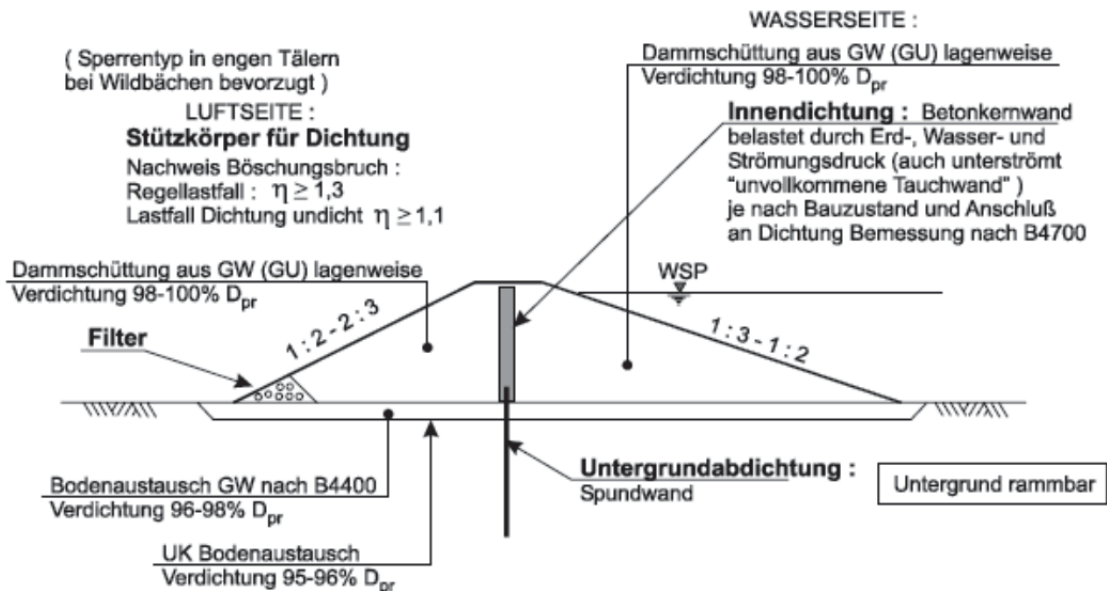


Abb. 2.7: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit Betonkern (aus Adam [1]).

Eine mögliche innen liegende Dichtung stellt eine Betonkernwand dar. Die Betonwand bietet den Vorteil, dass sie nicht, wie die Dichtung aus Bodenmaterial, gleichzeitig mit dem Stützkörper errichtet werden muss. Das nachträgliche Einschütten mit Stützkörpermaterial bietet bezüglich des Bauablaufs Vorteile und somit auch in wirtschaftlicher Hinsicht. Über längere Dammstrecken ist dieser Vorteil jedoch zumeist nicht mehr gegeben. Allgemein

kommt diese Variante sehr selten zur Anwendung. Abb. 2.7 zeigt einen Damm mit Betonkernwand in Kombination mit einer Spundwand, was eine mögliche Ausführungsvariante darstellt.

Eine weitere Möglichkeit zur Ausbildung einer Innendichtung bei einem Hochwasserschutzdamm ist die Herstellung einer Schmalwand im Dammkörper (sh. Abb. 2.8). Dies bietet den großen Vorteil, dass bei einer notwendigen Weiterführung der Dichtung im Untergrund kein zusätzlicher Arbeitsschritt notwendig ist. Die Einbindetiefe ist jedoch beschränkt, da es ab einer gewissen Tiefe aufgrund der starken Vibrationen an der Bohle und die erhöhten Temperaturen zu einer Entmischung der Suspension kommen kann. Weiters kann in einem ersten Schritt der Dammkörper komplett als Stützkörper hergestellt werden, wodurch der Herstellungsprozess des Dammes nicht so aufwändig ist wie bei den zuvor beschriebenen Varianten.

Sämtliche beschriebene Varianten an Innendichtungen in Kombination mit einer Spund- oder Schmalwand setzen die Rammbarkeit des Untergrundes voraus. Kann diese Bedingung jedoch nicht erfüllt werden, so bietet das sogenannte Mixed-in-Place-Verfahren (MIP) Abhilfe. Dieses Verfahren hat im Grunde ähnliche Vorteile wie eine Schmalwand, also Herstellung von Damm- und Untergrundabdichtung in einem Arbeitsschritt und erst nachträglicher Einbau in dem bereits fertig gestellten Dammkörper. Weiters kann eine MIP-Wand so konzipiert werden, dass sie auch eine tragende Funktion einnehmen kann. Eine schematische Darstellung eines Dammes mit MIP-Wand als Dichtung ist in Abb. 2.9 zu sehen.

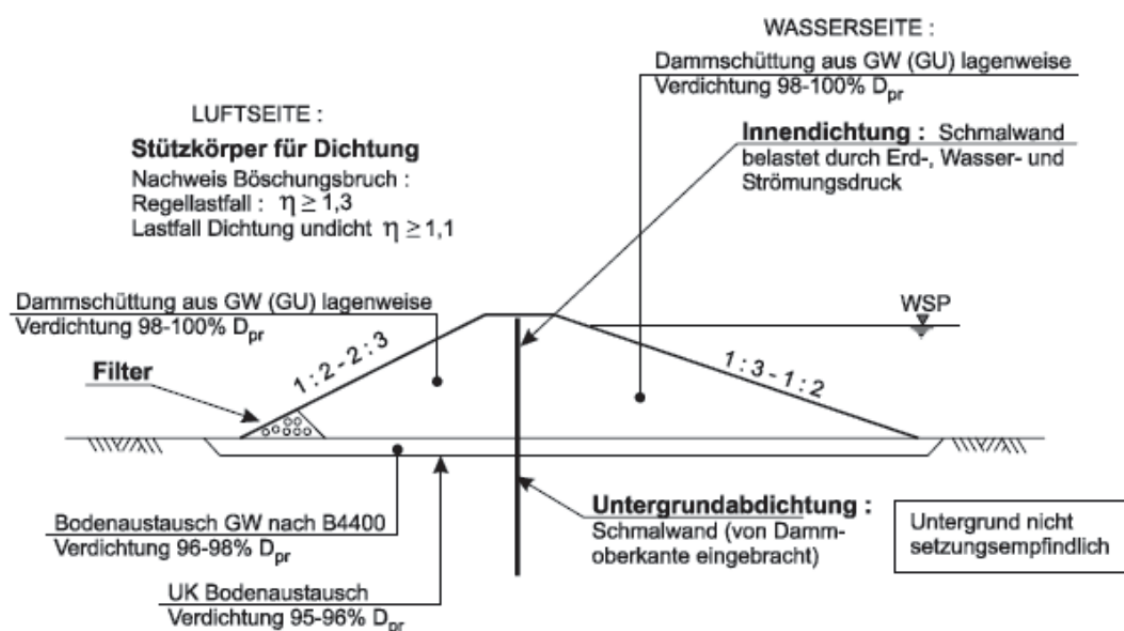


Abb. 2.8: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit Schmalwand (aus Adam [1]).

Neben den beschriebenen Varianten zur Ausbildung von innen liegenden Dichtungen bei Hochwasserschutzdämmen besteht auch noch die Möglichkeit der Ausführung mittels Bohrpfehl- oder Schlitzwänden und Injektionen. Aus wirtschaftlicher Sicht sind diese Bauverfahren jedoch eher ungeeignet, da sich Dämme über größere Distanzen erstrecken. Für die lokale Anwendung, wie zum Beispiel bei Überlaufbauwerken und sonstigen Einbauten im Dammbereich, können sie jedoch auch wirtschaftlich eingesetzt werden.

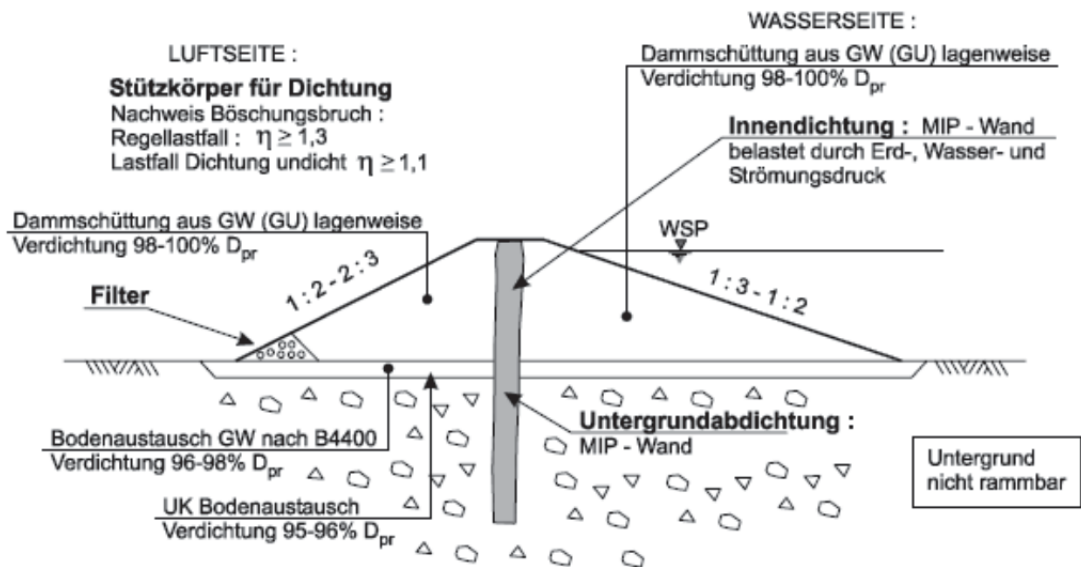


Abb. 2.9: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit MIP-Wand (aus Adam [1]).

Als **Dichtungsmaterial** kommen verschiedene Baustoffe in Frage, wobei Dichtheit und Dauerhaftigkeit immer ein wichtiges Kriterium darstellen. Für Dichtungskörper aus natürlichem Bodenmaterial kommen vor allem Ton und Lehm zur Anwendung. Diese Dichtungen werden auch als mineralische Dichtungen bezeichnet. Generell hat es sich als sinnvoll erwiesen, den Einbauwassergehalt auf dem nassen Ast der Proctorkurve zu halten. Ein plastisches Verhalten des Dichtungsmaterials ist durchaus erwünscht. Für eine andere Variante der Innendichtung wird zwar auch Bodenmaterial herangezogen, dieses aber mit Additiven, zum Beispiel beim MIP-Verfahren, vermischt, wodurch eine Art natürlicher Dichtungswand entsteht. Bei der Herstellung einer Dichtung mittels Schmalwand stellt eine Suspension aus Zement und Ton das Dichtungsmaterial dar. Es entsteht dadurch bereits eine von natürlichem Bodenmaterial unabhängige Dichtungswand. Ein ähnliches Ergebnis liefert die Einbringung von Beton bei Kernwänden, wenngleich dieses Dichtungselement wesentlich massiver ist. Bei der Verwendung von Spundwänden als Dichtungselemente ist Stahl das Dichtungsmaterial.

### 2.2.4 Filter

Ein wesentlicher Bestandteil von zonierten Dämmen ist der Filter, welcher die Sickerwasser-Gradienten im Damm abzusenken hat. Es ergibt sich somit eine Art Entwässerungsfunktion, weshalb der Filter oft auch als Drainagekörper bezeichnet wird. Wichtige Aufgabe dieses Körpers ist es auch zu gewährleisten, dass das Sickerwasser ungehindert austreten kann, ohne dabei Erosionserscheinungen hervorzurufen. Deshalb muss ein Filter erosionsstabil sein. Für die Bemessung werden Filterkriterien herangezogen. Diese Filterkörper können aus Kies oder Sand bestehen. Die Filterwirkung kann durch die Verwendung von Geotextilien mit Filterfunktion unterstützt werden. Das Geotextil hat hier die Aufgabe, zwei Materialien mit unterschiedlichen Bodeneigenschaften voneinander zu trennen. Im DWA Merkblatt 507 [2] werden grundsätzlich zwei Bauarten von Filtern unterschieden:

**Stufenfilter** werden aus einzelnen Schichten mit jeweils gleicher Körnung aufgebaut. Da die einzelnen Schichten jedoch nur 25 cm mächtig sein können und die Herstellung solcher dünner, steil geneigter Schichten hintereinander bautechnisch schwierig ist, werden **Mischfilter** bevorzugt. Dabei entfallen zwar die einzelnen Schichten, es ist jedoch darauf zu achten, dass eine Entmischung beim Einbau verhindert wird. Im Bezug auf das an der landseitigen Böschung austretende Sickerwasser ist zu gewährleisten, dass dieses auch beherrscht werden kann. Bei entsprechend zu erwartenden Mengen muss das Wasser gefasst und abgeleitet werden.

### 2.2.5 Druckentlastung

Die Druckentlastungen in Form von Drainagegräben, Sickerschlitzten, oder Kiessäulen am landseitigen Dammfuß stellen eine gängige Methode zur Entspannung des Wasserdruckes dar. Diese Druckentlastungsmaßnahmen dienen dazu, den artesischen Wasserdruck, welcher auf die Deckschicht von unten nach oben einwirkt, kontrolliert zu entspannen und somit die Standsicherheit des Dammes zu erhöhen. Der Überdruck baut sich auf, wenn eine Grundwasserkommunikation zwischen Fluss und Hinterland in der stark durchlässigen Schicht unterhalb der Deckschicht vorhanden ist. Besitzt die Deckschicht eine geringe Mächtigkeit bzw. ein geringes Gewicht gegenüber der Größe des artesischen Wasserdruckes, so besteht die Gefahr eines unkontrollierten Aufbrechens bzw. Aufschwimmens dieser feinkörnigen Schicht. Ein Versagen der Deckschicht im Bereich des Böschungsfußes und die anschließenden Erosionsvorgänge können in weiterer Folge einen Dambruch hervorrufen.

Da allerdings diese Drainageelemente eine definierte hydraulische Wegigkeit in der gering durchlässigen Schicht darstellen, fallen mit der Druckentlastung Sickerwässer an. Die Quantität hängt dabei von mehreren Faktoren, wie der Art der Hochwasserwelle, der Dauer

---

des Hochwassers, oder der Durchlässigkeit des Drainagematerials ab, die stets hinsichtlich der Hinterlandvernässung zu berücksichtigen sind.

### 2.3 Lastfälle bei Hochwasserschutzdämmen

Die zur Dimensionierung von Hochwasserschutzdämmen notwendigen Berechnungen lassen sich laut DWA-M 507 [2] grob in jene für die hydraulische und die geotechnische Nachweisführung unterteilen. Bei den geotechnischen Nachweisen nimmt das Merkblatt eine Gliederung in die einzelnen Grenzzustände der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Erosionssicherheit vor.

Zur **hydraulischen Nachweisführung** zählt auch die Bestimmung des erforderlichen Freibords, wobei sich die endgültige Höhe aus der Betrachtung mehrerer Kriterien zusammensetzt (sh. Kap. 2.1). Weiters zählt zur hydraulischen Nachweisführung die Dimensionierung der Drainage bzw. des Filters. Hierbei werden die hydraulische Wirksamkeit sowie die Filterwirksamkeit beurteilt. Der Nachweis der hydraulischen Wirksamkeit soll garantieren, dass die Sickerwasserlinie nicht im Bereich der Dammböschung, sondern im Bereich der Drainage bzw. des Filters austritt. Sie gilt grundsätzlich als gegeben, wenn die Durchlässigkeit des Drainagematerials um mindestens zwei Zehnerpotenzen höher ist als jene des anstehenden Dammschüttmaterials. Kann dies nicht gewährleistet werden, so sind numerische Nachweise zu führen. Die Filterwirksamkeit wird mit Hilfe von sogenannten Filterkriterien bestimmt und sollte nicht nur im Übergangsbereich zur Drainage gegeben sein, sondern in allen Grenzen von verschiedenen Dammmaterialien. Ein zusätzlicher Nachweis in Verbindung mit Drainagen ist die Leistungsfähigkeit derselben. Es muss garantiert werden, dass die auftretende Sickerwassermenge auch ohne jeglichen Stau des Sickerwassers abgeführt werden kann. Im Hinblick auf die mögliche Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit von Drainagen durch Verschlammungen wird eine zweifache Sicherheit von diversen Regelwerken vorgegeben.

Zur hydraulischen Nachweisführung zählt auch die Bestimmung der Sickerlinienverläufe. Sie dienen als Eingangsparameter bei den geotechnischen Nachweisen. Das DWA Merkblatt 507 [2] nennt folgende sechs Strömungszustände und hydraulische Lastfälle:

- Stationärer Strömungszustand (zumeist maßgebend für den Grenzzustand der Tragfähigkeit),
- Instationärer Strömungszustand (für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der landseitigen Böschung),
- Sickerlinie bei schnell fallendem Wasserspiegel,
- Wasserdruckverhältnisse im Untergrund (für diverse Nachweise bezüglich Grenzzustand der Tragfähigkeit: Erosion, Auftrieb, hydraulischer Grundbruch),
- Hydraulische Gradienten im Damm und im Untergrund (für Nachweise bezüglich Erosion),

- Sickerwasseranfall landseitig (zur Dimensionierung von Drainagen).

Die möglichen Betrachtungen der Durchströmung eines Hochwasserschutzdammes bei hydraulischer Belastung sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. In Abb. 2.10 ist der Sickerlinienverlauf für den stationären Zustand erkennbar, welcher in der Regel für die Betrachtung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit herangezogen wird. Die instationären Strömungszustände mit dem Wellenlauf sind in Abb. 2.11 für ausgewählte Zeitschritte abgebildet. Zum Zeitpunkt 4 hat die Hochwasserwelle ihren Höchststand erreicht. Trotz des darauffolgenden Rückgangs des freien Wasserspiegels schreitet die Sättigungsfront tiefer in den Dammquerschnitt hinein.

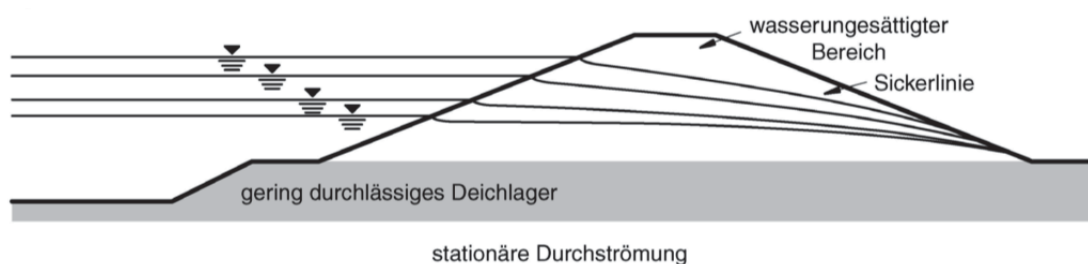


Abb. 2.10: Stationäre Durchströmung eines Hochwasserschutzdammes (aus DWA-M 507 [2]).

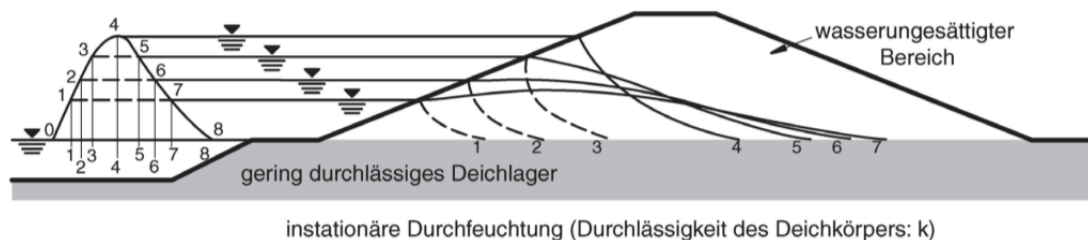
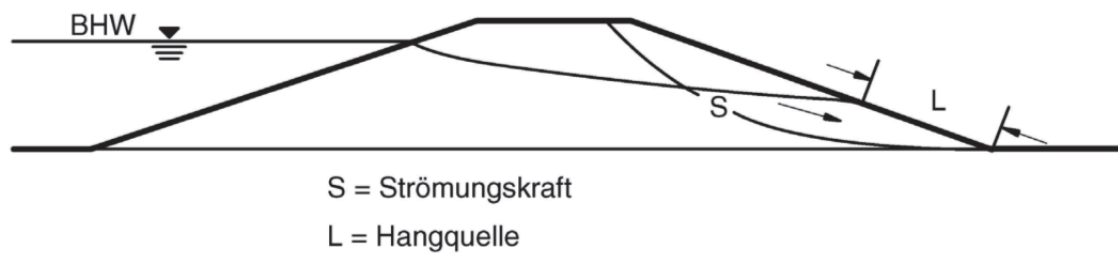


Abb. 2.11: Instationäre Durchströmung eines Hochwasserschutzdammes (aus DWA-M 507 [2]).

Im Hinblick auf die geotechnische Nachweisführung sind im **Grenzzustand der Tragfähigkeit** mehrere Versagensmechanismen zu betrachten. Hierzu zählt auch der Verlust der Lagesicherheit, also das Gleiten des Dammkörpers. Eine wesentliche Versagensart ist jedoch der Verlust der Böschungstabilität. Laut Adam [1] sind für die einzelnen Teile eines Dammquerschnittes folgende Versagensformen maßgebend:

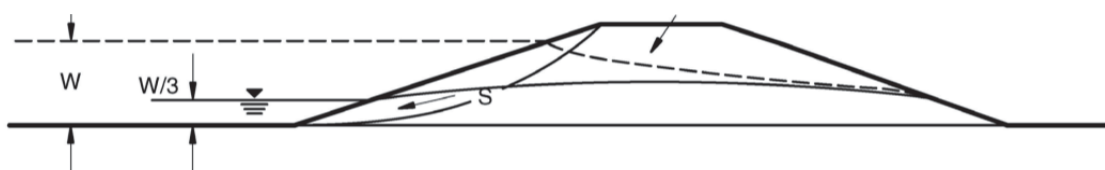
Für die luftseitige Dammböschung bildet der volle Einstau des Hochwasserschutzdammes einen kritischen Zustand. Zuzufolge einer Dammdurchströmung (Abb. 2.12) wirkt auf die Böschung die nach außen gerichtete Strömungskraft und erhöht die treibenden Kräfte hinsichtlich eines Böschungsbruchversagens. Zusätzlich werden durch die Sättigung des unteren Böschungsbereiches die rückhaltenden Kräfte reduziert und somit auch die Sicherheit gegenüber der Böschungs- bzw. Damstabilität herabgesetzt.





**Abb. 2.12: Sickerlinie in einem homogenen Hochwasserschutzdamm bei Bemessungshochwasserstand (aus DWA-M 507 [2]).**

Für die wasserseitige Böschung sind zwei Strömungszustände besonders kritisch. Wenn die Hochwasserwelle rasch zurück geht, d.h. der Wasserspiegel eines Bemessungshochwassers fällt in kürzester Zeit so stark, dass der Damm nicht mehr eingestaut ist. Das im Dammquerschnitt vorhandene Restwasser kann nur langsam ausfließen, wodurch sich eine Strömungskraft aufbaut, deren Wirkungslinie in Richtung Fluss auf die wasserseitige Dammböschung negativ einwirkt (Abb. 2.13).



**Abb. 2.13: Sickerlinie in einem homogenen Hochwasserschutzdamm bei rasch fallendem Wasserspiegel (aus DWA-M 507 [2]).**

Für die wasserseitige Böschung ist weiters kritisch, wenn lediglich der Dammfuß benetzt ist. Während der obere, trockene Bereich mit dem Gewicht der feuchten Masse wirkt, steht der unter Wasser stehende Teil unter Auftrieb. Dadurch kann es zu einem Versagen im Bereich des Dammfußes kommen.

Ein ebenfalls zum Grenzzustand der Tragfähigkeit zählender Nachweis betrifft das unmittelbar an die landseitige Dammböschung anschließende Gelände. Besteht eine Grundwasserkommunikation in der durchlässigen Schicht unter dem Dammkörper, so kann sich unter einer allfälligen bindigen Deckschicht ein artesischer Wasserdruck aufbauen. Wenn dieser Wasserdruck ausreichend groß ist, so besteht die Gefahr des Aufschwimmens dieser Schicht. Da ein völliges Absperren der stark durchlässigen Bodenschicht mit einer Dichtung nicht immer möglich ist, haben sich vor allem Entlastungs- oder Belastungsmaßnahmen bewährt. Bei einer Entlastungsmaßnahme werden am luftseitigen Böschungsfuß hydraulische Wegigkeiten in der gering durchlässigen Schicht wie Drainagegräben, Schlitze oder Kiessäulen angeordnet. Durch diese Druckentlastung wird der Überdruck reduziert und so der Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs

entgegengewirkt. Die Filterwirksamkeit des Grabens bzw. der Säulen muss jedoch stets gegeben sein.

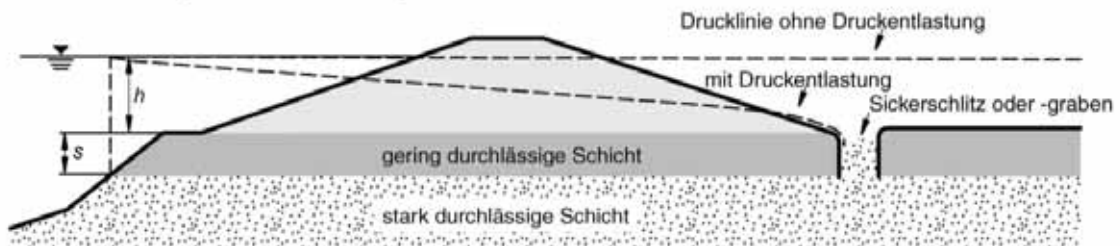


Abb. 2.14: Entlastungsmaßnahme mittels Kiesgraben (aus DWA-M 507 [2]).

Die zweite Möglichkeit, dem Aufschwimmen entgegenzuwirken, erfolgt mit Hilfe einer Auflastschüttung. Hierbei wird der Überdruck durch die am landseitigen Dammfuß angeordnete Auflast kompensiert. Es ist jedoch darauf zu achten, dass das auftretende Sickerwasser gefahrlos durch diese Auflastschüttung abgeführt werden kann. Dazu muss die Filterwirksamkeit gegeben sein, weshalb hier in der Literatur auch von einem Auflastfilter gesprochen wird. Bezüglich der Breite dieses Auflastfilters in der Ebene des Dammquerschnitts ist darauf zu achten, dass er ausreichend weit ins Hinterland reicht. Dies dient dazu, trotz dieser Belastungsmaßnahme auftretende Aufbrüche der Deckschicht ausreichend weit von der Dammböschung entfernt zu halten, damit die Gefahr für den Damm so gering wie möglich ist. Bezüglich der erforderlichen Mächtigkeit der Auflast wird auf Gleichung (1) verwiesen.

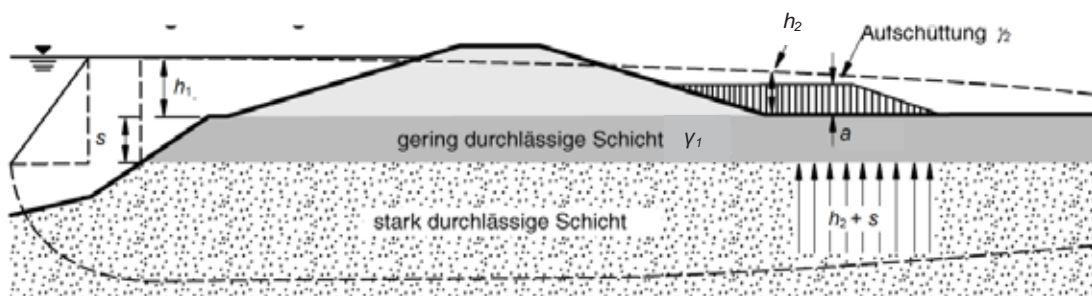


Abb. 2.15: Belastungsmaßnahme zur Aufnahme des Überdruckes (aus DWA-M 507 [2]).

Die erforderliche Stärke der Auflastschüttung  $a_{\text{erf}}$  wird über eine Grenzgleichgewichtsbetrachtung bestimmt. Unter der Annahme, dass der Wasserdruck im Bereich des landseitigen Böschungsfußes jenem auf der Wasserseite entspricht, muss das Gewicht der Auflast und das Gewicht der bindigen Deckschicht diesem mindestens gleich sein.

$$a_{\text{erf}} = \frac{\gamma_w \cdot (h_2 + s) - \gamma_1 \cdot s}{\gamma_2} \quad (1)$$

$a_{\text{erf}}$	... erforderliche Stärke der Auflastschüttung (Grenzgleichgewicht) [m]
$h_2$	... hydraulische Druckhöhe über landseitigem Böschungsfuß [m]
$s$	... Stärke der gering durchlässigen Deckschicht [m]
$\gamma_w$	... Wichte des Wassers [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_1$	... Wichte der Deckschicht [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_2$	... Wichte der Auflastschüttung [kN/m <sup>3</sup> ]

In der Praxis hat es sich als sinnvoll erwiesen, den Auflastfilter gleichzeitig auch als Dammverteidigungsweg zu verwenden. Der aus Gründen der Dammerhaltung und Dammverteidigung erforderliche Weg dient gleichzeitig als Auflast gegen möglichen hydraulischen Grundbruch bzw. Aufschwimmen der Deckschicht im Bereich des landseitigen Böschungsfußes.

Im Hinblick auf den **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit** spielen vor allem Setzungen eine maßgebende Rolle. Größere Setzungen können insbesondere im Hochwasserfall zum Überströmen und anschließendem Stabilitätsverlust des Dammes führen. Es ist somit notwendig, bereits bei der Planung die allfälligen Verformungen des Untergrundes durch geeignete Maßnahmen vorwegzunehmen. Bei der Ausdehnung dieser Erdbauwerke und Heterogenität des Untergrundes ist es meist nicht möglich, Setzungen vollständig auszuschließen. Speziell bei Hochwasserschutzdämmen kommen neben den Witterungseinflüssen und biologischen Belastungen noch starke hydraulische Belastungen im Hochwasserfall hinzu, was Verformungen zusätzlich begünstigen kann. Um die Gebrauchstauglichkeit des Dammes auch noch Jahrzehnte nach dessen Errichtung gewährleisten zu können, sind mehrere Faktoren zu berücksichtigen. Bereits in der Planungsphase ist es notwendig, eine auf die konkrete Aufgabenstellung abgestimmte Ausführungsvariante zu wählen. Um Setzungen frühzeitig zu erkennen, ist es notwendig, den Dammkörper regelmäßig zu kontrollieren. Dies ist besonders nach starken Hochwasserereignissen erforderlich. Werden Setzungen erkannt, müssen diese genauer beobachtet werden. Besteht die Gefahr der Beeinträchtigung von einzelnen Elementen des Dammes, so sind die notwendigen Maßnahmen zu setzen, um einer möglichen Beeinträchtigung der Sicherheit des Dammes rechtzeitig entgegen wirken zu können.

Die **Erosionssicherheit** stellt bei Hochwasserschutzdämmen ein wichtiges Planungskriterium dar. Für den Nachweis der Sicherheit gegen die hydrodynamische Bodenformation stehen geometrische und hydraulische Kriterien zur Verfügung. Kann durch

---

ein geometrisches Kriterium keine ausreichende Sicherheit garantiert werden, so ist der Nachweis mittels eines hydraulischen Kriteriums zu führen. Hierfür werden vor allem Daten über die Bodencharakteristik sowie die hydraulischen Gradienten als wesentliche Eingangsparameter benötigt. Generell ist zu sagen, dass sich Böden mit Fehlkornanteil (intermittierende Kornverteilungslinie) und locker gelagerte Böden negativ auf die erzielbare Erosionssicherheit auswirken. Die Einhaltung verschiedener konstruktiver Aspekte erleichtert das Erreichen einer gewünschten Erosionssicherheit, ersetzt jedoch nicht die zuvor erwähnte und in Kapitel 2.4.2 ausführlicher behandelte Nachweisführung mit entsprechenden geometrischen und hydraulischen Kriterien.

## 2.4 Erosionsverhalten von Böden

Bei der Sickerwasserströmung handelt es sich um die Bewegung von Wasser in den Poren und Rissen eines wasserdurchlässigen Körpers (Bodens), die durch ein hydraulisches Gefälle hervorgerufen wird. Wenn die Strömungskräfte ausreichend groß sind, um die einzelnen Körner aus dem Korngefüge mitzureisen und zu transportieren, treten Erosionsprozesse auf. In diesem Abschnitt sollen diese hydrodynamischen Prozesse, deren Ursachen und Auswirkungen sowie mögliche Gegenmaßnahmen näher beschrieben werden.

### 2.4.1 Hydrodynamische Bodendeformation

Mit der hydrodynamischen Bodendeformation ist ein dynamischer Prozess bei Sickerwasserströmung im Boden gemeint. Wird ein Boden von Sickerwasser durchströmt, so kann dies zur Lösung einzelner Fraktionen aus dem Gesamtgefüge führen. Dieser Vorgang bewirkt zwangsweise eine Reduzierung der Scherfestigkeit des Bodens. Werden die hydrodynamischen Erosionsprozesse nicht bzw. zu spät erkannt, um Gegenmaßnahmen zu setzen, so können Schädigungen des Bauwerks auftreten, welche bis zum Versagen reichen. Es existieren verschiedene Arten der hydrodynamischen Bodendeformation, welche jeweils auf eine andere Weise die Umlagerung von Bodenpartikeln zur Folge haben und somit eine entsprechende Gefahr für Dämme darstellen.

Perzmaier und Haselsteiner [18] beziehen sich in ihrer Arbeit auf Ziems [22] und unterscheiden folgende Arten von hydrodynamischen Bodendeformationen:

Tab. 2.2: Klassifizierungsschema nach Ziems [22]

<b>Erosion</b>	<b>Suffosion</b>	<b>Kolmation</b>
Äußere Erosion	Äußere Suffosion	
Innere Erosion	Innere Suffosion	
Kontakterosion	Kontaktsuffosion	
Fugenerosion		

Ziems [22] beschreibt in seiner Dissertation die einzelnen Vorgänge und gibt jeweils eine Definition an, um der nach seiner eigenen Aussage herrschenden „Begriffsverwirrung“

entgegenzuwirken. Die in seiner Dissertation über die Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe enthaltenen Begriffsbestimmungen und Definitionen sollen hier zusammengefasst werden.

### Erosion

Die Definition der Erosion ist bei Ziems [22] folgendermaßen formuliert: „Umlagerung und Transport von Teilchen fast aller Fraktionen eines Erdstoffs an der freien Oberfläche oder im Innern desselben, in größeren bereits vorhandenen oder sich im Prozess der Auswaschung erst bildenden, meist röhrenförmigen Hohlräumen, durch fließendes Wasser. Es kommt dadurch zur fortschreitenden Zerstörung des Erdstoffs.“

Wie der Tab. 2.2 zu entnehmen ist, gibt es mehrere Erosionsformen. Demnach handelt es sich bei der **äußeren Erosion** um einen Teilchentransport an der freien Oberfläche. Es ist dies die klassische Erosionsform an Fließgewässern, wenn die zulässige Schleppspannung der an der Oberfläche befindlichen Kornfraktionen überschritten wird. Die in Abb. 2.16 dargestellte Systematik verdeutlicht, dass der Materialabtrag im Normalfall parallel zu Bodenoberkante und Strömungsrichtung des Wassers erfolgt.

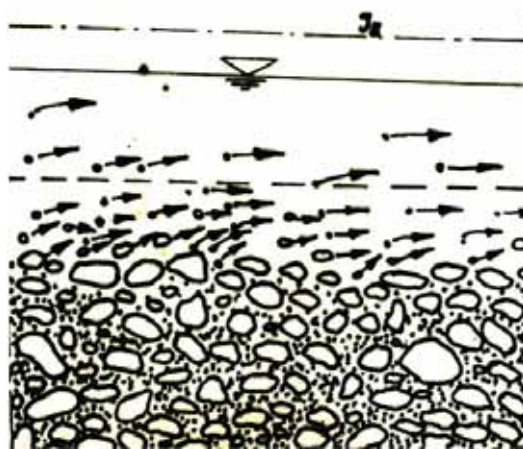


Abb. 2.16: Schema der äußeren Erosion (Ziems [22])

Bei der **inneren Erosion** findet der Teilchentransport nicht an der Oberfläche, sondern im Inneren des Erdstoffes statt (Abb. 2.17). Begünstigt wird sie durch Fehlstellen, Anisotropie im Aufbau des Damms bzw. Erdkörpers, Schichtgrenzen mit wechselnder Lagerungsdichte etc.

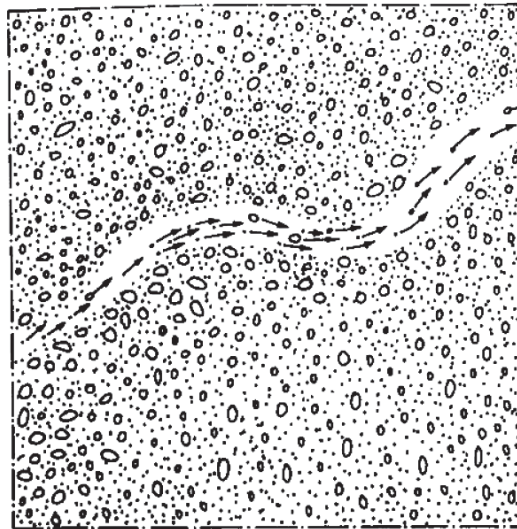


Abb. 2.17: Schema der inneren Erosion (Ziems [22])

Signifikant für diese Art der Erosion ist der rückschreitende Abtrag des Bodenmaterials (Rückschreitende Erosion), wodurch es zur Ausbildung sogenannter Erosionsröhren kommt. Bevor es jedoch zur Ausbildung durchgängiger Röhren kommen kann, muss eine Sickerwasserströmung luftseitig vom Damm an die freie Oberfläche austreten. Dies kann sowohl an der luftseitigen Böschung, als auch in relativ weiter Entfernung im Hinterland des Dammes erfolgen. Deutliches Anzeichen für den Beginn einer rückschreitenden Erosion ist somit der Austritt von trübem Qualmwasser, der meist durch einen anfänglichen hydraulischen Grundbruch begleitet wird. Das Bodenmaterial wird hier mit der Sickerwasserströmung aus dem Erdkörper transportiert. Durch die rückschreitende Wirkung kommt es zur Ausbildung der Erosionsröhren. Bleibt dieser Prozess unentdeckt, oder werden keine Gegenmaßnahmen gesetzt, so können sich derartige Röhren bis zur Wasserseite eines Dammes erstrecken. Sie müssen aber keineswegs durch den Dammquerschnitt verlaufen, sondern können sich ebenso im Untergrund unterhalb der Dammaufstandsfläche ausbilden (Abb. 2.18).

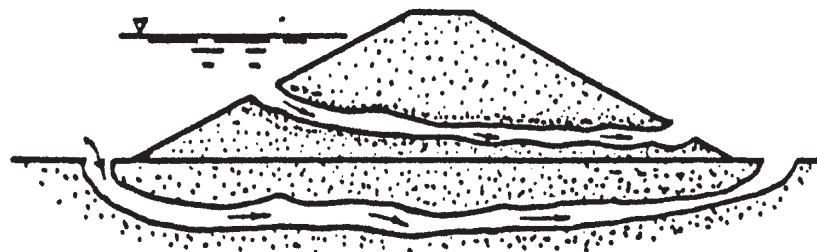


Abb. 2.18: Durchgängige Röhren infolge rückschreitender Erosion ( aus Adam [1])

Wird der Wasserkörper von der Röhre erreicht, so kann es äußerst schnell zu einem Versagen des Bauwerkes kommen, da das Bodenmaterial aus dem Damm ausgewaschen

bzw. dieser unterspült wird. Für die rückschreitende Erosion hat sich der Begriff **Piping** durchgesetzt. Sie kann vor allem durch bereits vorhandene Wegigkeiten begünstigt werden. Hierzu zählen beispielsweise Bauten und Gänge von Wühltieren, die den Damm als Lebensraum nutzen, aber auch Wurzelgänge von Pflanzen wie Bäumen und größeren Sträuchern.

Eine weitere Form der Erosion stellt die **Kontakterosion** dar. Sie findet an der Schichtgrenze zweier unterschiedlicher Bodenschichten statt. Wie aus der Abb. 2.19 ersichtlich ist, werden die Teilchen der feineren Bodenschicht infolge Sickerwasserströmung in den Bereich der gröberen Bodenschicht ausgespült und durch diese hindurch transportiert. Der Transportvorgang in der gröberen Bodenschicht ist ein Suffosionsprozess. Der Abtrag der feinen Bodenteilchen erfolgt nach dem Prinzip der rückschreitenden Erosion, wobei es lokal zur Ausbildung von kleinen Erosionsröhren kommen kann.

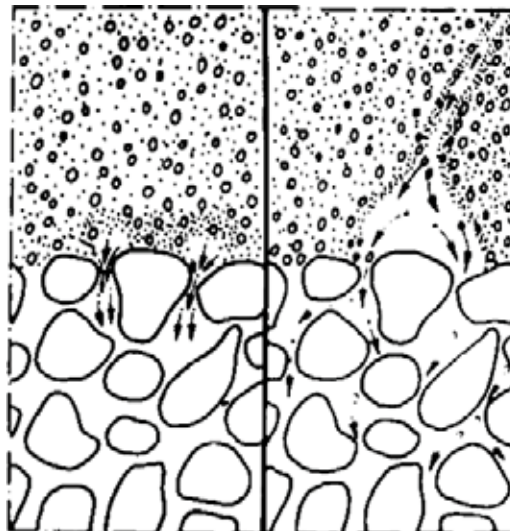


Abb. 2.19: Schema der Kontakterosion (Ziems [22])

Zum Überbegriff Erosion ist auch noch die sogenannte **Fugenerosion** zu zählen, welche an der Grenze zwischen einem massiven Bauteil und der angrenzenden Bodenschicht stattfindet. Meist tritt sie in Kombination mit unterschiedlichen Setzungen auf, wodurch sich Fugen bilden, die bei einer Sickerwasserströmung einen markanten Ansatzpunkt für eine Erosion bieten. Oft verläuft der Materialabtrag rückschreitend, wodurch es zur Ausbildung einer Erosionsröhre entlang des Bauteils kommt (Abb. 2.20). Besonders gefährdet sind massive Bauwerke, welche sich der Bodenumlagerung nicht rasch anpassen.



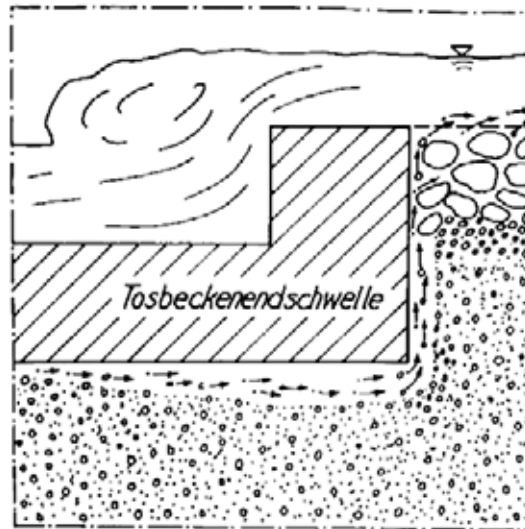


Abb. 2.20: Schema der Fugenerosion (Ziems [22])

### Suffosion

Im Gegensatz zur Erosion findet bei der Suffosion nicht ein vollständiger Abtrag aller Kornfraktionen aus einer Bodenschicht statt. Hierbei werden nur einzelne feine Bodenteilchen abtransportiert, während das aus größeren Körnern bestehende tragende Gerüst an seiner ursprünglichen Stelle verbleibt. Die Definition bei Ziems [22] lautet: „Umlagerung und Transport von Teilchen der feineren Fraktionen eines ungleichförmigen nichtbindigen Erdstoffs oder eines bindigen Erdstoffs mit Ausfallkörnung (Mischbodenstruktur), d.h. der Skelettfüllung solcher Erdstoffe, im vorhandenen Porenraum des Erdstoffskeletts durch das Sickerwasser. Das tragende Skelett wird dabei nicht verändert.“ Ähnlich wie bei der Erosion können auch bei der Suffosion unterschiedliche Suffosionsvorgänge unterschieden werden. Allerdings ist im Gegensatz zur Erosion die Abgrenzung der einzelnen Suffosionsvorgänge nicht so eindeutig.

Bei der **äußeren Suffosion** handelt es sich um Transportvorgänge der feinen Bodenteilchen an der freien Oberfläche einer Bodenschicht, wobei das Kornskelett davon nicht betroffen ist. Der Prozess ist in Abb. 2.21 dargestellt.

Die innere Suffosion kann als Anfangsstadium der äußeren gesehen werden, wobei der Übergang vielmehr fließend ist. Demnach werden diese beiden Formen in ihrer Gesamtheit und nur selten getrennt voneinander behandelt.

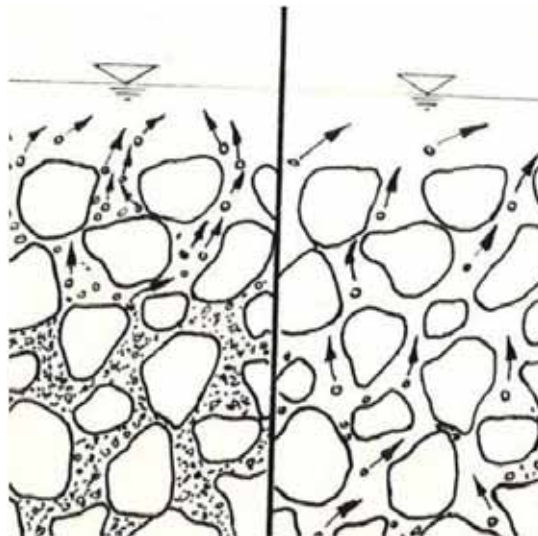


Abb. 2.21: Schema der äußeren Suffosion (Ziems [22])

Die **innere Suffosion** ist ein Prozess, welcher im Inneren des Erdkörpers stattfindet. Wiederum scheint es sinnvoll, den in Abb. 2.22 dargestellten Prozess der Suffosion mit jenem der Erosion, welcher in Abb. 2.17 gezeigt wird, zu vergleichen. Bei der inneren Suffosion bilden sich nicht die typischen Röhren aus, sondern es entstehen Zonen, in welchen nur das tragende Skelett des Bodens vorhanden ist.

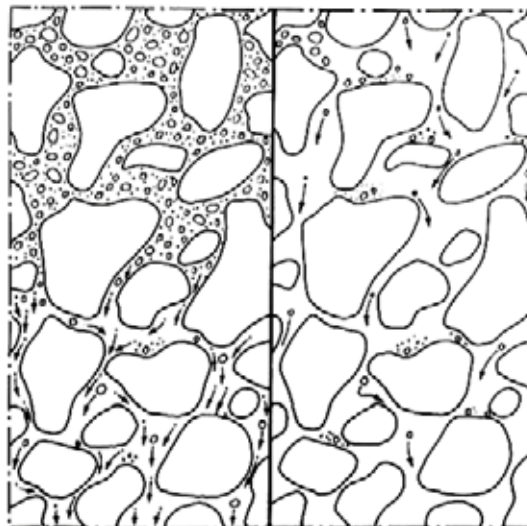


Abb. 2.22: Schema der inneren Suffosion (Ziems [22])

Die **Kontaktsuffosion** findet an der Schichtgrenze zweier unterschiedlicher Bodenschichten statt, wobei die feinkörnige Bodenschicht einer inneren Suffosion unterliegt. Die feinen Kornfraktionen der feinkörnigen Bodenschicht treten an der Schichtgrenze zur grobkörnigen Schicht in diese ein und werden durch diese transportiert. Der Transport in der größeren Bodenschicht ist dann eine innere Suffosion. Das Prinzip der Kontaktsuffosion ist in Abb. 2.23 dargestellt.

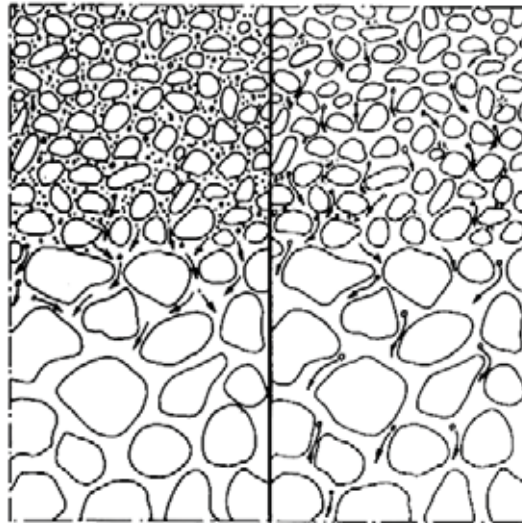


Abb. 2.23: Schema der Kontaktsuffosion (Ziems [22])

Weist die grobkörnigere Bodenschicht keine ausreichend großen Poren auf, um einen Transport durch diese Schicht zu ermöglichen, so kann es bei der Kontaktsuffosion sowie Kontakterosion zum Festsetzen der aus der feinkörnigeren Bodenschicht ausgewaschenen Kornfraktionen kommen. Dies wird **Kolmation** genannt.

Auch wenn bei der Suffosion kein vollständiges Versagen stattfindet, so sind zumindest erhebliche Deformationen zu erwarten. Diese treten auf, wenn das Skelett lokal zusammenbricht. Zuzufolge dieser Umlagerung wird zwar ein stabiler und tragfähiger Zustand erreicht, dennoch können diese Setzungen speziell bei Dämmen die Stabilität gefährden. Das lokale Versagen des tragenden Gerüsts muss nicht unbedingt große äußere Belastungen an der Oberfläche als Auslöser haben. Werden infolge eines Suffosionsvorganges transportierte Bodenteilchen zwischen Körnern des tragenden Gerüsts eingeklemmt, so entsteht ein Effekt, welcher bei Ziems [22] als „eingespannte Suffosion“ bezeichnet wird. Dieser Zustand ist meist Initiator einer inneren Erosion, was in weiterer Folge zur Schwächung des tragenden Gerüsts führt.

Eine weitere Form der hydrodynamischen Bodendeformation ist die **Kolmation**. Bei Ziems [22] ist sie wie folgt definiert: „Ablagerung von feinem Material aus dem Sickerwasser an der Oberfläche eines porösen Körpers oder in den Poren bzw. Hohlräumen desselben.“ Dieser Prozess kann somit als inverser Vorgang der Suffosion beschrieben werden. Kolmation tritt jedoch nicht nur infolge eines vorhergehenden Suffosionsprozesses auf. Die Ablagerung kann auch zuzufolge einer inneren Erosion stattfinden. Die Kolmation an der freien Oberfläche eines Erdkörpers darf nicht mit Sedimentation verwechselt werden, bei welcher Schwebstoffe an der Oberfläche eines Erdkörpers abgelagert werden. Bei der Kolmation findet hingegen diese Ablagerung nicht nur an der Oberfläche, sondern auch im Erdkörper am tragenden Gerüst statt.

Ziems [22] führt in seiner Dissertation noch weitere Prozesse an, welche bei Perzlmaier und Haselsteiner [18] nicht erwähnt werden, da sie für den von ihnen behandelten Systemansatz keine zu große Relevanz haben. Der Vollständigkeit halber werden jedoch die bei Ziems [22] noch beschriebenen Prozesse angeführt.

Hierzu zählt der **Oberflächenzerfall**, welcher folgendermaßen definiert wird: „Ablösung von Teilen eines feineren meistens bindigen Erdkörpers mit allen in ihm enthaltenen Kornfraktionen (Aggregate) zwischen den Berührungspunkten mit den Körnern eines gröbereren Erdstoffs an der gemeinsamen Kontaktfläche durch Überwindung der Bindungskräfte (bei bindigen Erdkörpern) infolge des überwiegend abwärts gerichteten Sickerwasserströmungsdruckes.“ Der Oberflächenzerfall ist ein typischer Prozess von auf einer grobkörnigeren Bodenschicht sedimentierten Feinteilen.

Weiters zählt Ziems [22] im Rahmen der erwähnten Prozesse den **Hydraulischen Grundbruch** auf, welcher bei ihm wie folgt definiert wird: „Aufbruch (Anheben) eines Erdkörpers oder von Teilen desselben mit allen darin enthaltenen Kornfraktionen durch die vertikale Komponente einer aufsteigenden Sickerwasserströmung an der freien Oberfläche des Erdkörpers oder an der Kontaktfläche zu einem gröbereren Erdstoff nach Überschreiten des vom Erdstoff abhängigen kritischen Sickerwassergefälles.“

Die Definition des hydraulischen Grundbruchs nach ÖNORM EN 1997-1:2006 lautet: „Ein hydraulischer Grundbruch tritt ein, wenn aufwärts gerichtete Strömungskräfte gegen das Eigengewicht des Bodens wirken, so dass die vertikal wirksame Spannung null wird. Die Bodenteilchen werden dann von der Vertikalströmung angehoben, so dass der Boden versagt.“

Der Verweis auf die sich aufhebenden Spannungskräfte verdeutlicht, dass es sich bei dieser Art des Grundbruchs eigentlich um eine Art des Versagens zufolge Auftriebs handelt, wobei hier der Boden zusätzlich durch eine Sickerwasserströmung belastet wird. Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch kann kurz als Nachweis gegen Auftrieb beschrieben werden, welcher nicht mit totalen, sondern effektiven Spannungen geführt wird. Die Auftriebssicherheit über den Ansatz der totalen Spannungen ist in Gleichung (2) definiert:

$$\eta_{A,tot} = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{h_w} \geq 1 \quad (2)$$

- $\eta_{A,tot}$  ... Sicherheit gegen Auftrieb über den Ansatz der totalen Spannungen [-]  
 $\gamma_r$  ... Wichte des wassergesättigten Bodens [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_w$  ... Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>]

- $h_d$  ... Stärke der auftriebsgefährdeten Bodenschicht [m]
- $h_w$  ... Höhe des Wasserspiegels über der Unterkante dieser Bodenschicht [m]

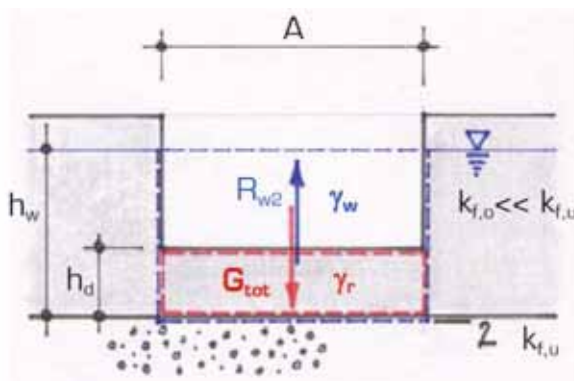


Abb. 2.24: Auftrieb auf undurchlässige Baugrubensohle, total (aus Adam [1])

Die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist in Gleichung (3) definiert:

$$\eta_s = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{(h_w - h_d)} \geq 1 \quad (3)$$

- $\eta_s$  ... Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch [-]
- $\gamma'$  ... Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_w$  ... Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>]
- $h_d$  ... Einbindetiefe der Spundwand [m]
- $h_w$  ... durchströmte Bodenhöhe auf der Landseite der Spundwand [m]

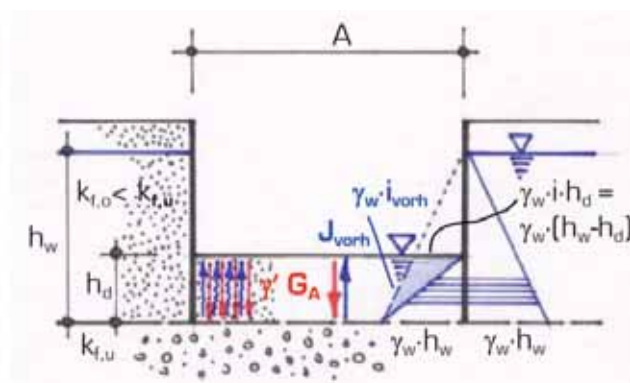


Abb. 2.25: Hydraulischer Grundbruch an einer Spundwand (aus Adam [1])

Beim klassischen hydraulischen Grundbruch (Versagen einer Baugrubensohle) kündigt sich ein Versagen durch ein sogenanntes „Aufkochen“ an, welches lokal beschränkt zu beobachten ist. Dieses „Aufkochen“ kann mit dem Austreten von trübem Qualmwasser im

Hinterland eines Dammes verglichen werden, was einen örtlich begrenzten hydraulischen Grundbruch ankündigt und in weiterer Folge zur inneren Erosion führt.

Der **Gleitflächenbruch** ist definiert als: „Bewegung eines Erdkörpers durch Überschreiten der Scherfestigkeit der Erdstoffe längs gekrümmter oder ebener Gleitflächen infolge äußerer Belastung, darunter gegebenenfalls auch Sickerwasserströmungskräfte, bis eine neue stabile Lage des Erdkörpers erreicht ist.“

Bezüglich des behandelten Themenbereichs sind hier jene Arten des Gleitflächenbruchs interessant, welche durch oder unter Beteiligung von den in der Definition angesprochenen möglichen Sickerwasserströmungskräften entstanden sind. Ziems [22] nennt hierfür folgende Beispiele: Grundbruch längs einer Gleitfläche im Untergrund einer Stauanlage, Böschungsrutschung an einem Damm, Einsturz einer Bohrlochwandung und Abbruch eines Teiles des feineren Erdstoffs an einer vertikalen Kontaktfläche mit einem gröberen Erdstoff.

Ein Versagen, welches zufolge der Wirkung hydrodynamischer Bodendeformationen auftritt, kann als **Erosionsbruch** bezeichnet werden. Die Definition dafür lautet bei Ziems [22]: „Bruch eines Erdkörpers mit unterschiedlichem äußeren Erscheinungsbild (Setzung, Kippung, Gleitflächenbruch, Fließbewegung und allgemeiner hydraulischer Grundbruch), der durch langandauernde, örtliche, überwiegend mechanische aber auch chemische Erdstoffverformungen unter der Wirkung des Sickerwassers vorbereitet wurde.“

Ein Beispiel für einen klassischen Erosionsbruch wäre ein hydraulischer Grundbruch, welcher durch eine Art von Erosion oder Suffosion eingeleitet wurde, bzw. diese als Ursache hat. Die Gesamtheit aus hydrodynamischer Bodendeformation und endgültigem Versagensprozess kann dann als Erosionsbruch bezeichnet werden.

#### 2.4.2 Gegenmaßnahmen

Perzлмаier und Haselsteiner [18] weisen in ihrer Arbeit darauf hin, dass zum Nachweis der Sicherheit gegen die Prozesse einer hydrodynamischen Bodendeformation hydraulische oder geometrische Kriterien angewandt werden. Einerseits muss gewährleistet sein, dass die Bewegung einzelner Bodenteilchen rein geometrisch (Größenverhältnis des Einzelkorns zur „Lückengröße“ im Skelett) möglich ist. Andererseits muss eine treibende Kraft (Sickerwasserströmung im Erdkörper) vorhanden sein, welche eine Bewegung auslöst und vorantreibt. Diese Kriterien sind zwar für die lokale Nachweisführung zur Vermeidung einzelner Teilprozesse wichtig, die ganzheitliche Betrachtung ist jedoch unumgänglich, um die Versagenswahrscheinlichkeit entsprechend beurteilen zu können. Die Autoren nennen hier beispielsweise den Erosionsgrundbruch, welcher als Abfolge mehrerer Einzelprozesse gesehen werden kann.

Perzmaier und Haselsteiner [18] verweisen bezüglich einer ganzheitlichen Betrachtung auf den **Systemansatz** nach Fell et al. (2005). Dieser Systemansatz kann grob in vier Phasen unterteilt werden, wobei jeder Phase eine Fragestellung zugrunde liegt. Die Beantwortung der einzelnen Fragestellungen kann als Definition der vorhandenen Sicherheit gesehen werden. Besteht Handlungsbedarf, so werden im Rahmen des Systemansatzes konkrete Gegenmaßnahmen vorgeschlagen.

Die erste Phase wird beim Systemansatz als **Erosionsbeginn** bezeichnet und befasst sich mit der Fragestellung, ob die einzelnen Bodenpartikel überhaupt in Bewegung geraten können. Diese Phase wird weiter in den Beginn durch rückschreitende Erosion, durch Leckagen und durch Suffosion unterteilt. Mit der rückschreitenden Erosion sind sämtliche hydrodynamischen Bodendeformationen gemeint, welche durch den Austritt einer Sickerwasserströmung an der freien Oberfläche mit gleichzeitigem Materialtransport gekennzeichnet sind. Der Grund für Leckagen, welche einen Erosionsbeginn zur Folge haben können, sind Risse in bindigen Erdstoffen, Fehlstellen in Dichtungen, aber auch ganze Zonen mit höherer Durchlässigkeit. Die Risse haben zumeist Setzungen, Austrocknung oder Frost als Ursache. Zonen mit höherer Durchlässigkeit haben ebenso wie die Fehlstellen in Dichtungen oft ausführungstechnische Ursachen, wie beispielsweise die Entmischung beim Einbau oder die lokale Verwendung von anderem Material. Nicht zu unterschätzen sind jedoch auch derartige Zonen, die durch Bauten von Wühltieren, oder durch die Wurzelgänge des Bewuchses entstehen. Ein Erosionsbeginn zufolge Suffosion hat meist falsch ausgewähltes Material als Ursache, in Bezug auf Suffosion also intermittierend gestufte Böden.

Kann der Erosionsbeginn aufgrund der zuvor aufgezählten Voraussetzungen nicht vollständig ausgeschlossen werden, so ist zu untersuchen, ob sich eine Erosion entwickeln kann. Die zweite Phase – **Erosionsentwicklung** – behandelt den Transport von Bodenpartikeln im Bodengefüge. Das mögliche Eintreten eines Erosionsprozesses kann daher unter Berücksichtigung der geometrischen und hydraulischen Kriterien beurteilt werden. Im Hinblick auf die Filterwirkung eines Bodens („Filters“) werden bei Ziems [22] jene Stoffe bezeichnet, die das geometrische Kriterium erfüllen und somit die Entwässerung eines anderen Stoffes ermöglichen. Dementsprechend muss ein Filter die Entwässerung des zu schützenden Stoffes ohne jegliche Erosionsprozesse garantieren, ohne dabei selbst durch Kolmation verstopft zu werden.

Im Extremfall eines nicht gefilterten Dammes hält ein Erosionsprozess so lange an, entwickelt sich und schreitet voran, bis sich die hydraulischen Randbedingungen ändern und so den Prozess verlangsamen oder völlig zum Erliegen bringen. Ist ein Filter vorhanden, so

muss seine Wirksamkeit mit Hilfe eines geometrischen Kriteriums, einem sogenannten Filterkriterium, verifiziert werden.

Von der umfangreichen Bandbreite an Filterkriterien werden hier die nachfolgend aufgelisteten Kriterien etwas näher betrachtet:

- Filterregel nach Terzaghi
- Filterregel nach Cistin / Ziems
- Filterregel nach Witt
- Filterregel nach BAW MAK (1989)

Die **Filterregel nach Terzaghi** gilt für Böden mit einer Ungleichförmigkeitszahl  $C_u < 2$ . Die Ungleichförmigkeitszahl gibt die Steilheit der Körnungslinie an und ist als das Verhältnis zwischen Korngröße bei 60% Siebdurchgang zur Korngröße bei 10% Siebdurchgang definiert. Sie ist wie die Krümmungszahl  $C_c$ , die den Verlauf der Kornverteilungslinie wiedergibt, eine Kennzahl der Korngrößenverteilung.

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (4)$$

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \quad (5)$$

$C_u$  ... Ungleichförmigkeitszahl [-]

$C_c$  ... Krümmungszahl [-]

$d_{xx}$  ... Korngröße bei XX Masseprozent der Kornverteilungslinie [mm]

Die Filterregel nach Terzaghi berücksichtigt einerseits die Forderung nach der mechanischen Wirksamkeit des Filters und andererseits die hydraulische Wirksamkeit des Filters. Bei Adam [1] wird die Filterregel nach Terzaghi wie folgt erläutert: „Das Filtermaterial entspricht den wesentlichsten Anforderungen, wenn seine bei 15% vertretene Korngröße  $D_{15}$  mindestens viermal so groß ist, wie die mit 15% vertretene der größten Bodenschicht, die an den Filter grenzt und nicht mehr als viermal so groß wie die bei 85% vertretene Korngröße  $d_{85}$  der feinkörnigsten benachbarten Bodenschichten ist.“

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4 \quad \frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4 \quad (6)$$

$D_{xx}$  ... Korngröße des Filtermaterials bei XX Masseprozent [mm]

$d_{xx}$  ... Korngröße des angrenzenden Bodens bei XX Masseprozent [mm]



Die in (6) dargestellte Formel ist der mathematische Ausdruck der zuvor definierten Filterregel. In Abb. 2.26 sind Bereiche im Kornverteilungsdiagramm ersichtlich, innerhalb welcher jene Kornverteilungskurven liegen, die sich entweder als Filtermaterial oder als zu sicherndes Bodenmaterial eignen.

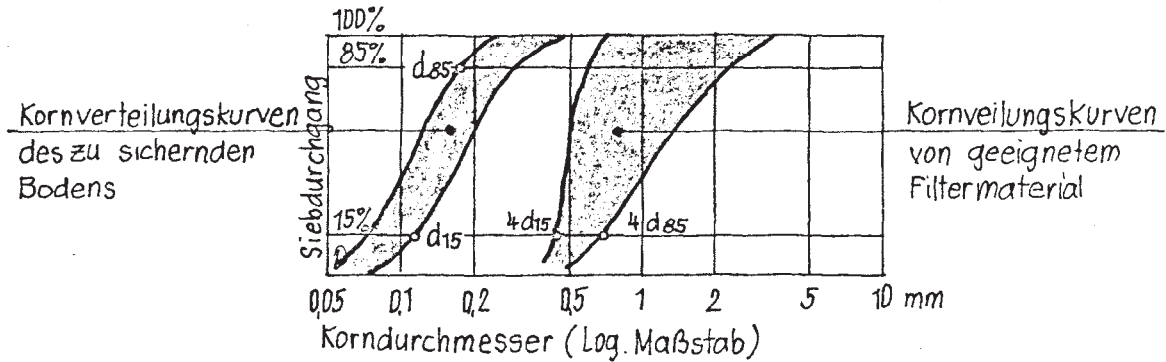


Abb. 2.26: Filterregel nach Terzaghi (Brandl, 2006)

Die **Filterregel nach Cistin / Ziems** gilt für Böden mit einer Ungleichförmigkeitszahl  $2 < C_u < 20$ . Bei dieser Regel wird ein zulässiger Abstand über die Ungleichförmigkeitszahl des Basiserdstoffs und die Ungleichförmigkeitszahl des Filtererdstoffs im zugehörigen Diagramm ermittelt. Dieser Abstand muss vom Verhältnis  $A_{50, \text{vorh.}}$  (7) eingehalten werden:

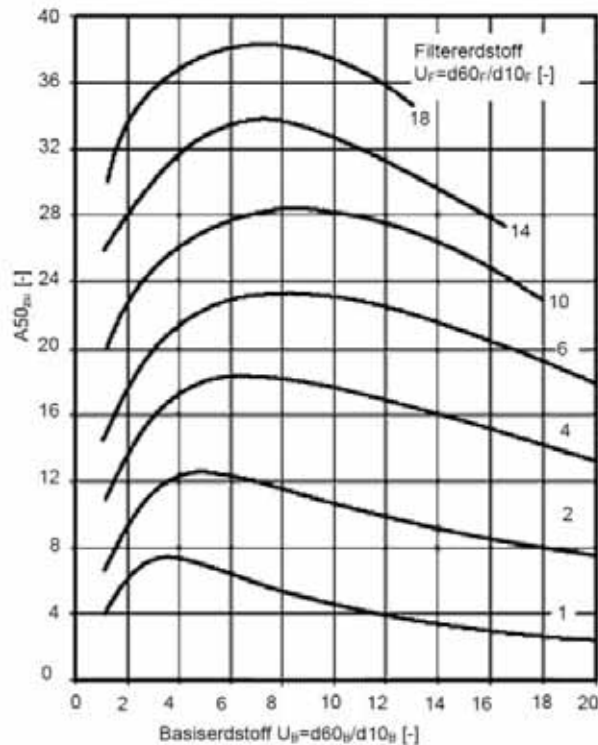


Abb. 2.27: Filterregel nach Cistin / Ziems (aus DWA-M 507 [2])

$$A_{50,vorh.} = \frac{d_{50,Filter}}{d_{50,Boden}} \quad A_{50,vorh.} \leq A_{50,zul.} \quad (7)$$

$d_{50,Filter}$  ... Korngröße des Filtermaterials bei 50 Masseprozent [mm]

$d_{50,Boden}$  ... Korngröße des Basiserdstoffs bei 50 Masseprozent [mm]

Die **Filterregel nach Witt** hat als grundlegende Annahme, dass es zur Stagnation des Materialtransports kommt, wenn einzelne Körner des transportierten Bodens größer als die effektiven Filteröffnungen sind. Zufolge der Wahrscheinlichkeit einer Blockierung der Filteröffnungen durch solche Körner wird die Filterregel definiert (Tab. 2.3).

Tab. 2.3: Filterregel nach Witt (aus DWA-M 507 [2])

	Ungleichförmigkeit des Filters		
	$U_F \leq 3$	$3 < U_F \leq 6$	$U_F > 6$
$d_{5F} < 0,5 \text{ mm}$	$\frac{\max d_{30F}}{\min d_{95B}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{10F}}{\min d_{95B}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{5F}}{\min d_{95B}} \leq 2,5$
$d_{5F} \geq 0,5 \text{ mm}$	$\frac{\max d_{30F}}{\min d_{85B}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{10F}}{\min d_{85B}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{5F}}{\min d_{85B}} \leq 2,5$
<b>ANMERKUNGEN:</b> Versagenswahrscheinlichkeit eines Filterelementes $p_f = 10^{-3}$ , Vertrauensbereich der Körnungsbänder $\geq 90 \%$ . Für Filtererdstoffe mit $d_{5F} < 0,5 \text{ mm}$ wird die maximale Eindringtiefe des Basismaterials in den Filter mit $330 \cdot d_{5F}$ angegeben. Für Filtererdstoffe mit $d_{5F} \geq 0,5 \text{ mm}$ beträgt diese $52 \cdot d_{5F}$ .			

Die meisten Filterkriterien sind für bindige Böden aufgrund der dort vorhandenen Kohäsion nicht effektiv einsetzbar. Die Deutsche Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe hat im Dokument **BAW MAK (1989)** eine Art mechanische Filterwirksamkeit für feinkörnige Böden definiert. Auf Grundlage der Plastizitätszahl und der Ungleichförmigkeitszahl des bindigen Bodens werden die Kriterien für den Filter definiert (sh. Tab. 2.4).

Tab. 2.4: Mechanische Filterwirksamkeit für bindige Böden nach BAW MAK (1989) (aus DWA-M 507 [2])

bindiger Boden	Filter
$I_p < 0,15$ $c_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$	$D_{10} \leq 0,2 \text{ mm}$ $D_{80} \leq 0,7 \text{ mm}$
$I_p \geq 0,15$ $c_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$	$D_{10} \leq 0,2 \text{ mm}$ $D_{80} \leq 0,7 \text{ mm}$
<b>ANMERKUNG:</b> Bei Böden mit $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ ist Bodenaustausch vorzunehmen	

Ist der Nachweis der Filterwirksamkeit mit Hilfe eines geometrischen Kriteriums nicht zu erfüllen, so ist mit einem hydraulischen Kriterium zu überprüfen, ob eine ausreichende Sicherheit gegeben ist. Auf die aufgelisteten Kriterien wird näher eingegangen:

- Hydraulische Erosionssicherheit nach Ziems,
- Hydraulische Erosionssicherheit nach Brauns,
- Kriterium von Weijers und Sellmeijer
- Kritische hydraulische Gradienten nach Lane und Tschugajew.

Die **Hydraulische Erosionssicherheit nach Ziems** baut auf der zuvor beschriebenen Filterregel nach Cistin / Ziems auf. Dieses Kriterium gibt das kritische hydraulische Gefälle bei aufwärts gerichteter bzw. normal auf die Schichtgrenzen gerichteter Strömung an. Eingangsparemeter sind die Korngröße des erosionsgefährdeten Bodens bei 10% Siebdurchgang und der bei der Filterregel nach Cistin / Ziems ermittelte Abstand  $A_{50, \text{vorh.}}$  (7):

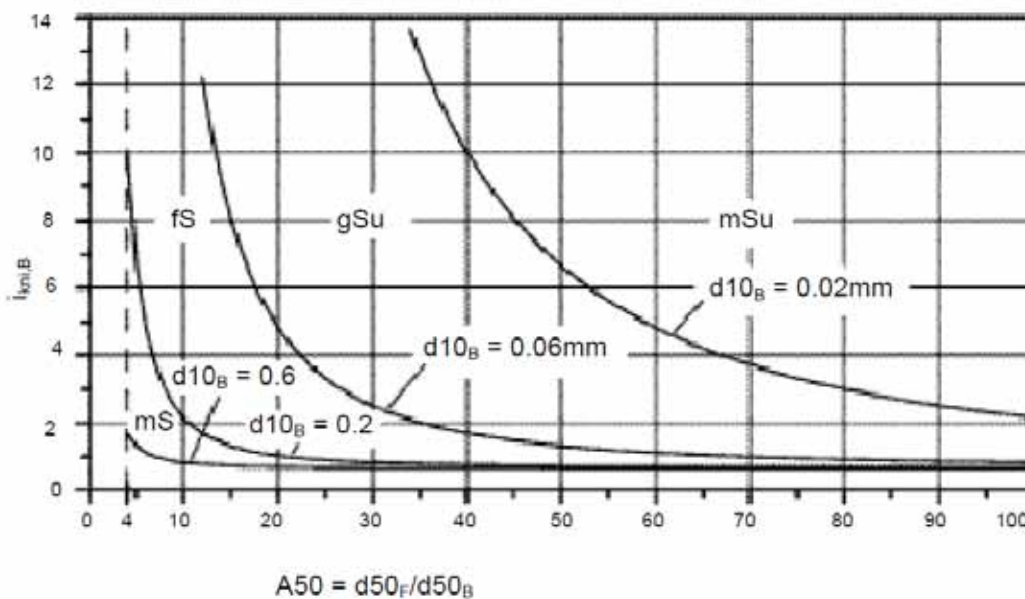


Abb. 2.28: Kritisches hydraulisches Gefälle nach Ziems (aus DWA-M 507 [2])

$$i_{\text{krit,B}} = 0,66 + \frac{6}{d_{10,B}^2 \cdot A_{50, \text{vorh.}}^2} \quad (8)$$

$i_{\text{krit,B}}$  ... kritisches Strömungsgefälle im Basismaterial [-]

$d_{10,B}$  ... Korngröße des erosionsgefährdeten Bodens bei 10 Masseprozent [mm]

$A_{50, \text{vorh.}}$  ... Abstandsverhältnis (sh. Filterregel nach Cistin / Ziems, Gleichung (7))

Für den Fall einer horizontal bzw. parallel zu den Schichtgrenzen gerichteten Strömung definiert **Brauns** ein kritisches hydraulisches Gefälle. Wesentlicher Eingangsparemeter ist

dabei der wirksame Korndurchmesser  $d_{wF}$  des Filters. Dieser wird über die einzelnen Korndurchmesser und die zugehörigen Massenprozentanteile berechnet (sh. (9)).

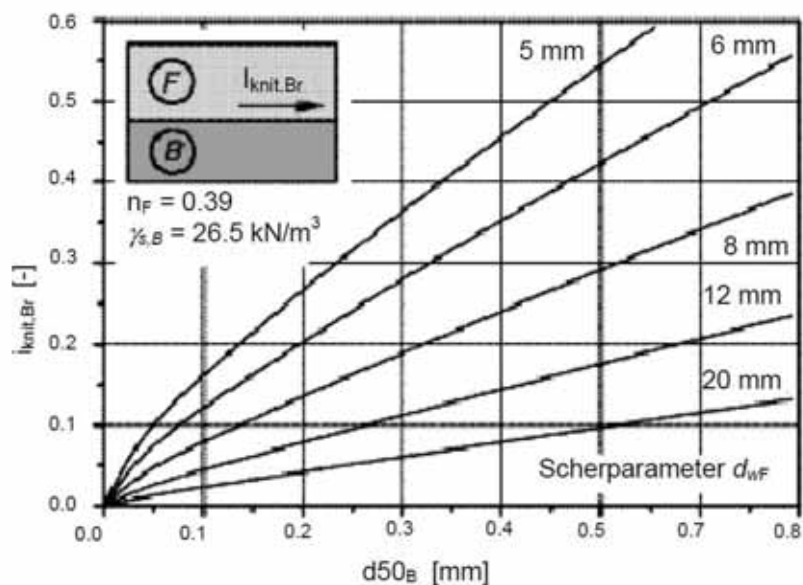


Abb. 2.29: Kritisches hydraulisches Gefälle nach Brauns (aus DWA-M 507 [2])

$$d_{wF} = \frac{1}{\sum_{j=1}^n \frac{\Delta p_{mj}}{d_j}} \quad (9)$$

- $i_{krit,Br}$  ... kritischer hydraulischer Gradient bei schichtparalleler Durchströmung [-]
- $d_{50,B}$  ... Korngröße des erosionsgefährdeten Bodens bei 50 Masseprozent [mm]
- $d_{wF}$  ... wirksamer Korndurchmesser des Filtererdstoffs [mm]
- $d_j$  ... kennzeichnende Korngröße der j-ten Kornklasse [mm]
- $\Delta p_{mj}$  ... Masseprozentanteil der j-ten Kornklasse [%]

Für den Nachweis, ob eine rückschreitende Erosion möglich ist und sich somit der Piping-Effekt ausbilden kann, haben **Weijers und Sellmeijer** ein Kriterium entwickelt. Die Berechnung, welche annähernd homogene Untergrundverhältnisse voraussetzt, kann als durchaus genau und detailliert beschrieben werden. Wesentliche Eingangsparameter sind die mittlere Durchlässigkeit und die Mächtigkeit des Grundwasserleiters, die Länge des Sickerweges, der Korndurchmesser des erosiven Bodens bei 70% Siebdurchgang und die Korndichte unter Auftrieb.

Abb. 2.30 zeigt die grafische Auswertung des Kriteriums von Weijers und Sellmeijer für Fein- und Mittelsand bei einem Grundwasserleiter der Mächtigkeit gleich 10 m.

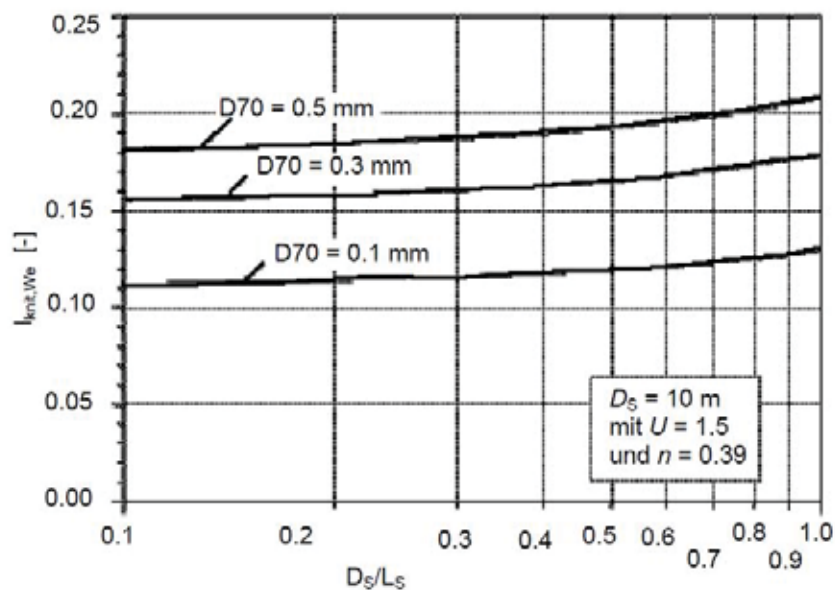


Abb. 2.30: Kriterium von Weijers und Sellmeijer für eine Mächtigkeit des Grundwasserleiters  $D_s = 10$  m (aus DWA-M 507 [2])

- $i_{krit,We}$  ... kritischer hydraulischer Gradient in Hinblick auf rückschreitende Erosion
- $D_{70}$  ... Korngröße des erosionsgefährdeten Bodens bei 70 Masseprozent
- $D_s$  ... Mächtigkeit des Grundwasserleiters
- $L_s$  ... Länge des Sickerweges

Foster und Fell (sh. [18]) unterscheiden in der Phase der Erosionsentwicklung vier verschiedene Verhaltensmuster in Bezug auf Filter:

- *keine Erosion*: durch den optimal dimensionierten Filter wird ein Austrag von Feinanteilen aus der Basis verhindert.
- *wenig Erosion*: der Filter wird nach einer kurzen Erosionsphase durch die aus der Basis ausgetragenen Feinanteile verschlossen.
- *ausgeprägte Erosion*: der Filter wird nach einer etwas markanteren Erosionsphase durch die aus der Basis ausgetragenen Feinanteile verschlossen.
- *fortschreitende Erosion*: durch den falsch dimensionierten Filter kann es zu keinem Verschluss desselben durch die aus der Basis ausgetragene Feinanteile kommen. Die Erosion kann sich voll entwickeln.

Ist es also nicht möglich die Erosionsentwicklung durch die angeführten Kriterien auszuschließen, so stellt sich die Frage, welche Folgen bei einem möglichen progressiven Materialtransport zu erwarten sind. Diese Phase wird beim Systemansatz als **Erosionsfortschritt** bezeichnet. Sind aus geometrischer Sicht alle Voraussetzungen für eine Erosion gegeben, so ist die hydraulische Betrachtung maßgebend. Die zur Sickerwasserströmung gehörende hydraulische Schleppspannung hält den Materialaustrag

aufrecht und treibt ihn voran. Eine fortschreitende Erosion ist zumeist durch die an der Oberfläche sichtbaren Erosionstrichter (sog. „Maulwurfhügel“) rasch erkennbar. Ausgehend vom Erosionstrichter schreitet meist die Erosionsröhre fort und verlängert sich progressiv bis zur Wasserseite hin.

Wird eine fortschreitende Erosion vermutet, so ist im Falle des Nicht-Handelns mit einer Verschlechterung der Stabilität zu rechnen, was schließlich zum Versagen führen kann. Die Überwachung der Erosion bildet einen festen Bestandteil des Systemansatzes. Sie ist nicht nur notwendig, um das Erosionsverhalten beurteilen zu können, sondern dient auch dazu, eine geeignete Gegenmaßnahme zu treffen. Der erste Schritt bei der Überwachung besteht in der Beurteilung, ob sich eine Erosion entwickeln kann. Typisches Anzeichen ist das Austreten der Sickerlinie an der luftseitigen Böschung oder am Dammfuß, wobei die Trübheit des austretenden Sickerwassers Auskunft über das Stadium und Gefahr der eingetretenen Erosion geben kann.

Ist die Erosion bereits so weit fortgeschritten, dass ein **Versagen** nicht mehr auszuschließen ist, so befindet sich der Prozess in der vierten und letzten Phase des Systemansatzes. Hier stellt sich die Frage, welche Art des Versagens eintreten wird und welcher Handlungszeitraum bis zum Kollaps noch zur Verfügung steht. Die möglichen Versagensarten zufolge hydrodynamischer Bodendeformation lassen sich grob in hydraulische und geostatische Mechanismen unterteilen. Hat sich eine stabile Erosionsröhre ausgebildet, so kann es zu erheblichen Abflüssen durch diese hindurch kommen, wobei der Dammkörper in seiner äußeren Geometrie teilweise komplett erhalten bleibt. Sind solche Röhren jedoch instabil, so kann es beim Zusammenbrechen dieser zu Sackungen an der Oberfläche kommen. Treten derartige Sackungen auf, so besteht die Gefahr der Überströmung des Dammes. Je nach Beschaffenheit des Erdkörpers und Menge an überströmendem Wasser, kann dies auch zur Breschenbildung aufgrund der Schleppkraft führen.

Eine andere Art des Versagens ist der Böschungsbruch. Mögliche Ursache hierfür ist der Anstieg der Sickerlinie in der landseitigen Dammhälfte. Dies kann aus dem Versagen einer Dichtung, aber auch eines Filters resultieren. Überströmung mit anschließender Breschenbildung sind mögliche, sich daraus entwickelnde Versagensformen. Der Böschungsbruch ist ebenso wasserseitig möglich, wenn das Gefüge des Dammkörpers geschwächt ist und die Hochwasserwelle rasch zurückgeht. Dadurch kann die Sickerlinie im Damm nicht rasch genug absinken, wodurch sich wasserseitig eine enorme Belastung der Dammböschung ohne Gegendruck ergibt.

Durch das Verstehen der einzelnen Teilprozesse des Systemansatzes, besteht die Möglichkeit, durch ein Überwachungssystem hydrodynamische Bodendeformationen frühzeitig zu erkennen und mit Hilfe geeigneter Gegenmaßnahmen rechtzeitig zu intervenieren. Aber auch wenn ein Versagen nicht mehr ausgeschlossen werden kann, so hilft die Abschätzung der zu erwartenden Versagensform geeignete Notmaßnahmen zu treffen.

Ergänzend wird hier noch analog wie im Abschnitt 2.4.1 Hydrodynamische Bodendeformation auf den **hydraulischen Grundbruch** eingegangen, welcher, wie bereits beschrieben, als Teilprozess bei verschiedenen Erosionsprozessen zu beobachten ist bzw. als Initiator für die weitere Entwicklung dieser wirkt. Die Sicherheit  $\eta_s$  gegen einen hydraulischen Grundbruch ist ein rein hydraulisches Kriterium und wird als Verhältnis von kritischem hydraulischen Gefälle  $i_{krit}$  zu tatsächlich vorhandenem hydraulischen Gefälle  $i_{vorh}$  definiert. Die Berücksichtigung der Länge  $L$  setzt voraus, dass dieser Sickerweg einen entsprechenden Widerstand darstellt und noch keine durchgängigen Erosionsröhren vorhanden sind. Diese Sicherheit stellt somit eine obere Schranke dar:

$$\eta_{s,eff} = \frac{G}{S} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{(L + 2h_d)}{(h_w - h_d)} \geq 1 \quad (10)$$

- $\eta_{s,eff}$  ... Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mit effektiven Spannungen [-]
- $G$  ... Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb [kN/m<sup>2</sup>]
- $S$  ... Strömungskraft [kN/m<sup>2</sup>]
- $\gamma'$  ... Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_w$  ... Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>]
- $h_d$  ... Mächtigkeit der gering durchlässigen Bodenschicht (Deckschicht) [m]
- $h_w$  ... Höhe des freien Wasserspiegels über der Unterkante der Deckschicht [m]

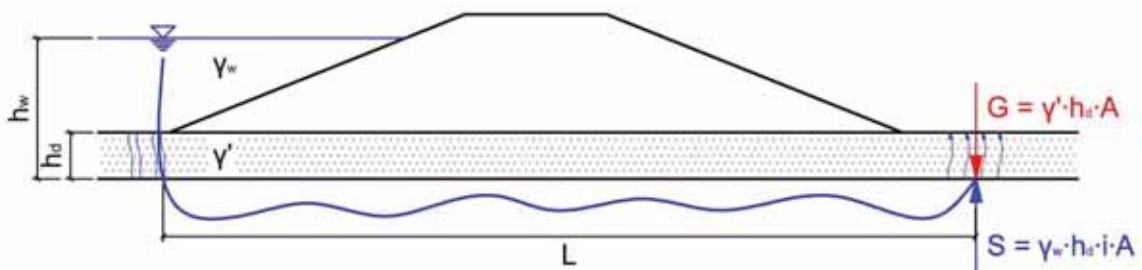


Abb. 2.31: Hydraulischer Grundbruch am Beispiel eines Dammes

Eine mögliche und bereits oft ausgeführte Gegenmaßnahme bei drohendem hydraulischen Grundbruch ist das Aufbringen von grobem Material, Sandsäcken etc. auf der Landseite des Dammes in Kombination mit einem Vlies.

Wird die Wirkung einer zuvor beschriebenen Strömungskraft ausgeschlossen, so ist die Sicherheit  $\eta_A$  gegen ein mögliches Aufschwimmen der gering durchlässigen Deckschicht wie folgt definiert:

$$\eta_{A,\text{eff}} = \frac{G}{W} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{(h_w - h_d)} \geq 1 \quad (11)$$

$$\eta_{A,\text{tot}} = \frac{G}{W} = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{h_w} \geq 1 \quad (12)$$

- $\eta_{A,\text{eff}}$  ... Sicherheit gegen ein mögliches Aufschwimmen mit eff. Spannungen [-]
- $\eta_{A,\text{tot}}$  ... Sicherheit gegen ein mögliches Aufschwimmen mit totalen Spannungen [-]
- $G$  ... Gewichtskraft des Bodens [kN/m<sup>2</sup>]
- $W$  ... auf Unterseite der gering durchl. Schicht wirkender Wasserdruck [kN/m<sup>2</sup>]
- $\gamma'$  ... Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_r$  ... Wichte des wassergesättigten Bodens [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_w$  ... Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>]
- $h_d$  ... Mächtigkeit der gering durchlässigen Bodenschicht (Deckschicht) [m]
- $h_w$  ... Höhe des freien Wasserspiegels über der Unterkante der Deckschicht [m]

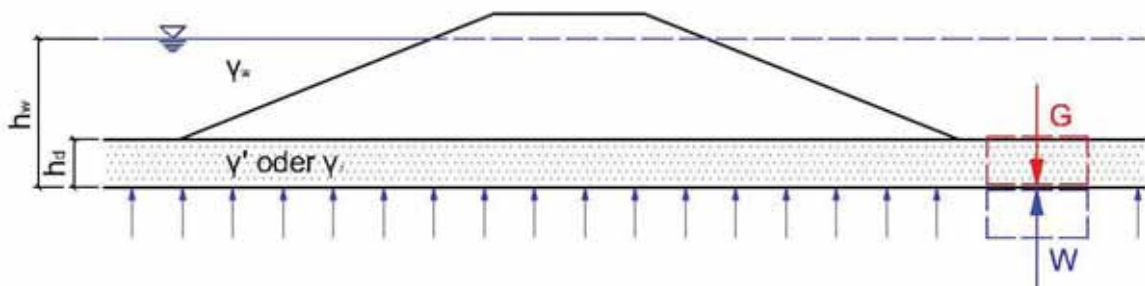


Abb. 2.32: Mögliches Aufschwimmen am Beispiel eines Dammes

Der Vergleich der Sicherheiten gegen mögliches Aufschwimmen unter Berücksichtigung der totalen und der effektiven Spannungen zeigt, dass diese nur im Fall des Grenzgleichgewichts ident sind. Für alle anderen Fälle ergeben sich unterschiedliche Sicherheitsfaktoren. Während die Sicherheit mit effektiven Spannungen theoretisch gegen unendlich laufen kann, ist die Sicherheit mit totalen Spannungen durch das Verhältnis der Wichte des wassergesättigten Bodens zur Wichte des Wassers begrenzt.



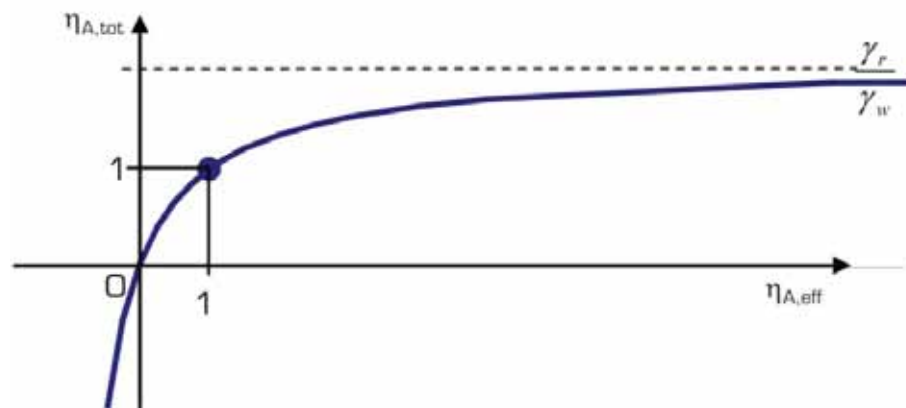


Abb. 2.33: Verhältnis effektiver zu totaler Sicherheit gegen Aufschwimmen (aus Adam [1])

## 2.5 Dammverteidigung

Die Dammverteidigung umfasst Kontrolltätigkeiten und Maßnahmen zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit und der Standsicherheit eines Dammes während und nach dem Abklingen der Hochwasserwelle. Die Vorgehensweise in Hochwasserfällen ist in Alarmierungs- und Einsatzplänen genau geregelt. Diese Pläne sind Bestandteil des sogenannten Dammbuchs und müssen bei der Inbetriebnahme jedes Dammes ausgearbeitet werden. Weiters sind die für die Verteidigung erforderlichen Geräte und Materialien über die Dammstrecke verteilt zu stationieren und vorzuhalten. Im Katastrophenfall dienen als Stationierungspunkte eigens zu diesem Zweck errichtete Lager wie Bauhöfe der Gemeinden oder Stützpunkte der zuständigen Einsatzorganisationen. Die Stationierung bei den Einsatzorganisationen bietet den Vorteil, dass die erforderlichen Schulungstätigkeiten der Einsatzkräfte einfacher durchgeführt werden können. Für notwendige Verteidigungsmittel wie Schüttmaterial, Sand für die Befüllung von Sandsäcken etc. empfiehlt es sich Vereinbarungen mit örtlichen Unternehmen, wie Baufirmen und Kiesgruben, zu treffen, welche diese Mittel im Hochwasserfall auf Abruf bereitstellen und an den Einsatzort liefern.

Nach Überschreiten kritischer Pegelmarken bzw. von Durchflüssen sind die notwendigen Sicherungsmaßnahmen von den Einsatzstäben zu koordinieren. Am Beginn stehen Beobachtungsmaßnahmen und Kontrolltätigkeiten, die lokal intensiviert werden müssen, falls Erosionserscheinungen und Sickerwasseraustritte beobachtet werden. Das DWA Merkblatt 507 [2] definiert folgende Beobachtungen und Erscheinungen, bei welchen konkrete Maßnahmen zur Verteidigung, Sicherung und Erhaltung der Standsicherheit des Dammes notwendig werden:

- an der wasserseitigen Böschung: Schäden an der Oberfläche, Risse und Rutschungen.
- an der landseitigen Böschung: Sickerwasseraustritte mit Materialaustrag, Risse und Rutschungen.
- auf der Dammkrone: Sackungen und Setzungen, mögliche Überströmung.

Derartige Erscheinungen signalisieren das Eintreten von hydrodynamischen Prozessen im Damm bzw. Untergrund und stellen oftmals das Anfangsstadium von größeren Dammschäden dar. Aus diesem Grund sind regelmäßige Kontrollen und Begehungen unbedingt erforderlich. Es sollte beurteilt werden, ob sich der Prozess regressiv oder konstant verhält, oder ob Sicherungsmaßnahmen zur Verteidigung des Dammes notwendig sind. Ist von einer Durch- bzw. Unterströmung des Dammes auszugehen, so sind

Sicherungsmaßnahmen zu veranlassen. Bei Brandl [3] finden sich Empfehlungen an die Einsatzkräfte, wie in derartigen Situationen vorzugehen ist:

- Auflegen eines gut wasserdurchlässigen, filterwirksamen Vlieses zur Verhinderung des Ausspülens von Feinanteilen (unbedingt erforderlich, wenn das Qualmwasser trübe austritt).
- Belastung des Vlieses im Bereich der Wasseraustritte mit geeigneten Materialien, damit das Qualmwasser noch gut austreten kann (Blöcke, grobes Bruchmaterial etc.).
- Belastung der Bereiche neben den Wasseraustritten (hier können auch Sandsäcke verwendet werden).
- Laufende Kontrollen, ob das Qualmwasser auch ungehindert austreten kann. Ist dieses trübe, so muss beobachtet werden, ob sich die Situation verbessert, konstant bleibt, oder verschlechtert.

Die Maßnahmen zur Verteidigung des Dammes sind über die gesamte Dauer des Hochwasserereignisses aufrecht zu halten. An dieser Stelle ist jedoch auch darauf hinzuweisen, dass für einen ausreichenden Schutz der Einsatzkräfte Sorge zu tragen ist und diese rechtzeitig von den zu Versagen drohenden Dammabschnitten abgezogen werden. Droht ein Damm zu brechen, so sind die gefährdeten Gebiete rechtzeitig zu sichern oder zu evakuieren. Wenn möglich, können auch Notentlastungsmaßnahmen durchgeführt werden, welche durch kontrollierte Sprengung des Dammes in Gebieten mit geringem Schadenspotential zur Rettung des bewohnten Hinterlandes genutzt werden.

Nach Abklingen der Hochwasserwelle ist es unerlässlich, den Damm zu begehen und auf allfällige Beschädigungen zu kontrollieren. Aufgetretene Schäden müssen so rasch wie möglich saniert oder durch temporäre Notsicherungsmaßnahmen in ausreichendem Maße gesichert werden.

### 3 Naturmaßstäblicher Modellversuch

#### 3.1 Naturmaßstäbliche Damm-Modelle in Übersicht

Modellversuche bedeuten in der experimentellen Wissenschaft eine maßstabsgetreue Nachbildung einer simulierten Situation zur Erlangung neuer Erkenntnisse über die natürlichen Prozesse. In der Naturwissenschaft nehmen daher derartige Untersuchungen einen hohen Stellenwert ein.

Die Untersuchung der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen mit Fokus auf die Entlastungsmaßnahme mittels Kiessäule im Rahmen eines 1:1-Modellversuchs stellt ganz klar Neuland in der Forschung dar. Die wissenschaftliche Behandlung von Problemstellungen bei Dämmen unter Zuhilfenahme von derartigen Modellen wurde jedoch bereits mehrmals erfolgreich durchgeführt. Nachfolgend sollen stellvertretend für diese naturgetreuen Modelle vier in aller Kürze beschrieben werden.

Im Rahmen der Untersuchungen von sickerhydraulischen Problemen wurde im Jahr 1984 ein **Damm-Modell** in Zusammenarbeit des Instituts für Boden- und Felsmechanik der Universität **Karlsruhe** und der Bundesanstalt für Wasserbau errichtet ([4]). Beweggrund für dieses Modell war eine Reihe von Schadensfällen an Dämmen mit dünnen Dammdichtungen (Beton, Asphalt oder Folie) aufgrund von Leckagen in den 80er Jahren.

Zur Behandlung dieser Problemstellung wurde der Dammkörper mit einer großen Anzahl verschiedener Messaufnehmer bestückt. Zur Simulierung einer Leckage wurden in der Dichtung auf verschiedenen Niveaus Leckageschlitze vorgesehen. Diese konnten bei Bedarf auch im Einstaufall geöffnet und geschlossen werden. Die Schwerpunkte der Untersuchungen konzentrierten sich einerseits auf hydraulische Vorgänge bei kleineren Leckagen und andererseits auf Möglichkeiten zur Auffindung von derartigen Leckagen. Es konnte gezeigt werden, dass es auch bei nur relativ kleinen Beschädigungen und Fehlstellen in der Dichtung zu einem erheblichen Wasserdurchfluss durch diese hindurch kommen kann und in weiterer Folge die Sickerlinie im Dammquerschnitt beträchtlich ansteigt. Weiters wurden Möglichkeiten zur Leckortung intensiv betrieben und daraus die Ortung mit dem elektrischen Potentialverfahren entwickelt.

Nach Beendigung der Forschungstätigkeit auf den zuvor beschriebenen Themenbereichen in den 90er Jahren, wurde der Forschungsschwerpunkt auf die Durchsickerung von Dämmen gelegt. Speziell das Verhalten von Dämmen älterer Bauart, also noch ohne entsprechende Gliederung, wurde untersucht. Hierzu bedurfte es eines Umbaus des ursprünglichen Damm-Modells. Die Dichtung wurde entfernt und die Messtechnik um Sensoren zur Bestimmung

der Durchfeuchtung des Dammes erweitert. Das Modell wird auch heute noch betrieben und dient zum Beispiel der Untersuchung von Schutzmaßnahmen bruchgefährdeter Dämme.

Im Rahmen des Endberichts über das Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Deichsanierung“ berichtet Haselsteiner [7] über ein im Rahmen dieser Untersuchungen in der Versuchsanstalt in Oberrach errichtetes **Deichmodell im Maßstab 1:1**. Ziel dieses Modells war es, genauere Informationen über den Einfluss von Hochwasserdauer, An- und Abstiegsgeschwindigkeit des Hochwassers, Vorwelle, Vorregen und Grasnarbe auf die Durchsickerung des Dammes zu erhalten.

Die Gesamtlänge des Modells beträgt 15,0 m, die Höhe des Dammes 1,6 m und die Kronenbreite 2,0 m. Eine Besonderheit dieses Modells ist die Beregnungsanlage, mittels welcher Regenereignisse simuliert und somit der Einfluss dieses Parameters auf die Durchsickerung untersucht werden kann. Eine Beeinflussung der Untersuchungen durch äußere Witterungseinflüsse kann in Hinblick auf Regen dahingehend ausgeschlossen werden, da das Modell durch eine Einhausung geschützt wird. Eine weitere Besonderheit stellt die auf der Dammoberfläche aufgebrachte Grasnarbe dar. Der Damm wurde nicht besäht, sondern mit an einem Hochwasserschutzdamm entnommenen Grasnarben-Elementen bedeckt. Dadurch konnte auch dieser Einflussparameter möglichst naturgetreu erfasst werden. Messtechnisch wurde das Modell so ausgestattet, dass Wasserstand, Temperatur, Sättigung, Porenwasserdruck und der Luftdruck aufgezeichnet werden konnten.

Die Untersuchung dieser Parameter hat in Hinblick auf ihren Einfluss auf die Durchsickerung von Dämmen ergeben, dass die Form der Hochwasserwelle, wie auch die Dauer dieser den erheblichsten Einfluss haben. Eine dichte und intakte Grasnarbe kann den Effekt der Durchsickerung zwar abdämpfen, hat jedoch genauso wie auch mögliche Vorregenereignisse einen relativ geringen Einfluss.

Ein **naturmaßstäblicher Forschungsdeich** wurde zur Untersuchung der Eignung von Recyclingmaterial als Dammbaustoff am Gelände einer sogenannten Deichmeisterei im deutschen Hessen errichtet. Diese Untersuchungen sind Teil der Dissertation von Steuernagel [19] zum Thema Sanierung von Flusssdeichen.

Der Damm wurde als Zonendamm mit wasserseitiger Abdichtung aus Ton konzipiert. Das Recyclingmaterial wurde im Bereich des Stützkörpers verwendet. Der Damm ist 17,5 m breit und 3,0 m hoch. Er weist eine Länge von 60 m auf und ist durch eine vertikale Tondichtung in zwei gleich große Abschnitte unterteilt. Diese Teilung dient dazu, gleichzeitig verschiedene Recyclingmaterialien zu verwenden und zu untersuchen. Konkret wurde einerseits Straßenaufbruchmaterial und Bauschutt und andererseits Müllverbrennungsschlacke verwendet. Zur messtechnischen Erfassung der Vorgänge am und im Modell wurden

verschiedenste Einrichtungen zur Messung des Wasserstandes, der Durchfeuchtung, des Niederschlags, der Temperatur und der Verschiebung des Dammes installiert. Es wurden schließlich insgesamt drei Versuche durchgeführt, welche jeweils ein lang anhaltendes Hochwasserereignis simulieren sollten.

Grundsätzlich konnte mit Hilfe dieses naturmaßstäblichen Versuchs gezeigt werden, dass im Bereich von Hochwasserschutzdämmen Recyclingmaterial sinnvoll eingesetzt werden kann. Es weist eine sehr gute Scherfestigkeit auf und kann nicht nur beim Neubau, sondern auch bei der Sanierung von Dämmen sinnvoll eingesetzt werden. Zudem konnte gezeigt werden, dass das Recyclingmaterial bei Hochwasserschutzdämmen in Hinblick auf aus dem Damm austretende Sickerwässer auch umweltverträglich ist.

Das sogenannte **IJKDIJK project** ([21]) wurde in den Niederlanden ins Leben gerufen, um ein von Messtechnik gestütztes Frühwarnsystem bei drohendem Versagen von Dämmen zu entwickeln. Die Niederlande sind aufgrund der großen Anzahl an Schutzdämmen, besonders mit der Problematik des Versagens von Dämmen konfrontiert. Ein derartiges Versagen im Jahr 2003 (Wilnis) war einer der direkten Auslöser für die Durchführung dieses Projekts, mit dessen Bau 2008 begonnen wurde. Es kann als Freiluftlabor verstanden werden, bei welchen verschiedene Versagensmechanismen an Dämmen simuliert werden können. Diese Mechanismen sind Piping, Überströmung und Grund- bzw. Böschungsbruch.

Zur kontrollierten Einleitung eines Versagens bestehen verschiedene Möglichkeiten: einerseits die Anhebung des wasserseitigen Wasserspiegels und somit die Simulation eines Hochwassers, andererseits das Ausheben von Material beim landseitigen Böschungsfuß bzw. das An- und Abgraben der landseitigen Böschung; weiters die Sättigung des Sand-Kerns des Dammes mit Wasser über die eingebauten Infiltrationsrohre. Zusätzlich können auf der Dammkrone aufgestellte Container mit Wasser befüllt werden und somit für eine entsprechende Auflast sorgen.

Die eingesetzte bzw. bei diesem Projekt entwickelte Messtechnik weist zwei Schwerpunkte auf:

- Kontrolle der richtigen Herstellung des Dammbauwerks
- laufende Überwachung mit dem Ziel der Installation eines Frühwarnsystems

Bereits im Rahmen der Voruntersuchungen für das Projekt hat sich gezeigt, dass Stunden, bevor Deformationen des Dammes an der Oberfläche erkannt und festgestellt werden können, es zu deutlichen horizontalen Deformationen im Inneren des Dammes kommen kann. Diese Deformationen können von geeigneter Messtechnik, wie zum Beispiel einem Horizontalinklinometer, registriert und somit ein mögliches Dammversagen frühzeitig erkannt werden. Frühzeitige Bewegungen im Inneren konnten auch im Rahmen der eigentlichen

---

Versuchsdurchführung beobachtet und somit die Ergebnisse der Voruntersuchungen bestätigt werden. Die im Inneren angekündigten Deformationen konnten erst Minuten vor dem endgültigen Versagen des Dammes an der Oberfläche bemerkt werden.

### 3.2 Versuchsanlage für den naturmaßstäblichen Modellversuch

Die Versuchsanlage für den naturmaßstäblichen Modellversuch wurde auf dem Gelände der Kiesgrube der Firma Herzer Bau und Transport GmbH in Markgrafneusiedl im niederösterreichischen Bezirk Gänserndorf errichtet. Die wesentlichen Bestandteile der Anlage sind das Versuchsbecken und ein Wasserbecken. In dem aus Stahlbeton gefertigten Versuchsbecken wurde der Modelldamm aufgebaut. Das ca. 1,5 m tiefe Wasserbecken, welches ein Fassungsvermögen von rund 220 m<sup>3</sup> aufweist, dient dazu, eine ausreichende Wassermenge für die Versuchsabläufe vorzuhalten und ist mit Hilfe einer Teichfolie abgedichtet.

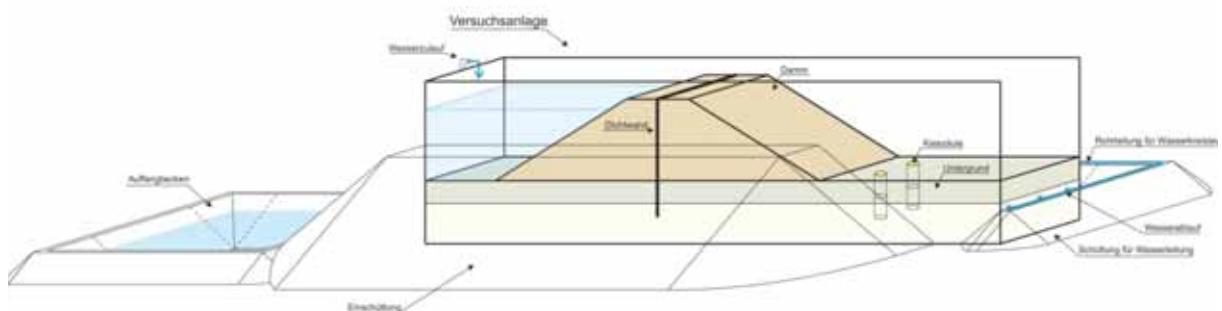


Abb. 3.1: Systemskizze der Versuchsanlage (Szabo, 2012)

#### 3.2.1 Geometrie des Versuchsbeckens

Die maßgeblichen geometrischen Abmessungen des Versuchsbeckens können den nachfolgenden Abbildungen entnommen werden. Das flach gegründete Becken hat eine 40 cm starke Fundamentplatte aus Stahlbeton. Die Oberkante der Fundamentplatte liegt 20 cm unter der allgemeinen Geländeoberfläche. Die Beckenwände weisen eine Stärke von 40 cm auf und sind jeweils 5 m hoch. Lediglich die vom Wasserbecken abgewandte Stirnwand besitzt eine Höhe von 2 m. Die lichten inneren Abmessungen des Versuchsbeckens betragen 4 m in der Breite und 25 m in der Länge. Daraus ergibt sich eine Netto-Grundfläche von 100 m<sup>2</sup>. Im oberen Bereich der Wände sind zusätzlich noch Zugstangen vorgesehen, welche mögliche Bewegungen der Wände aufgrund des Erd- und Wasserdrucks während der Versuchsdurchführung vermeiden sollen. Eine Wandverformung würde zur Ausbildung einer Fuge zwischen Modelldamm und Versuchsbeckenwand führen, wodurch sich Wasserwegigkeiten und damit eine unkontrollierte seitliche Umströmung ausbilden würde. Die Rohrdurchlässe in den beiden Stirnwänden dienen der Zu- und Ableitung des Wassers bei der Versuchsdurchführung.



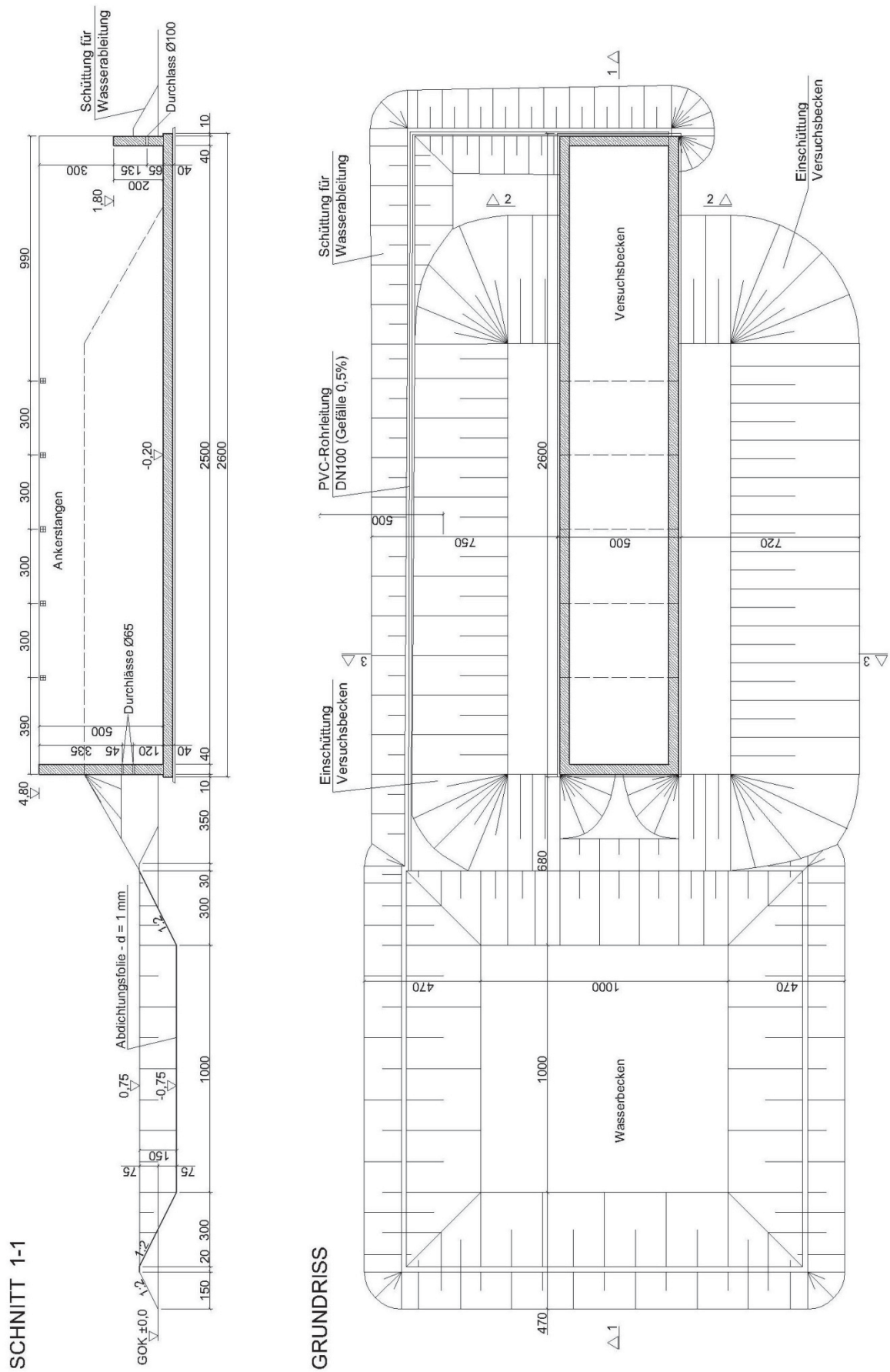
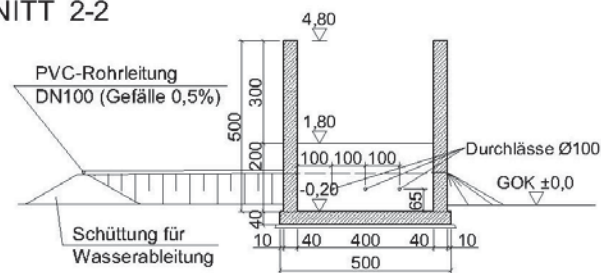


Abb. 3.2: Plan der Versuchsanlage – Grundriss und Schnitt 1-1

SCHNITT 2-2



SCHNITT 3-3

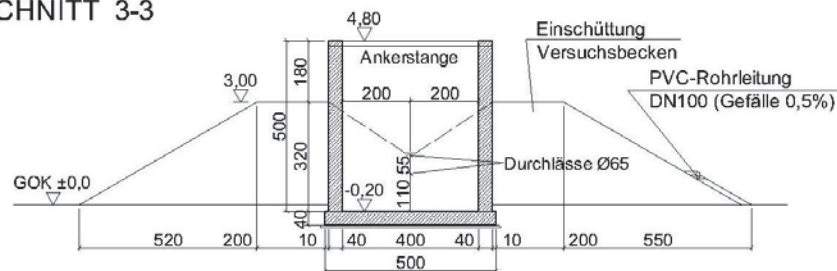


Abb. 3.3: Plan der Versuchsanlage – Schnitte 2-2 und 3-3



Abb. 3.4: Versuchsanlage – vorne das Wasserbecken und im hinteren Bereich die Stahlbetonkonstruktion des Versuchsbeckens

Die außerhalb des Versuchsbeckens vorgesehene Einschüttung mit durchlässigem Schüttmaterial dient dazu, den auf die Beckenwand wirkenden Erddruckkräften entgegen zu wirken und somit eine Bewegung der Wand nach außen zu vermeiden. Eine außen, entlang dieser Einschüttung laufende Rohrleitung stellt die Rückleitung der auf der Landseite des Modelldammes anfallenden Wässer zurück in das Wasserbecken sicher.

Das Wasserbecken weist eine Gesamttiefe von 150 cm auf, wobei sich das Planum auf einer Höhe von 75 cm unter der generellen Geländeoberfläche befindet. Die restlichen 75 cm für die Gesamttiefe des Wasserbeckens werden durch einen, um das Becken laufenden, Damm erreicht. Das gesamte Becken ist mit einer 1 mm starken Abdichtungsfolie ausgekleidet.

### 3.2.2 Dichtigkeitsprüfung

Die Dichtigkeitsprüfung diente zur Untersuchung der Dichtheit des Versuchsbeckens und wurde nach der Winterpause und diversen Vorbereitungsarbeiten durchgeführt. Zu diesem Zweck wurde das Becken mit 180 m<sup>3</sup> Wasser befüllt. Die Veränderung der im Becken befindlichen Wassermenge konnte anhand eines Pegels (sh. Abb. 3.5) kontrolliert werden. Da in dieser Zeit verschiedene Arbeiten außerhalb des Versuchsbeckens bzw. im Labor zu erledigen waren, konnte die Dichtigkeitsprüfung über mehrere Wochen durchgeführt werden.

Zu Beginn der Prüfung konnte ein stetiger Wasserverlust beobachtet werden, der auf die Wasseraufnahme des Betons zurückzuführen war. Unterstrichen wird diese These von der Tatsache, dass das Becken über Monate leer stand und in dieser Zeit der Großteil der Baufeuchte entweichen konnte. Der somit mehr oder weniger ausgetrocknete Beton war nun in der Lage, eine relativ große Wassermenge aufzunehmen. Da sich die Wasserspiegelabsenkung im Becken binnen der ersten Woche stabilisierte, konnte das Abfließen des Wassers über Risse und mögliche Leckagen ausgeschlossen werden. Die geringfügigen Wasserstandsänderungen im Zuge der Dichtigkeitsprüfung waren lediglich durch Witterungseinflüsse bedingt. Nach Abschluss der Dichtigkeitsprüfung wurde das Wasser aus dem Versuchsbecken in das Wasserbecken umgepumpt.



Abb. 3.5: Dichtigkeitsprüfung zur Kontrolle allfälliger Wasserverluste des Versuchsbeckens – Messpegel zur Beobachtung der Wasserstandsänderungen im Versuchsbecken

### 3.3 Modellgeometrie

Der im Versuchsbecken errichtete Modelldamm dient einem allgemein gültigen Versuch zur Untersuchung der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen dar. Als Vorbild für den Modelldamm dienen die Hochwasserschutzdämme an der March. Deshalb wurden die Modellgeometrie, wie auch die verwendeten Modellböden, an die Verhältnisse an der March angepasst. Die grundlegenden Abmessungen des im Versuchsbecken aufgebauten Modelldammes können der Abb. 3.6 entnommen werden. Die Hauptbestandteile gliedern sich in:

- Grundwasserleiter,
- Deckschicht,
- Dammkörper,
- Dichtwand,
- Kiessäule.

Die unterste Wasser führende, gut durchlässige Modellschicht aus sandig-kiesigem Material bildet der Grundwasserleiter (GWL) und weist eine Mächtigkeit von 1,3 m auf; die eingebaute Kubatur beträgt ca. 130 m<sup>3</sup>.

Die darüber liegende Modellschicht stellt die sogenannte bindige Deckschicht dar. Wie der Grundwasserleiter erstreckt sich diese Schicht über die gesamte Grundfläche. Lediglich auf einem rund 0,5 m breiten Streifen auf der Wasserseite des Modelldammes wurde keine Deckschicht eingebaut. Dies dient dazu, eine Kommunikation des Flusswasserspiegels mit dem im Grundwasserleiter befindlichen Wasser zu gewährleisten. Die Mächtigkeit der Deckschicht beträgt 0,7 m, wodurch sich eine eingebaute Kubatur von rund 70 m<sup>3</sup> ergibt.

Wesentlicher Bestandteil der Versuchsanordnung ist die Kiessäule. Sie durchdringt die bindige Deckschicht und dient der Druckentlastung. Die Kiessäule befindet sich unmittelbar nach dem landseitigen Böschungsfuß des Dammkörpers und weist einen Durchmesser von 60 cm auf.

Der Modelldammkörper weist einen zonierten Dammaufbau mit einer innen liegenden Kerndichtung aus schluffig-tonigem Schüttmaterial auf. Die Höhe des Dammes beträgt 2,5 m bei einer Kronenbreite von 3,0 m. Die wasserseitige und landseitige Dammböschung besitzen eine Neigung von 1 : 2,5. Die sich daraus ergebende eingebaute Kubatur im verdichteten Zustand beträgt insgesamt ca. 90 m<sup>3</sup>.

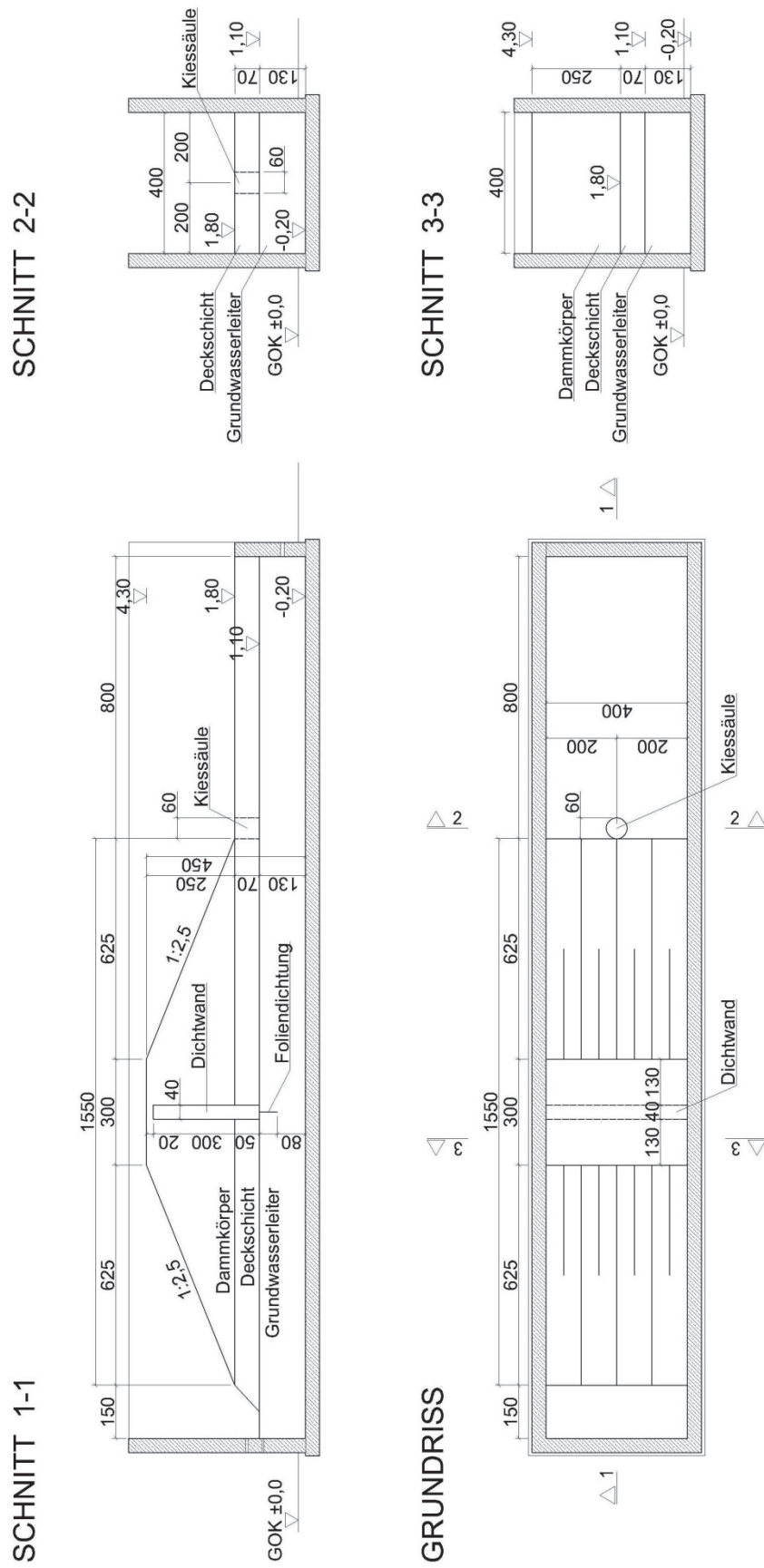


Abb. 3.6: Geometrie des im Versuchsbecken errichteten Modelldammes

Die Dammbabdichtung wurde aus herstellungstechnischen Gründen nicht aus einem mit Bentonit vermengten Boden, sondern aus einem gering durchlässigen Schüttmaterial hergestellt. Um eine ähnliche Dichtwirkung wie bei einer Schmalwand zu erzielen, wurde die Dichtwand 40 cm stark ausgeführt. Diese Dichtwandstärke berücksichtigt allfällige Anomalien aus dem Einbau des Materials und sollte einen ausreichend langen Sickerweg in der Kontaktfläche zur Wand gewährleisten, da in dieser Kontaktebene auf weitere Anbindung an die Betonwand verzichtet wurde. Die Kerndichtung dichtet den Dammkörper nahezu entlang der gesamten Höhe ab; deren Oberkante liegt etwa 20 cm unterhalb der Dammkrone. Im Bereich der Aufstandsfläche bindet sie in die Deckschicht ein. Da es sich bei der Dichtwand um eine sogenannte Tauchwand handelt, wurde diese 30 cm in den Grundwasserleiter eingebunden. Hierbei wurde jedoch statt des Dichtmaterials die Abdichtung mittels eines 50 cm hohen Folienstreifen fortgesetzt.

Der wasserseitige Böschungfuß befindet sich 1,5 m von der Wand des Versuchsbeckens entfernt. Die sich daraus zum Volleinstau des Modelldammes (Wasserstand  $H_w = 2,5$  m bzw. 4,3 m über der generellen Geländeoberfläche außerhalb des Versuchsbeckens) ergebende aufzufüllende Kubatur beträgt etwa  $50 \text{ m}^3$ . Wird von einem Wasservorrat im Wasserbecken von ca.  $150 \text{ m}^3$  ausgegangen, so ist noch eine ausreichende Wassermenge für die Füllung des Grundwasserleiters und die Durchfeuchtung des Dammes vorhanden.

### 3.4 Modellböden

Um das Damm-Modell möglichst naturgetreu nachzubilden, war es notwendig neben den geometrischen Abmessungen des Dammes vor allem die verwendeten Modellböden sorgfältig auszuwählen. Hierfür wurden die vor Ort des Versuchsbeckens zur Verfügung stehenden Böden umfangreichen bodenphysikalischen Untersuchungen unterzogen.

Die an der March vorliegenden Bodenverhältnisse wurden bereits bei früheren Studien ausführlich untersucht und im Rahmen von umfangreichen Erkundungsmaßnahmen dokumentiert. Diese Informationsdatenbank diente als Grundlage für die Auswahl geeigneter Böden für das 1:1-Modell. Da jedoch nicht alle Schüttmaterialien den gestellten Anforderungen entsprachen, wurden die verfügbaren Böden durch das Vermischen mit entsprechenden Gesteinskörnungen adaptiert.

Für das Damm-Modell wurden folgende Modellbodengruppen festgelegt:

- **Dammschüttmaterial:** sandige Schluffe bis kiesige Sande mit weitgestufter Korngrößenverteilung;
- **bindige Deckschicht:** gering durchlässige, tonig-schluffige Böden mittlerer Plastizität und vorwiegend steifer bis halbfester Konsistenz;
- **Grundwasserleiter:** gut durchlässige sandig-kiesige Sedimente.

Darüber hinaus wurden noch Dicht- und Drainagematerial benötigt. Das Dichtmaterial wird in der Kontaktfläche zwischen der bindigen Deckschicht und der Stahlbetonwand des Versuchsbeckens eingesetzt, um eine Kontakterosion entlang der Wand bzw. eine konzentrierte Umströmung der Schichten zu vermeiden. Der Einsatz des Dichtmaterials im Sinne einer Bentonit-Bodenmischung war ursprünglich zur Herstellung der innen liegenden Dichtwand im Dammkörper vorgesehen. Im Zuge des Modellbaus wurde jedoch aus herstellungstechnischen Gründen auf eine Bodenverbesserung des feinkörnigen Materials hinsichtlich einer zusätzlichen Durchlässigkeitsreduzierung verzichtet. Demnach wurde lediglich das tonig-schluffige Deckschichtmaterial verwendet, um eine Innendichtung zu simulieren. Im obersten Bereich des Grundwasserleiters wurde die Dichtwand (sog. Tauchwand) mit Hilfe einer Folie hergestellt. Das Drainagematerial wurde für die Herstellung der Kiessäule eingesetzt. Bei den verwendeten Materialien für das Drainage- und das Dichtmaterial ist die Ähnlichkeit mit den an der March tatsächlich eingesetzten Materialien nicht von vorrangiger Bedeutung. Hierbei handelt es sich um Bestandteile des Dammes, die im Rahmen der Bautätigkeiten je nach Anforderung und Bedarf auch über weitere Strecken antransportiert werden können und nicht in unmittelbarer Umgebung zur Verfügung stehen müssen.

### 3.4.1 Bodenphysikalische Laboruntersuchungen

Im Rahmen der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen wurden Versuche zur Klassifizierung der Modellböden und Bestimmung der Scherparameter, der Verdichtbarkeit sowie der Durchlässigkeitskennwerte ausgesuchter Modellböden durchgeführt. Das Hauptaugenmerk wurde auf die Ermittlung des  $k$ -Wertes gelegt, da dieser eine bedeutende Rolle für die spätere Kalibrierung des numerischen Modells darstellt.

#### Natürlicher Wassergehalt

Der natürliche Wassergehalt ist das in den Poren eines Bodens enthaltene Wasser und wirkt sich auf dessen Einbau und Verdichtbarkeit aus. Vom Wassergehalt wird die Konsistenz der feinkörnigen Böden bedeutend beeinflusst. Zur Bestimmung des natürlichen Wassergehalts wurde nach der ÖNORM B4410 [9] vorgegangen.

Die feuchte Bodenprobe wird gewogen und anschließend im Trockenschrank bei 105°C bis zur Massekonstanz getrocknet. Nach der Abkühlung im Exsikkator wird die trockene Probe abgewogen. Aus der Feuchtmasse und der Trockenmasse lässt sich schließlich der natürliche Wassergehalt berechnen:

$$w = \frac{m_f - m_d}{m_d} \quad (13)$$

$w$	... Wassergehalt [%]
$m_f$	... Masse der feuchten Bodenprobe [g]
$m_d$	... Masse der getrockneten Bodenprobe [g]

#### Korndichte

Die Korndichte ist die höchste Dichte des Bodens und stellt die Dichte der einzelnen Körner der untersuchten Bodenprobe bezogen auf das Volumen der Einzelkörner dar. Die Korndichte wurde gemäß ÖNORM B4413 [12] mit Hilfe eines Kapillarpyknometers (Abb. 3.8) ermittelt. Die in destilliertem Wasser aufgeweichte Probe wird in das Pyknometer eingebracht. Das befüllte Pyknometer wird in ein Sandbad gesetzt, um das darin befindliche Wasser zum Kochen zu bringen. Dadurch kann die in der Bodenprobe enthaltene Luft entweichen. Nach der Abkühlung wird das fehlende Wasser ergänzt und das Pyknometer mit dem zugehörigen Stopfen besetzt. In diesem Zustand wird die Gesamtmasse bestimmt. Im Anschluss wird die Bodenprobe im Trockenschrank bei 105°C bis zur Massekonstanz getrocknet und nach der Abkühlung im Exsikkator gewogen. Aus den so ermittelten Angaben über Volumen und die Masse der Einzelkörner in der Bodenmatrix kann die Korndichte des Bodens bestimmt werden:



$$V_s = \frac{m_0 + m_1 - m_2 - m_p}{\rho_{wT}} \quad (14)$$

$$\rho_s = \frac{m_1 - m_p}{V_s} \quad (15)$$

- $V_s$  ... Volumen der einzelnen Bodenkörner [cm<sup>3</sup>]  
 $m_p$  ... Masse des leeren Kapillarpyknometers [g]  
 $m_0$  ... Masse des mit Wasser gefüllten Kapillarpyknometers [g]  
 $m_1$  ... Masse der Bodenkörner und des Kapillarpyknometers [g]  
 $m_2$  ... Masse der Bodenkörner und des mit Wasser gef. Kapillarpyknometers [g]  
 $\rho_s$  ... Korndichte der Bodenprobe [g/cm<sup>3</sup>]

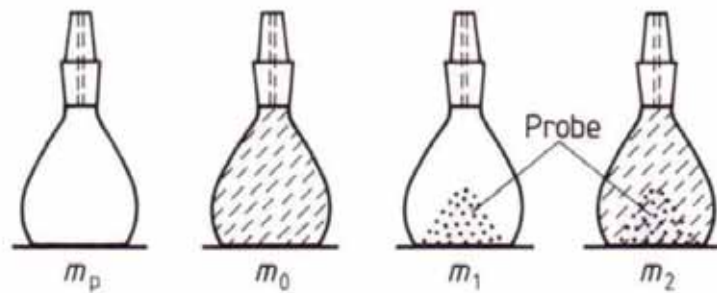


Abb. 3.7: Schematische Darstellung des Kapillarpyknometers (aus Adam [1])

Die Korndichte einer Bodenprobe dient zur Bestimmung von Porenanteil, Porenzahl und Dichte. Die ermittelten Korndichten (bzw. spezifischen Gewichte) sind gesammelt in Kapitel 3.4.2 dargestellt.



Abb. 3.8: Kapillarpyknometer in der Abkühlphase

### **Korngrößenverteilung**

Die Korngrößenverteilung, welche mit Hilfe einer sogenannten Kornverteilungslinie dargestellt wird, gibt den prozentuellen Masseanteil der einzelnen Korndurchmesser an der Gesamtprobe an.

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung kann als reine Siebung, als reine Sedimentation, oder auch als Kombination der beiden durchgeführt werden. Bei der Trockensiebung wird die im Ofen getrocknete Probe vor der Siebung nicht von den Feinanteilen getrennt. Dadurch wird eine Ungenauigkeit der Kornverteilungslinie in Kauf genommen, da ein großer Anteil dieser Feinteile an den gröberen Körnern haftet. Im Gegensatz zur Trockensiebung werden bei der Nasssiebung die groben und feinen Anteile der Probe mittels Durchwaschen voneinander getrennt. Für die Siebung des Grobkorns muss dieses zuvor noch im Trockenschrank getrocknet werden. Im Rahmen der Laboruntersuchungen wurde je nach Bodenprobe entweder eine Maschinensiebung, oder eine Handsiebung durchgeführt.

Im Hinblick auf die Feinanteile der jeweiligen Bodenprobe wurde auf eine Sedimentationsanalyse verzichtet, wenn der Schlämmerkornanteil ( $<0,063$  mm = Sand-Schluff-Grenze) an der Gesamtprobe unter 5% der Trockenmasse der Probe lag.

Für die Sedimentation steht die klassische Schlämmanalyse unter Zuhilfenahme des Aräometers von Casagrande zur Verfügung (sh. Abb. 3.9 und Abb. 3.10). Dabei wird das in destilliertem Wasser aufgeweichte und mit Anti-Koagulationsmittel dispergierte Schlämmerkorn in einen Messzylinder gefüllt. Nach dem Aufwirbeln der Probe wird in festgesetzten Zeitabständen mit Hilfe des Aräometers die Dichte der Flüssigkeit bestimmt. Die Ermittlung der Kornverteilung erfolgt über Nomogramme. Die Eingangsparameter sind die Korndichte der Probe, die Aräometerablesungen, bzw. deren Zeitpunkt und die jeweilige Temperatur der Suspension zu diesem Zeitpunkt. Unter Zuhilfenahme des Sinkgesetzes nach Stokes kann so die Verteilung der Korngrößen bestimmt werden.

Auf Grundlage der Ergebnisse dieser Analysen wurden in weiterer Folge Ungleichförmigkeitszahl und Krümmungszahl ermittelt, sowie die Bodenklassifizierung gemäß ÖNORM B4400-1 [8] durchgeführt. Die Berechnung der Ungleichförmigkeitszahl und der Krümmungszahl wurde bereits in den Gleichungen (4) und (5) im Kapitel 2.4.2 dargelegt.



Abb. 3.9: Schlämmanalyse zur Ermittlung der Korngrößenverteilung im Feinkornbereich



Abb. 3.10: Trockenmasse der Schlämmanalyse nach Trocknung bis zur Massekonstanz

### Atterberg'sche Konsistenzgrenzen

Bei bindigen Böden spielt der vorhandene Wassergehalt eine bedeutende Rolle. Mit der Änderung des Wassergehalts ändert sich je nach Plastizitätseigenschaften des Bodens die Zustandsform. Da bei der Ermittlung der Korngrößenverteilung der Wassergehalt nicht in die Ergebnisse eingeht, ist es bei feinkörnigen Böden erforderlich, die sogenannten Zustands- oder Konsistenzgrenzen zu bestimmen. Diese Grenzen geben die Übergänge zwischen den Zustandsformen an.

Die Fließgrenze kennzeichnet jenen Bereich, bei welchem der Übergang zwischen flüssigen und plastischen Zustand liegt. Diese Grenze ist durch jenen Wassergehalt charakterisiert,

bei welchem sich eine Furche in der Probe nach einer bestimmten Schlaganzahl auf einer Länge von 1 cm schließt. Zur Ermittlung der Fließgrenze wird das Gerät nach Casagrande verwendet.

Die Ausrollgrenze kennzeichnet jenen Bereich, bei welchem der Übergang zwischen plastischem und halbfestem Zustand liegt. Sie ist durch jenen Wassergehalt definiert, bei welchem sich 3 mm dicke Röllchen der Bodenprobe gerade noch auf Löschpapier ausrollen lassen.

Über die Fließgrenze und die Ausrollgrenze können die die Plastizitätszahl  $I_p$  und die Konsistenzzahl, auch Zustandszahl genannt,  $I_c$  berechnet werden:

$$I_p = w_L - w_p \quad (16)$$

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p} \quad (17)$$

$I_p$	... Plastizitätszahl [%]
$w_L$	... Wassergehalt bei der Fließgrenze [%]
$w_p$	... Wassergehalt bei der Ausrollgrenze [%]
$I_c$	... Konsistenzzahl [-]

Die Schrumpfgrenze kennzeichnet jenen Bereich, bei welchem der Übergang in den festen Zustand erfolgt. Sie ist durch jenen Wassergehalt definiert, bei welchem es im Rahmen des Austrocknungsvorganges der Probe zu keiner Volumenänderung dieser mehr kommt. Eine Abschätzung der Schrumpfgrenze über die Fließgrenze und die Plastizitätszahl ist wie folgt möglich:

$$w_s = w_L - 1,25 \cdot I_p \quad (18)$$

$w_s$	... Schrumpfgrenze [%]
$w_L$	... Fließgrenze [%]
$I_p$	... Plastizitätszahl [%]

Die Konsistenzgrenzen, die zugehörigen Konsistenzzahlen und die Benennung der einzelnen Konsistenzen sind in Tab. 3.1 zusammengefasst.

Tab. 3.1: Konsistenzgrenzen und Konsistenzzahlen

Wassergehalt $w$	Konsistenzzahl $I_c$	Konsistenz
$w > w_L$	$I_c < 0$	flüssig
	$w = w_L \Rightarrow I_c = 0$	
$w < w_L$	$0 < I_c < 1$ $0 - 0,25$ $0,25 - 0,5$ $0,5 - 0,75$ $0,75 - 1,0$	bidsam  breiig sehr weich weich steif
	$w = w_p \Rightarrow I_c = 1$	
$w < w_p$	$I_c > 1$	halbfest
$w < w_s$	$I_c \gg 1$	fest

Die Ermittlung der Konsistenzgrenzen nach Atterberg erfolgte an den feinkörnigen Proben des Deckschichtmaterials gemäß ÖNORM B4411 [10]. Im Hinblick auf die Versuche war es notwendig, das Verhalten der Deckschicht bei Wasserzutritt zu beurteilen. Weiters spielen die Konsistenzgrenzen eine wichtige Rolle bei der Klassifizierung von feinkörnigen Böden. Die Einordnung eines Bodens im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande zur A-Linie dient der Unterscheidung zwischen Ton und Schluff, wobei die A-Linie folgendermaßen definiert ist:

$$I_p = 0,73 \cdot (w_L - 20) \quad (19)$$

$I_p$  ... Plastizitätszahl – A-Linie [%]

$w_L$  ... Fließgrenze [%]

Anorganische Böden oberhalb der A-Linie werden als Tone bezeichnet, jene unterhalb werden als Schluffe bezeichnet. Organische, bindige Böden finden sich immer unterhalb der A-Linie.

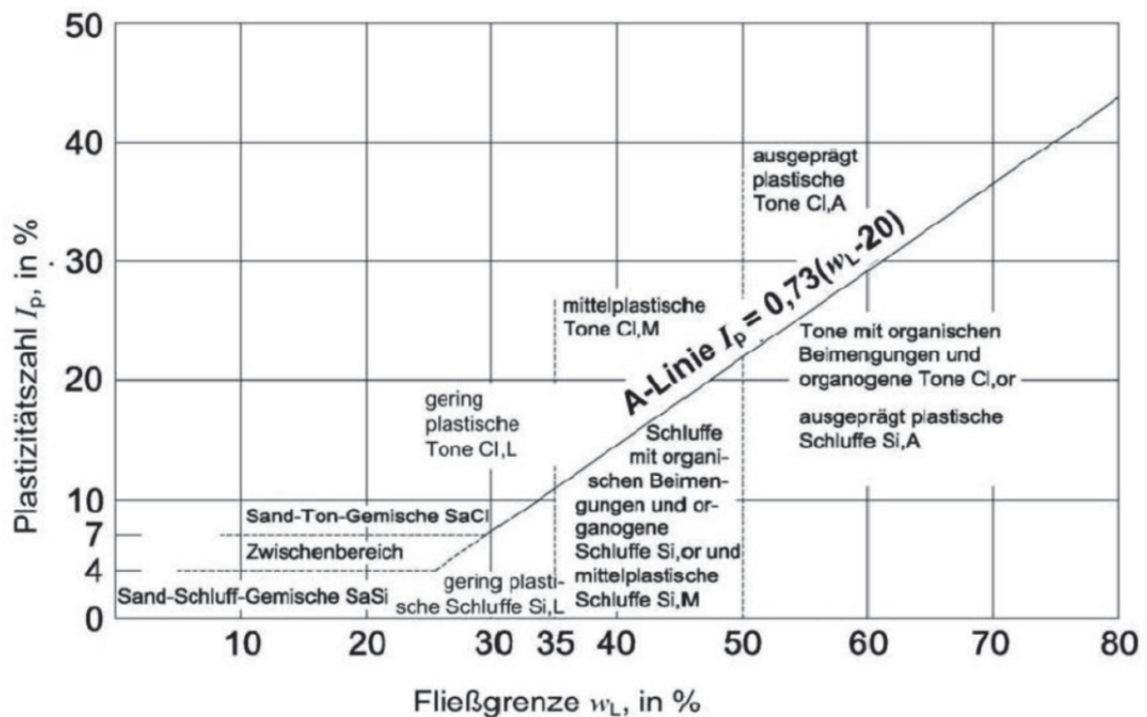


Abb. 3.11: Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (aus Adam [1])

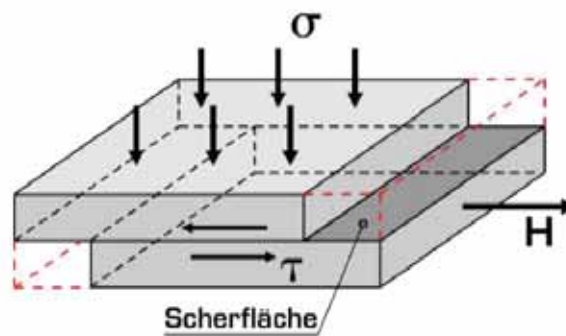
### Scherversuch

Zur Bestimmung der Scherparameter wurde der Wiener Routinescherversuch angewendet. Dieser zählt zu den direkten Scherversuchen und liefert den Reibungswinkel  $\varphi$  und den Restscherwinkel  $\varphi_R$ . Es wurde entsprechend der ÖNORM B4416 [13] vorgegangen. Die Grundlage für die Scherversuche stellt das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb dar:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad (20)$$

- $\tau$  ... Schubspannung [kN/m<sup>2</sup>]
- $c$  ... Kohäsion [kN/m<sup>2</sup>]
- $\sigma$  ... Normalspannung [kN/m<sup>2</sup>]
- $\varphi$  ... Reibungswinkel [°]

Abb. 3.13 zeigt das Schergerät, welches für die Durchführung des Wiener Routinescherversuchs dient. Im Gegensatz zum klassischen Rahmenscherversuch wird bei dieser Art des direkten Scherversuchs die lotrechte Spannung nicht konstant gehalten, sondern so variiert, dass eine Volumenkonstanz der Probe gewährleistet wird. Da es weder Hebungen, noch Setzungen der Probe gibt, ist nicht nur das Volumen konstant ( $\Delta V = 0$ ), sondern auch die Porenzahl ( $\Delta e = 0$ ).



**Abb. 3.12: Schematische Darstellung der auf die Probe wirkenden Kräfte (aus Adam [1])**

Die gestörte, homogenisierte Bodenprobe wird in die Scherbüchse eingebaut. Vor der Versuchsdurchführung im Scherapparat ist es notwendig, die Probe einer Vorbelastung auszusetzen. Erst wenn die Verformungen der Probe soweit abgeklungen sind, dass von einer konsolidierten Bodenprobe ausgegangen werden kann, wird die Scherbüchse in den Scherapparat eingebaut. Der obere Teil der Scherbüchse wird festgehalten und der untere Teil bewegt. Dadurch kann sichergestellt werden, dass es nicht zur Schiefstellung des oberen Rahmens der Scherbüchse kommt.



**Abb. 3.13: Wiener Routine-Schergerät**

Der erste Teil der Versuchsdurchführung betrifft die Bestimmung des Reibungswinkels durch den langsamen Abschervorgang. Durch das langsame Abscheren wird sichergestellt, dass sich keine unerwünschten Porenwasserüberdrücke aufbauen. Dabei wird die Scherspannung nach definierten Zeitintervallen erhöht und die Normalspannung so variiert, dass die zuvor erwähnte Volumenkonstanz gewährleistet ist. Der zweite Teil der Versuchsdurchführung betrifft die Bestimmung des Restscherwinkels. Dies erfolgt durch schnelles Hin- und Herscheren. Auf die Volumenkonstanz wird in diesem zweiten Schritt

nicht mehr geachtet. In Abb. 3.15 ist eine Bodenprobe dargestellt, an welcher die Scherparameter mittels Wiener Routinescherversuch ermittelt wurden.

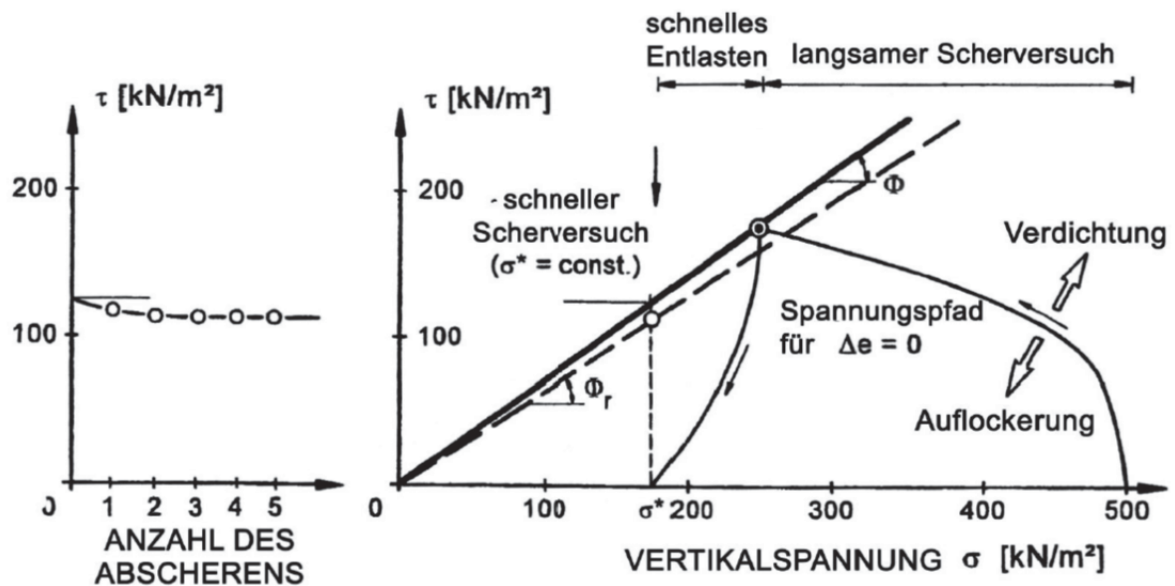


Abb. 3.14: Auswertung des Wiener Routine-Scherversuchs (aus Adam [1])



Abb. 3.15: Bodenprobe nach dem Wiener Routinescherversuch

### Bestimmung der Durchlässigkeit

Die Wasserdurchlässigkeit definiert die Geschwindigkeit, mit welcher Wasser eine Bodenprobe zufolge eines hydraulischen Gefälles durchfließt. Die Grundlage für die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Böden stellt das Filtergesetz von Darcy dar: „Die einen Filter von konstantem Querschnitt  $A$  durchfließende Wassermenge  $Q$  ist proportional dem Produkt aus Druckgefälle, Filterfläche, der Durchlässigkeit des Filters und der Zeit.“:



$$Q = k_f \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} \cdot A \cdot t \quad (21)$$

- $Q$  ... durchfließende Wassermenge [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]  
 $k_f$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [ $\text{m}/\text{s}$ ]  
 $\Delta h$  ... Differenz der Druckhöhe [ $\text{m}$ ]  
 $\Delta l$  ... Länge des Filters [ $\text{m}$ ]  
 $A$  ... Querschnittsfläche des Filters [ $\text{m}^2$ ]  
 $t$  ... Zeit [ $\text{s}$ ]

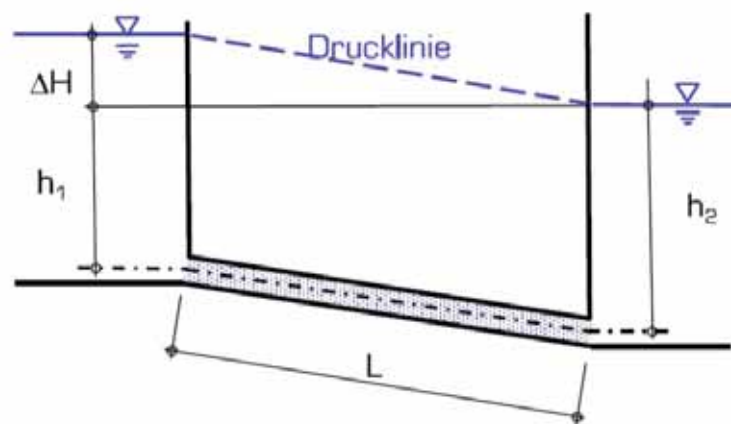


Abb. 3.16: Systemskizze zum Filtergesetz von Darcy (aus Adam [1])

Die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit der einzelnen Böden stellt im Sinne des Modelldammes einen zentralen Punkt bei sämtlichen Modellböden dar. Für die Auswertung der gesammelten Messergebnisse und zur Interpretation dieser ist ein entsprechender Kenntnisstand über die Durchlässigkeitsverhältnisse der verwendeten Böden unumgänglich. Ging es bei den Modellböden um eine klare Aussage zu diesem Bodenkennwert, so stand bei den untersuchten Dicht- und Drainagematerialien eher die Frage im Vordergrund, ob diese Böden grundsätzlich ausreichend gering durchlässig bzw. ausreichend stark durchlässig sind.

Es wurde gemäß ÖNORM B4422-1 [15] vorgegangen, wobei je nach zu untersuchendem Boden Versuche mit fallender oder konstanter Druckhöhe angewendet wurden. Die Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit bei stärker durchlässigen Bodenproben erfolgte, wie in Abb. 3.18 dargestellt, anhand von Versuchen mit konstanter Druckhöhe:

$$k_f = Q \cdot \frac{L}{h} \cdot \frac{1}{A \cdot t} \quad (22)$$

- $k_f$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]  
 $Q$  ... durchfließende Wassermenge [ $m^3/s$ ]  
 $L$  ... Länge der Probe [m]  
 $h$  ... Druckhöhe [m]  
 $A$  ... Querschnittsfläche der Probe [ $m^2$ ]  
 $t$  ... Zeit [s]

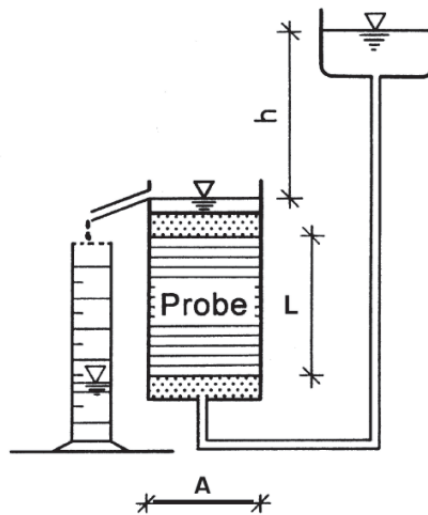


Abb. 3.17: Systemskizze zum Durchlässigkeitsversuch mit konstanter Druckhöhe (aus Adam [1])



Abb. 3.18: Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe

Bei eher gering durchlässigen Bodenproben wurde auf Versuchsanordnungen mit fallender Druckhöhe übergegangen:

$$k_f = \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{(t_2 - t_1)} \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (23)$$

- $k_f$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]  
 $a$  ... Querschnittsfläche des Standrohres [m<sup>2</sup>]  
 $A$  ... Querschnittsfläche der Probe [m<sup>2</sup>]  
 $L$  ... Länge der Probe [m]  
 $t_x$  ... Zeitpunkt x [s]  
 $h_x$  ... Druckhöhe zum Zeitpunkt x [m]

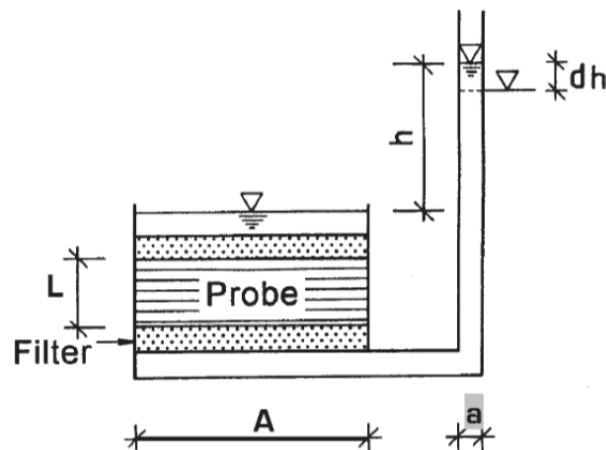


Abb. 3.19: Systemskizze zum Durchlässigkeitsversuch mit fallender Druckhöhe (aus Adam [1])

Hier erfolgte der Einbau der Bodenprobe entweder in das Kompressions-Durchlässigkeitsgerät (Ödometer), oder in die Soletanche-Zelle. Speziell bei jenen Versuchen, bei welchen eine Veränderung der Durchlässigkeit der Bodenprobe durch die Beimengung von Bentonit geprüft wurde, hat sich die Variante mittels Soletanche-Zelle bewährt. Hierbei wurde die mit Bentonit abgemischte Probe in einen Proctortopf eingebaut. In einem weiteren Schritt wurde aus der Probe ein Zylinder ausgestochen und in eine Soletanche-Zelle eingebaut.

Da die Ergebnisse der Versuche mit Beimengung von Bentonit eine relativ große Streuung aufwiesen und die Anwendung von Bentonit, aufgrund des ohnedies vorhandenen gering durchlässigen Dichtmaterials, nicht zwingend erforderlich ist, wird auf diesen Ansatz nicht näher eingegangen. Die ermittelten Wasserdurchlässigkeiten der untersuchten Bodenproben sind in Kapitel 3.4.2 zusammengefasst.

## Proctorversuch

Der Proctorversuch hat zum Ziel, die in Abhängigkeit des Wassergehalts einer Probe erzielbare Trockendichte bei festgelegter Verdichtungsarbeit zu definieren. Dazu sind je Boden mehrere Teilversuche mit unterschiedlichem Wassergehalt notwendig. Durch das Auftragen der einzelnen Wassergehalt-Trockendichte-Beziehungen ergibt sich die Proctorkurve eines Bodens, welche sich asymptotisch an die Sättigungslinie anlegt. Die Sättigungslinie bzw. Sättigungskurve ist wie folgt definiert:

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \frac{w \cdot \rho_s}{\rho_s \cdot S_r}} \quad (24)$$

- $\rho_d$  ... Trockendichte [g/cm<sup>3</sup>]  
 $\rho_s$  ... Korndichte [g/cm<sup>3</sup>]  
 $w$  ... Wassergehalt [%]  
 $S_r$  ... Sättigungsgrad ( $S_r = 1$  für wassergesättigten Boden) [-]

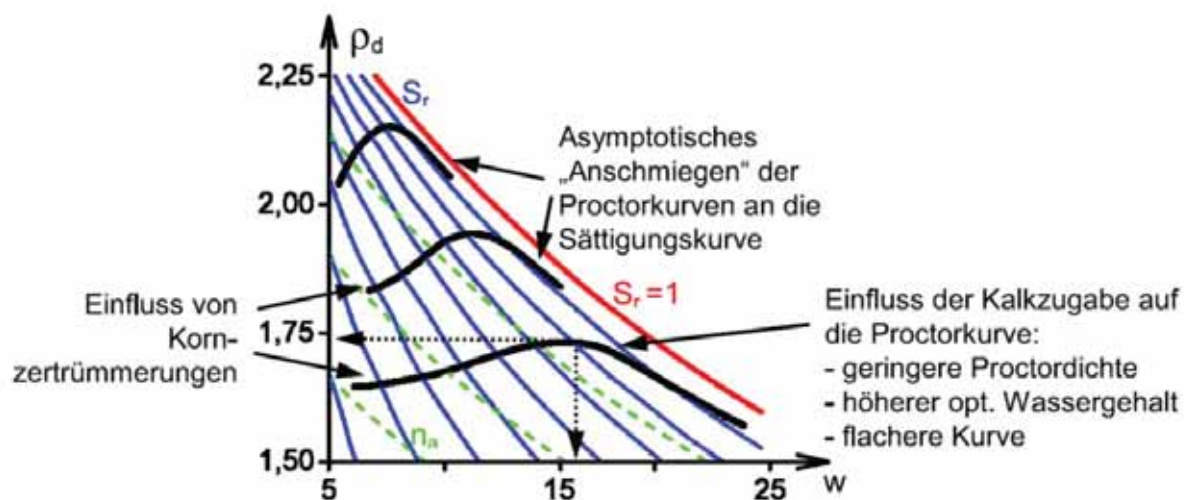


Abb. 3.20: Proctorkurven mit gleichem Sättigungsgrad (aus Adam [1])

Die Proctordichte stellt nicht die absolut erreichbare Dichte dar, sondern dient als Vergleichswert für die im Feld erzielte Dichte:

$$D_{Pr} = \frac{\rho_d}{\rho_{Pr}} \quad (25)$$

- $D_{Pr}$  ... Verdichtungsgrad [%]  
 $\rho_d$  ... Trockendichte (im Feld erzielte Dichte) [g/cm<sup>3</sup>]  
 $\rho_{Pr}$  ... Proctordichte (im Rahmen des Proctorversuchs err. Trockendichte) [g/cm<sup>3</sup>]



**Abb. 3.21: Proctortopf Olympia zur Bestimmung der einfachen Proctordichte**

Die Ermittlung der erzielbaren Proctordichte erfolgte anhand der ÖNORM B4418 [14]. Da die Verdichtbarkeit sowohl bei den Modellböden, als auch bei den Dicht- und Drainagematerialien einen wesentlichen Parameter darstellt, wurde an allen Bodenproben die einfache Proctordichte untersucht. Die im Rahmen des Standard Proctorversuchs ermittelten höchsten Trockendichten (Proctordichte) und der zugehörige optimale Wassergehalt der untersuchten Böden sind in Kapitel 3.4.2 aufgelistet.



**Abb. 3.22: Einzelproben eines Proctorversuchs im Anschluss an die Trocknung bis zur Massekonstanz**

### **Lockerste und dichteste Lagerung**

Bei der Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung wurde gemäß der Deutschen Norm DIN 18126 [5] vorgegangen. Diese Norm bezieht sich auf die Ermittlung der beiden Parameter bei nicht bindigen Böden. Die lockerste Lagerung wurde, wie dies auch in der Norm so definiert ist, durch das Einstreuen der ofengetrockneten Probe in einen Zylinder mit

bekanntem Volumen berechnet. Je Bodenprobe wurden mehrere Einzelversuche durchgeführt. Zur Bestimmung der dichtesten Lagerung nicht bindiger Böden sind in der Norm der Schlaggabelversuch und der Rütteltischversuch vorgesehen. Diesbezüglich wurde von der Norm abgewichen. Konkret wurde die zu untersuchende Bodenprobe im Proctortopf eingestampft, wobei die Anzahl der Schläge frei gewählt wurde. Es wurde jedoch darauf geachtet, dass die Anzahl der Schläge beim Einstampfen nicht zu groß gewählt wurde, um einerseits eine Wiederauflockerung der Probe und andererseits eine mögliche Kornzertrümmerung zu verhindern. Die Ermittlung der Trockendichten bei lockerster und dichtester Lagerung erfolgte ausschließlich bei den nicht bindigen Böden. Die ermittelten Werte der lockersten und dichtesten Lagerung sind in Kapitel 3.4.2 aufgelistet.

### 3.4.2 Ergebnisse der Laborversuche

Die im Rahmen der zuvor beschriebenen Versuche ermittelten Kennwerte und Parameter sind auf den folgenden Seiten ersichtlich. Die im Labor untersuchten Bodenproben können den folgenden Elementen des Modelldammes zugeordnet werden:

- **Dammkörper**, zugehörige Bodenproben: P1 und P13;
- **Deckschicht**, zugehörige Bodenproben: P3 und P4;
- **Grundwasserleiter**, zugehörige Bodenproben: P2 und P5 – P12;

Die Zuordnung der Bodenproben ist auch aus nachfolgender Abbildung ersichtlich. Die Zusammenstellung der Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen erfolgt unterteilt in diese drei verschiedenen Elemente.

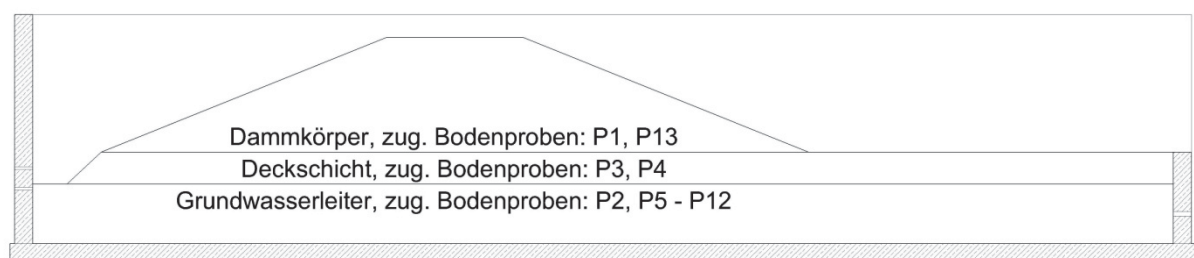


Abb. 3.23: Zuordnung der untersuchten Bodenproben zu den Elementen des Damms

Die Ergebnisse der Klassifizierung gemäß ÖNORM B4400-1 [8] beruhen auf den Korngrößenverteilungen der einzelnen Proben und den daraus ermittelten Ungleichförmigkeits- und Krümmungszahlen. Für die exakte Einteilung der feinkörnigen Böden wurde das zuvor beschriebene Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (Abb. 3.11) herangezogen.

Bei der angegebenen Durchlässigkeit ist auch der ermittelte zugehörige Porenanteil aufgelistet. Dies erlaubt Rückschlüsse auf die jeweilige Lagerungsdichte, bei welcher der Boden so stark oder gering durchlässig ist. Ähnliches gilt für die Werte der erzielbaren Proctordichte bzw. der lockersten und dichtesten Lagerung. Bei der maximal erzielbaren Trockendichte ist der zugehörige optimale Einbauwassergehalt angeführt. Bei den Trockendichten der lockersten und dichtesten Lagerung der jeweilige Porenanteil  $n$ , bei welchem die Trockendichten ermittelt wurden.

### 3.4.2.1 Modellböden für den Dammkörper

Die Bodenproben P1 und P13 wurden im Labor für eine Verwendung als Dammschüttmaterial untersucht.

Tab. 3.2: Bodenkennwerte der für den Dammkörper untersuchten Böden

		P1	P13
nat. Wassergehalt	$w_n$ [%]	2,8	-
Korndichte	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,69	2,68
Korngrößen- verteilung  (Gewichts - %)	Steine	-	-
	Kies	64	60
	Sand	32	39
	Schluff	4	1
	Ton	-	-
Durchlässigkeit	$k$ [m/s]	5,5E-7	2,1E-4
zug. Porenanteil	$n$ [-]	0,17	0,29
Proctordichte	$\rho_{Pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,14	2,11
opt. Wassergehalt	$w_{opt}$ [%]	2,1	6,5
Lockerste Lagerung	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	-	1,91
zug. Porenanteil	$n$ [-]	-	0,29
Dichteste Lagerung	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	-	2,17
zug. Porenanteil	$n$ [-]	-	0,19

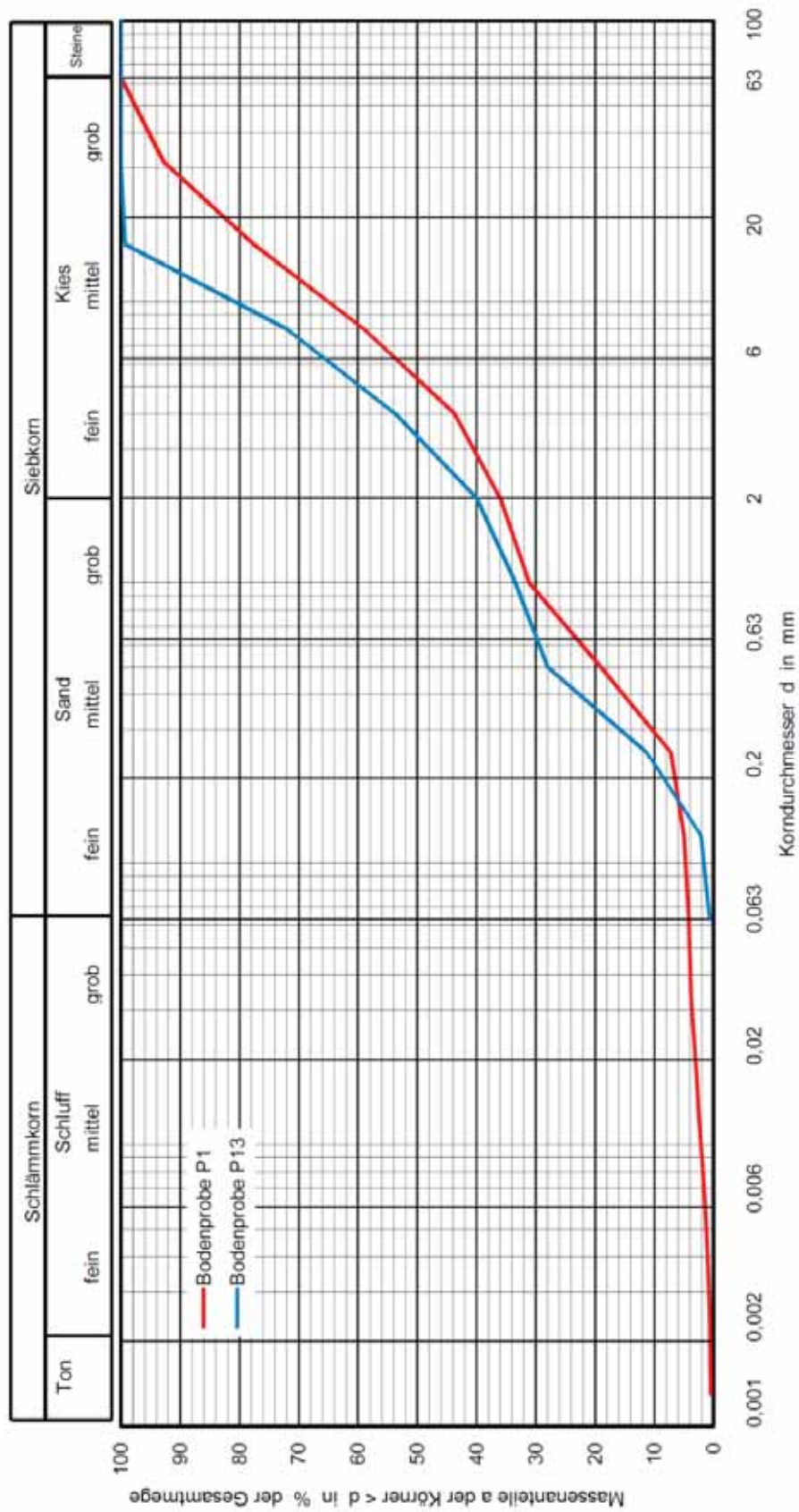


Abb. 3.24: Körnungslinien der für den Dammkörper untersuchten Böden



Tab. 3.3: Klassifizierung der für den Dammkörper untersuchten Böden nach ÖNORM B4400-1:2010

Probe	$C_u$	$C_c$	Kurzzeichen	vollständige Bezeichnung
P1	28,2	0,36	Gr, I	intermittierend gestuftes Kies-Sand-Gemisch
P13	22,5	0,36	Gr, I	intermittierend gestuftes Kies-Sand-Gemisch

### 3.4.2.2 Modellböden für die Deckschicht

Die Bodenproben P3 und P4 wurden im Labor für eine Verwendung als Deckschichtmaterial untersucht.

Tab. 3.4: Bodenkennwerte der für die Deckschicht untersuchten Böden

		P3	P4
nat. Wassergehalt	$w_n$ [%]	34,7	20,3
Korndichte	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,81	2,76
Konsistenzgrenzen nach Atterberg	$w_L$ [%]	37,5	36,0
	$w_P$ [%]	26,5	23,5
	$I_P$ [%]	11,0	12,5
Korngrößen- verteilung  (Gewichts - %)	Steine	-	-
	Kies	-	1
	Sand	2	4
	Schluff	68	68
	Ton	30	27
Scherversuch	$\varphi$ [°]	32,0	27,0
	$\varphi_R$ [°]	32,0	24,5
Durchlässigkeit	$k$ [m/s]	6,2E-10	-
zug. Porenanteil	$n$ [-]	0,42	-
Proctordichte	$\rho_{Pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,61	1,71
opt. Wassergehalt	$w_{opt}$ [%]	23,0	17,6

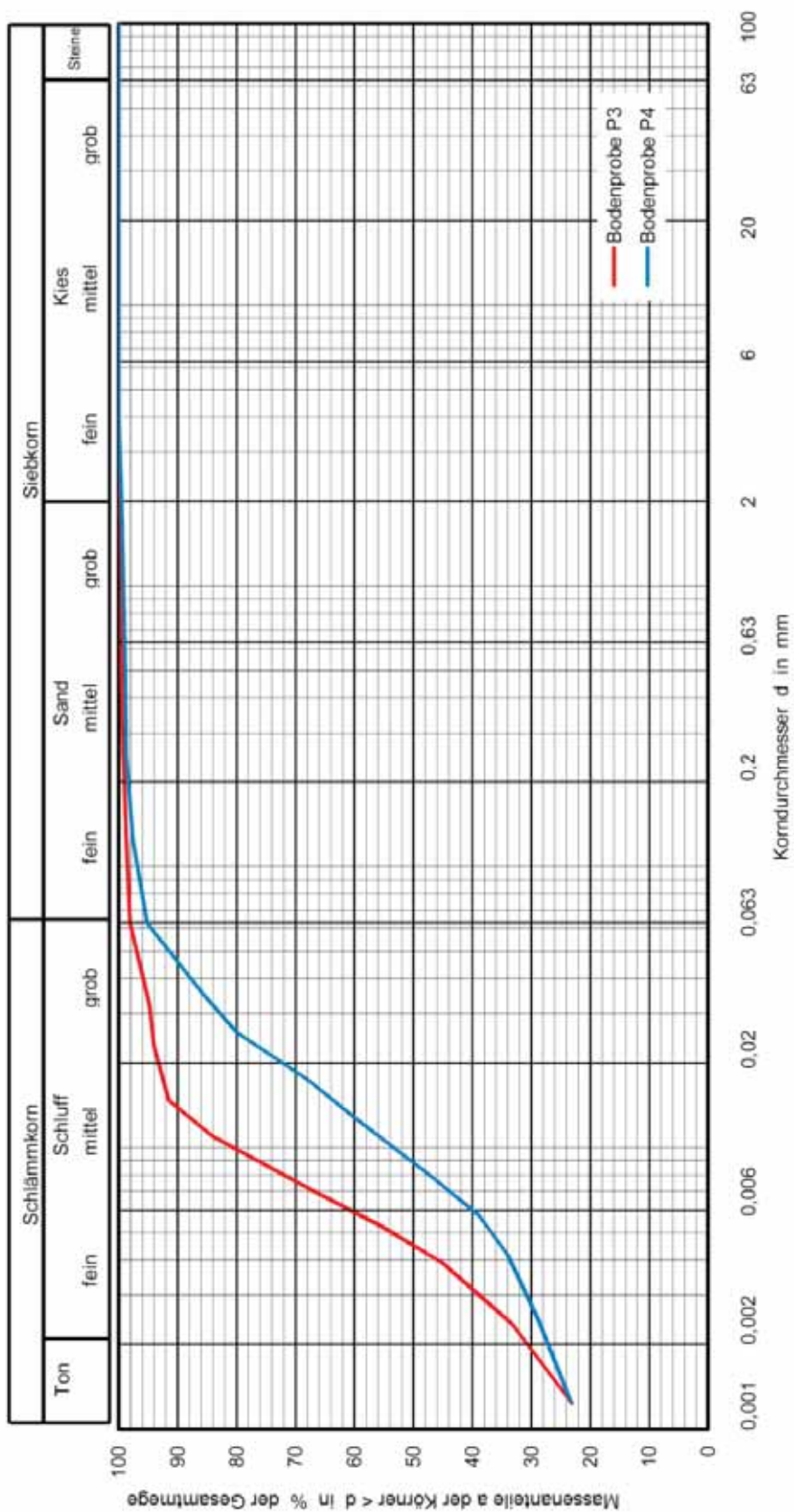


Abb. 3.25: Körnungslinien der für die Deckschicht untersuchten Böden

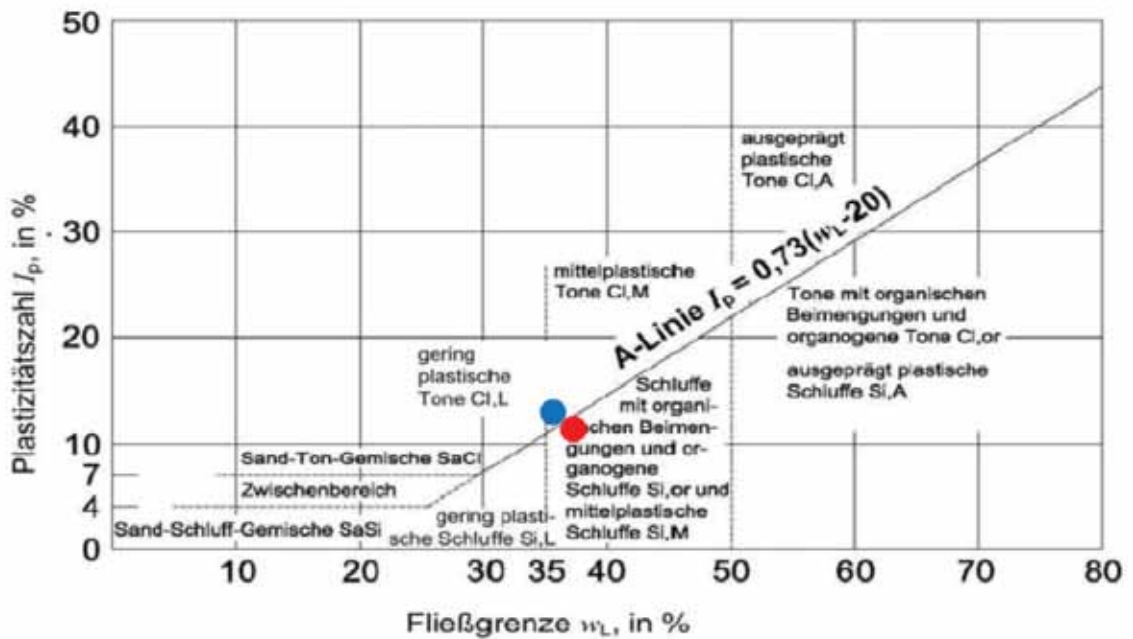


Abb. 3.26: Lage der für die Deckschicht untersuchten Böden zur A-Linie im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande

Tab. 3.5: Klassifizierung der für die Deckschicht untersuchten Böden nach ÖNORM B4400-1:2010

Probe	$C_u$	$C_c$	Kurzzeichen	vollständige Bezeichnung
P3	-	-	Si, M	mittelpastischer Schluff
P4	-	-	Cl, M	mittelpastischer Ton

### 3.4.2.3 Modellböden für den Grundwasserleiter

Die Bodenproben P2 und P5 – P12 wurden im Labor für eine Verwendung als Grundwasserleiter untersucht.

Tab. 3.6: Bodenkennwerte der für den Grundwasserleiter untersuchten Böden (Teil 1 / 2)

		P2	P5	P6	P7
nat. Wassergehalt	$w_n$ [%]	0,5	3,1	3,2	-
Korndichte	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,71	2,68	2,69	2,76
Korngrößen- verteilung  (Gewichts - %)	Steine	-	-	-	-
	Kies	99	61	59	94
	Sand	1	37	38	5
	Schluff	-	2	3	1
	Ton	-	-	-	-
Durchlässigkeit	$k$ [m/s]	1,2E-3	-	8,6E-5	6,5E-3
zug. Porenanteil	$n$ [-]	0,35	-	0,27	0,41
Proctordichte	$\rho_{Pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,79	2,11	2,20	-
opt. Wassergehalt	$w_{opt}$ [%]	3,1	5,3	5,1	-
Lockerste Lagerung	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,58	1,90	1,76	1,43
zug. Porenanteil	$n$ [-]	0,42	0,29	0,34	0,48
Dichteste Lagerung	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,81	2,18	2,23	1,56
zug. Porenanteil	$n$ [-]	0,33	0,19	0,17	0,43

Tab. 3.7: Bodenkennwerte der für den Grundwasserleiter untersuchten Böden (Teil 2 / 2)

		P8	P9	P10	P11	P12
nat. Wassergehalt	$w_n$ [%]	-	-	-	-	-
Korndichte	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,68	2,69	2,74	2,76	2,68
Korngrößen- verteilung  (Gewichts - %)	Steine	-	-	-	-	-
	Kies	98	100	58	63	74
	Sand	1	-	41	36	26
	Schluff	1	-	1	1	-
	Ton	-	-	-	-	-
Durchlässigkeit	$k$ [m/s]	4,4E-3	6,6E-3	9,3E-5	9,8E-5	2,4E-3
zug. Porenanteil	$n$ [-]	0,39	0,38	0,29	0,24	0,27
Proctordichte	$\rho_{Pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	-	-	2,11	2,18	-
opt. Wassergehalt	$w_{opt}$ [%]	-	-	5,4	6,6	-
Lockerste Lagerung	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,57	1,56	1,86	1,86	-
zug. Porenanteil	$n$ [-]	0,41	0,42	0,32	0,33	-
Dichteste Lagerung	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,68	1,82	2,12	2,18	-
zug. Porenanteil	$n$ [-]	0,37	0,32	0,23	0,21	-

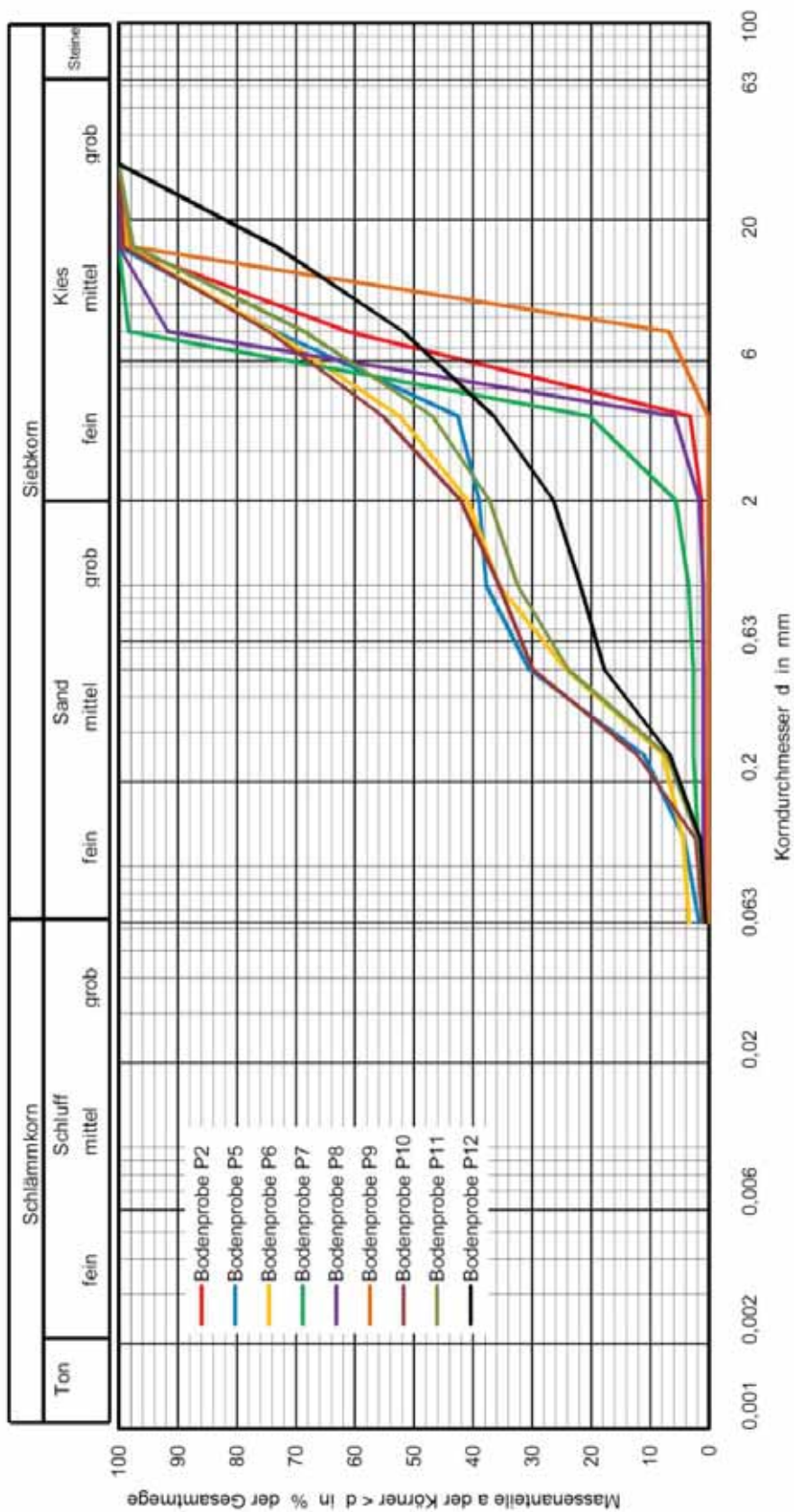


Abb. 3.27: Körnungslinien der für den Grundwasserleiter untersuchten Böden

Tab. 3.8: Klassifizierung der für den Grundwasserleiter untersuchten Böden nach ÖNORM B4400-1:2010

Probe	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	Kurzzeichen	vollständige Bezeichnung
P2	1,8	0,9	Gr, E	enggestufter Kies
P5	26,2	0,2	Gr, I	intermittierend gestuftes Kies-Sand-Gemisch
P6	18,6	0,4	Gr, I	intermittierend gestuftes Kies-Sand-Gemisch
P7	2,3	1,4	Gr, E	enggestufter Kies
P8	1,5	0,9	Gr, E	enggestufter Kies
P9	1,5	0,9	Gr, E	enggestufter Kies
P10	22,1	0,3	Gr, I	intermittierend gestuftes Kies-Sand-Gemisch
P11	21,7	0,4	Gr, I	intermittierend gestuftes Kies-Sand-Gemisch
P12	33,8	2,1	Gr, W	weitgestuftes Kies-Sand-Gemisch

### 3.5 Herstellung des Modelldammes

Vor der Herstellung des Modelldammes musste das Versuchsbecken nach der Dichtigkeitsprüfung gereinigt werden. Der abgelagerte Blüten- und Feinstaub wäre sonst eine zu große Gefahr für eine mögliche Verschlammung des Grundwasserleiters gewesen. Weiters war es erforderlich, eine Rampe bei der 2 m hohen Beckenmauer zu schütten, um das Material in das Becken transportieren zu können. Sämtliche für das Modell erforderliche Böden wurden aus der Kiesgrube der Firma Herzer angeliefert und neben dem Versuchsbecken auf vorbereitete Flächen abgeladen. Zur Verhinderung einer Verschmutzung der Modellböden wurden diese auf einem Vlies gelagert. Beim Einbau wurde das Material mit Hilfe eines kleinen Kompaktladers (Typ GEHLMAX) in das Versuchsbecken gebracht.

Zuerst wurde der Grundwasserleiter eingebaut. Dieser wurde im Kieswerk gewaschen und aus mehreren Bodenarten unterschiedlicher Kornfraktionen angemischt, da kein Boden vorlag, welcher den Verhältnissen an der March entsprechen und die Anforderungen an den Modellversuch hinsichtlich der Durchlässigkeit erfüllen würde. Ziel war es, das Material für den Grundwasserleiter so wenig wie möglich zu verdichten, um eine ausreichende Durchlässigkeit für die Versuchsdurchführung zu erhalten. Aus diesem Grund musste auch das Einbringen mittels Radlader entsprechend geplant werden, um die Verdichtungswirkung durch die Überfahrten gering zu halten. Bereiche, in welchen zahlreiche Überfahrten unumgänglich waren, wurden vor der Fertigstellung des Grundwasserleiters nochmals mit der Laderschaufel aufgelockert.

Eine gewisse Verdichtung des Materials konnte mit Sicherheit nicht verhindert werden, da einerseits der Grundwasserleiter durch das Gewicht der darüber geschütteten Böden belastet wird und andererseits die direkt darüber liegende bindige Deckschicht sehr gut verdichtet werden musste. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass durch die begrenzte Tiefenwirkung der Vibrationswalze primär die Deckschicht verdichtet und das Material des Grundwasserleiters nur zum Teil und dies nur in den oberen Bereichen der Schicht erfasst wurde.

Wie aus Abb. 3.28 ersichtlich ist, wurden entlang einer Längsachse des Modells Pegelrohre in den Grundwasserleiter eingebaut. Diese werden während der Versuche als Messstellen für die Beobachtung des Druckpotentials eingesetzt. Demnach mussten diese Rohre bis zum Beckenboden reichen. Dies führte jedoch zu einem entsprechenden logistischen Mehraufwand bei der Einbringung des Materials.





**Abb. 3.28:** In das Versuchsbecken eingebauter Grundwasserleiter.

Im Anschluss an die Einbringung des Grundwasserleiters folgte der Einbau der Deckschicht. Wie schon beim Material für den Grundwasserleiter erwähnt, wurde das Material für die Deckschicht mittels Kompaktlader in das Becken eingebracht. Das aus der Kiesgrube angelieferte feinkörnige Schüttmaterial wies eine sehr unterschiedliche Beschaffenheit auf. Aufgrund der größeren Knollen musste das Deckschichtmaterial noch zerkleinert und je nach Möglichkeit von Kieskörnern gesäubert werden. Da bei der Deckschicht eine möglichst geringe Wasserdurchlässigkeit gefordert war, musste dieses Material entsprechend verdichtet werden.



**Abb. 3.29:** Erste Ausgleichslage des geschütteten Deckschichtmaterial auf dem Grundwasserleiter.

Die Stärke der Schüttlagen wurde an die Parameter des Verdichtungsgerätes angepasst und betrug etwa 15 bis 20 cm. Zu Verdichtungszwecken wurde eine handgeführte Doppelvibrationswalze der Firma Bomag, BW 65 H mit einem Betriebsgewicht von etwa 757 kg bei einer Walzenbreite von 650 mm, eingesetzt. Damit möglichst optimale Randbedingungen für die Verdichtung des Deckschichtmaterials geschaffen werden konnten, wurde das meist trockene Schüttmaterial vor dem Abwalzen bewässert.



**Abb. 3.30: Verdichtung der Deckschicht mittels Doppelvibrationswalze der Firma Bomag.**

Einen kritischen Bereich in Hinblick auf ein mögliches Durchreißen bei der Versuchsdurchführung stellte die Kontaktfläche zur Betonwand dar. Um der Ausbildung von Wasserwegigkeiten zwischen der Versuchsbeckenwand und der Deckschicht entgegen zu wirken, wurde dieser Randbereich gesondert ausgeführt. Hierzu wurde entlang der Wand ein kleiner Graben ausgestochen. In diesen wurde Bentonit eingestreut, das anschließend mit Dichtmaterial abgedeckt wurde. Zum Schluss wurde der Rand mittels Stampfer verdichtet.

Eine ähnliche Vorgehensweise der Randabdichtung wurde auch bei den Pegelrohren gewählt. Um ein Durchreißen bzw. eine Ausbildung unerwünschter Wasserwegigkeiten entlang dieser Rohre zu vermeiden, wurde im Bereich der Deckschicht ein Manschettenring aus Dichtfolie an das Rohr gesetzt. Dieser Folienring wurde mit Hilfe von Silikon am Pegelrohr angebracht und in die Deckschicht als Sickerwasserwegverlängerung integriert. Zusätzlich wurde auch in diesem Bereich Bentonit eingestreut (sh. Abb. 3.32).



**Abb. 3.31: Abdichtung der Randbereiche der Deckschicht mit Bentonit.**



**Abb. 3.32: Manschettenring zur Sickerwegverlängerung am Pegelrohr.**

Im Bereich der der Schichtgrenze zwischen Grundwasserleiter und Deckschicht wurde die Dichtwand im Sinne einer Tauchwand mit Hilfe einer Dichtungsfolie hergestellt. Diese stellt die Verlängerung der Dichtwand bis in den Grundwasserleiter dar. Zu diesem Zweck wurde die rund 50 cm hohe Folie bis zur Hälfte in den Grundwasserleiter eingebunden. An den seitlichen Rändern wurde sie mittels Metallschiene an die Wände des Versuchsbeckens angeschraubt, um keine vorgegebene Wasserwegigkeit in diesem Bereich zu ermöglichen.



**Abb. 3.33: Folie als Verlängerung der Dichtwand (sog. Tauchwand) in den Grundwasserleiter.**



**Abb. 3.34: Bindige Deckschicht mit den bis zum Beckenboden reichenden Pegelrohren.**

Nach Fertigstellung der Deckschicht konnte mit der Herstellung des Modelldammes begonnen werden. Das dafür vorgesehene Material konnte relativ schnell eingebracht werden, da hier keine manuelle Zerkleinerung, wie beim Material für die Deckschicht, notwendig war. Es war jedoch erforderlich, die in der Mitte des Dammkörpers befindliche Dichtwand gleichzeitig mit dem Dammkörper schichtweise herzustellen. Dazu wurde ein 40 cm breiter Streifen abgeschalt und das Dichtmaterial sorgfältig eingebracht und verdichtet. Nach dem Ausschalen konnte das Dammschüttmaterial bis an das Dichtmaterial heran eingebracht und die gesamte Fläche verdichtet werden.



**Abb. 3.35: Zonierter Dammaufbau mittels Dichtwand im Dammkörper.**

Mit zunehmender Höhe des Dammes gestalteten sich die Arbeitsschritte jedoch entsprechend schwieriger. Einerseits wurde der Transport und das Einbringen des Dammschütt- bzw. Dichtwandmaterials schwieriger, andererseits musste ab einer gewissen Dammhöhe die handgeführte Vibrationswalze auf engstem Raum geführt werden. Aus diesem Grund wurde beim Schütten der Dammkrone auf das Hochziehen der Dichtwand bis zur Dammoberkante verzichtet.



**Abb. 3.36: Fertiggestellter Modelldamm.**

Da sich die Dichtwand jedoch bis 20 cm unter die Oberkante der Dammkrone erstreckt, sind keine Auswirkungen bei der Versuchsdurchführung zu erwarten. Grund hierfür ist, dass keine Dammüberströmung simuliert wird und die maximale Einstauhöhe des Dammes bei den einzelnen Versuchen unterhalb der Oberkante der Dichtwand liegt.

Nach der Fertigstellung des Modelldammes musste die Deckschicht noch an einigen Stellen bis zum Grundwasserleiter durchbohrt werden. Dies war erforderlich, um einerseits die für die Druckentlastung notwendige Kiessäule herstellen zu können und andererseits die Porenwasserdruckgeber in der Längsachse des Messprofils zu installieren. Als Bohrgerät kam ein handgeführter Schneckenbohrer zur Anwendung.



**Abb. 3.37: Durchbohrte Deckschicht mit installiertem Porenwasserdruckgeber.**

## 3.6 Messtechnik

### 3.6.1 Allgemeines

Umfangreiche messtechnische Einrichtungen und Verfahren zur Erfassung von physikalischen Größen und Beobachtung komplexer Vorgänge in der Natur sowie bei Laborversuchen nehmen eine wichtige Rolle in der Wissenschaft ein. Die messtechnisch gesammelten Daten bilden somit eine bedeutende Grundlage für die Interpretation der durchgeführten Messungen. Daher ist die Messtechnik heutzutage ein nicht wegzudenkender Bestandteil bei nahezu allen Modellversuchen.

Im Rahmen des 1:1-Modellversuchs wurde eine Vielzahl an messtechnischen Einrichtungen eingebaut, welche in erster Linie zur Beobachtung und Messung der Strömungsvorgänge und Wasserdruckverhältnisse im Untergrund und Dammkörper während simulierter Hochwässer genutzt werden. Auf Basis der gesammelten Daten sollen Rückschlüsse über die Druckverteilung auf die Untergrundschichten sowie Strömungsprozesse gezogen werden. Im Vordergrund der Messungen stehen folgende drei Aspekte:

- Quantifizierung der Sickerwasseraustritte aus der Kiessäule,
- Erfassung der Porenwasserdrücke an der Unterseite der bindigen Deckschicht,
- Beobachtung der Sättigungsvorgänge im Dammkörper und in der Deckschicht.

Für den Messeinsatz werden Pegelsonden, Porenwasserdruckgeber und Feuchtesensoren sowie Temperaturmessfühler eingesetzt. Diese werden an verschiedenen Stellen des Modells eingebaut, wobei die Aufzeichnung der Daten zentral mittels eines Datenloggers erfolgt. Sämtliche messtechnische Geräte wurden zuerst unter Laborbedingungen getestet und anschließend kalibriert. Hierbei wurde die Funktionstüchtigkeit der Sensoren überprüft und zugleich die Herstellerangaben bezüglich der Auswertung der Messsignale verifiziert bzw. gegebenenfalls an den eigenen Datenlogger angepasst. Nach erfolgter Kalibrierung wurden die einzelnen Sonden und Sensoren für den Feldeinsatz freigegeben und konnten somit im 1:1-Modell eingebaut werden.

Die jeweilige Position der einzelnen Messaufnehmer im Modelldamm ist den nachfolgenden beiden Abbildungen zu entnehmen. Weiters ist dort die Kabelführung von den Aufnehmern zum Messhaus dargestellt, in welchem sich der Datenlogger befindet. Die ebenfalls angeführten Erddruckaufnehmer dienen nicht primär der für die Untersuchung von Hochwasserschutzdämmen geplanten Messreihe, sondern stellen vielmehr eine geotechnische Zusatzinformation und Möglichkeit zur Quantifizierung der tatsächlich auftretenden Erddrücke dar.

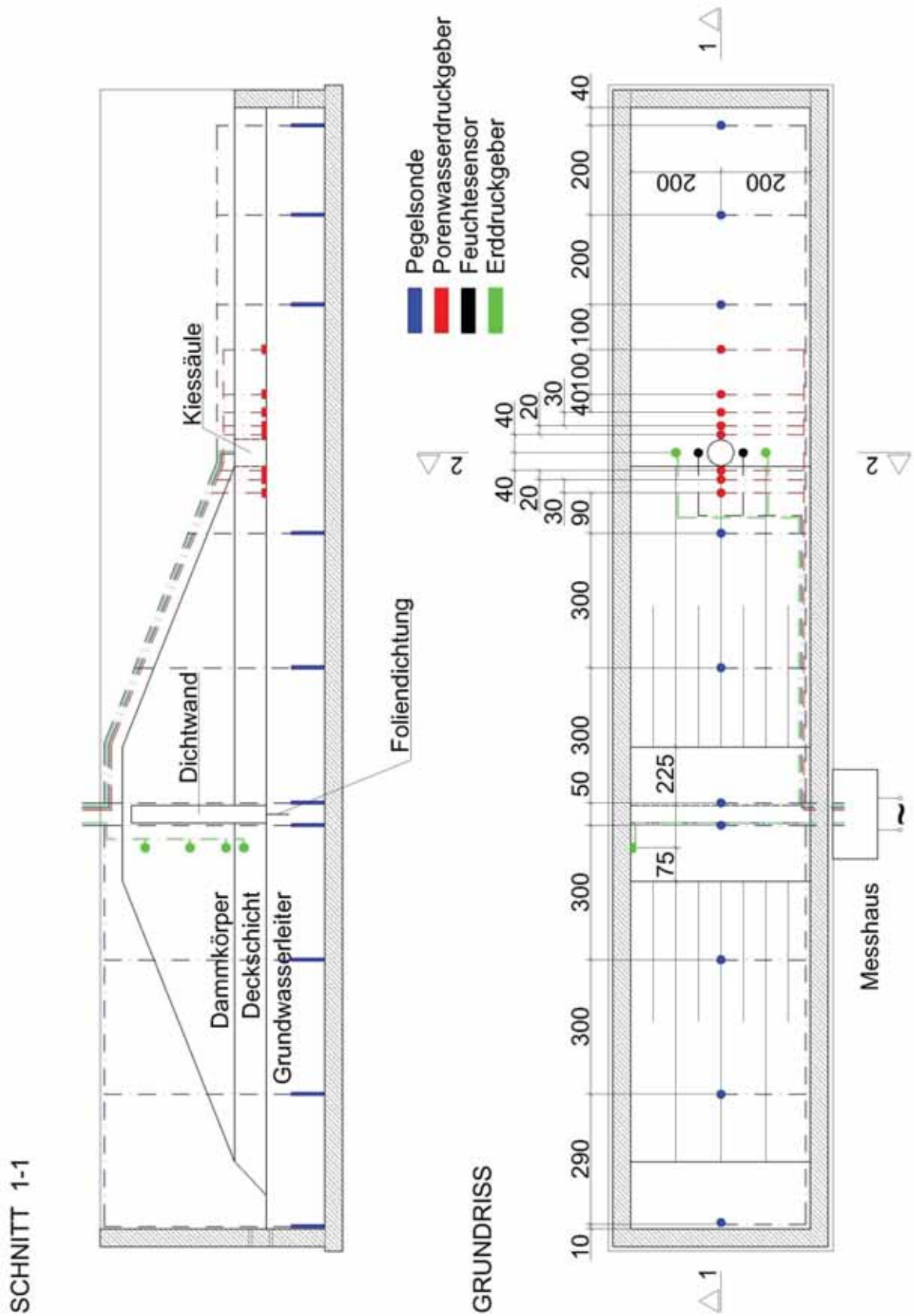


Abb. 3.38: Übersicht über die im Modelldamm eingebauten Messaufnehmer (Teil 1 von 2)



## SCHNITT 2-2

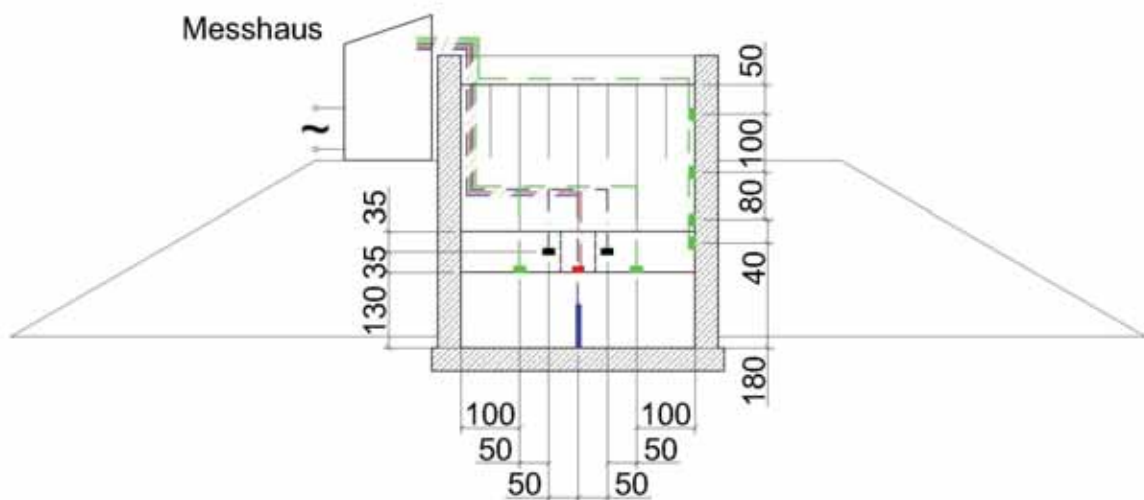


Abb. 3.39: Übersicht über die im Modelldamm eingebauten Messaufnehmer (Teil 2 von 2)

### 3.6.2 Messkette

Die Messkette für die messtechnische Erfassung der Versuche gliedert sich in folgende Hauptbestandteile:

- Spannungsquelle,
- Spannungsregler,
- Datenlogger,
- Computer,
- Messaufnehmer.

Während die einzelnen Messaufnehmer im Modelldamm selbst eingebaut sind, befinden sich die restlichen Elemente im Messhaus, sh. Kapitel 3.6.1. Der Spannungsregler, der Datenlogger und der Computer (PC) sind direkt an die Spannungsquelle, eine 230 V Wechselstromquelle, angeschlossen. Der PC muss nicht ständig Teil der Messkette sein, da der Datenlogger die von den Messaufnehmern gelieferten Werte selbst aufzeichnen und speichern kann. Lediglich für das Auslesen der Daten und die weitere Verarbeitung dieser ist das Anschließen des PC's an den Datenlogger notwendig.

Der Spannungsregler dient dazu, die Wechselspannung gleichzurichten und die Spannung auf das von den Messaufnehmern benötigte Niveau zu regulieren. Sämtliche Messaufnehmer sind sowohl mit dem Spannungsregler, als auch mit dem Datenlogger verbunden. Die Schaltung der einzelnen Aufnehmer kann der nachfolgenden Abbildung entnommen werden.

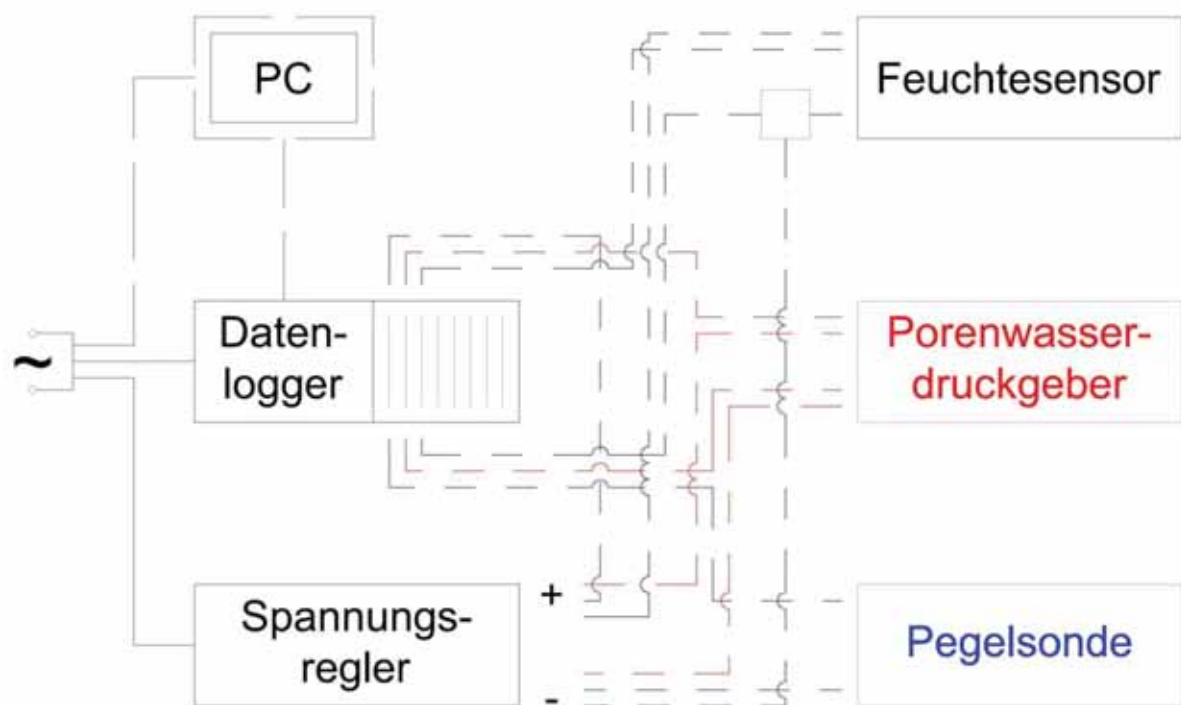


Abb. 3.40: Messkette – Schaltung der einzelnen Bestandteile

Die im vorherigen Kapitel erwähnten Erddruckgeber sind nicht an den hier gezeigten Datenlogger angeschlossen. Der Erddruck wird nicht laufend ermittelt und aufgezeichnet, sondern lediglich zu gewissen Zeitpunkten manuell mittels tragbaren Auslesegerät abgerufen.

### 3.6.3 Datenlogger

Der Datenlogger stellt die zentrale Datenerfassungseinheit des gesamten Messsystems dar welche mit Hilfe eines modularen Systems den Anschluss von unterschiedlichsten Sensortypen ermöglicht. So können nahezu gleichzeitig alle Sensoren in beliebigen Zeitintervallen abgefragt und die gemessenen physikalischen Größen in Form von elektrischen Signalen abgespeichert werden. Um eine große Datenmenge zu bewältigen, wird ein Steuer-, Regel- und Datenerfassungssystem NI-CompactRIO der Firma National Instruments eingesetzt. Die Abkürzung „RIO“ steht für „reconfigurable I/O“, d.i. eine rekonfigurierbare Input- Output-Einheit.

Das System CompactRIO kann grob in drei Hauptkomponenten gegliedert werden:

- Echtzeit-Controller,
- Rekonfigurierbares Chassis,
- I/O-Module.

Das Herzstück des Echtzeit-Controllers bildet ein Echtzeit-Prozessor, welcher auf eine Frequenz von bis zu 400 Mhz ausgelegt ist. Dieser Controller kann sowohl im Netzwerk als auch autark betrieben werden. Das rekonfigurierbare Chassis weist acht Steckplätze auf, in welche die benötigten I/O-Module eingesetzt werden. Der Hersteller bietet eine große Anzahl verschiedener I/O-Modulen an, welche auf verschiedene Anwendungen abgestimmt sind. Je nach Ausgangssignal des Sensors ist ein passendes Modul zu wählen. Das Messsignal kann analog oder digital sein. Für den Zweck der Messungen wurden zur Erfassung der Messsignale zwei unterschiedliche I/O-Modultypen eingesetzt.

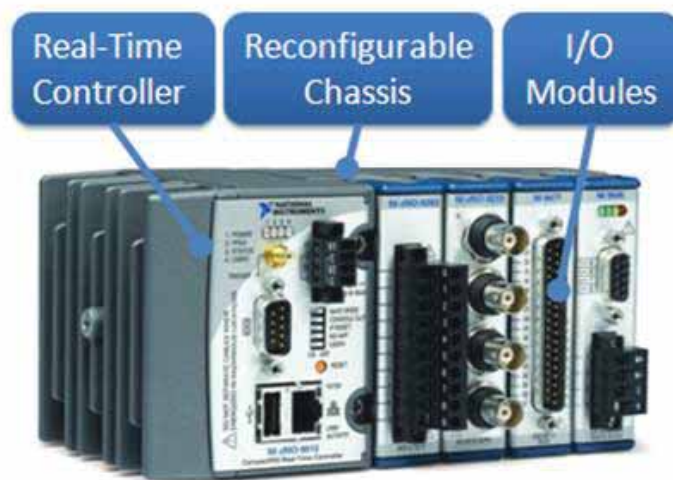


Abb. 3.41: National Instruments – CompactRIO.

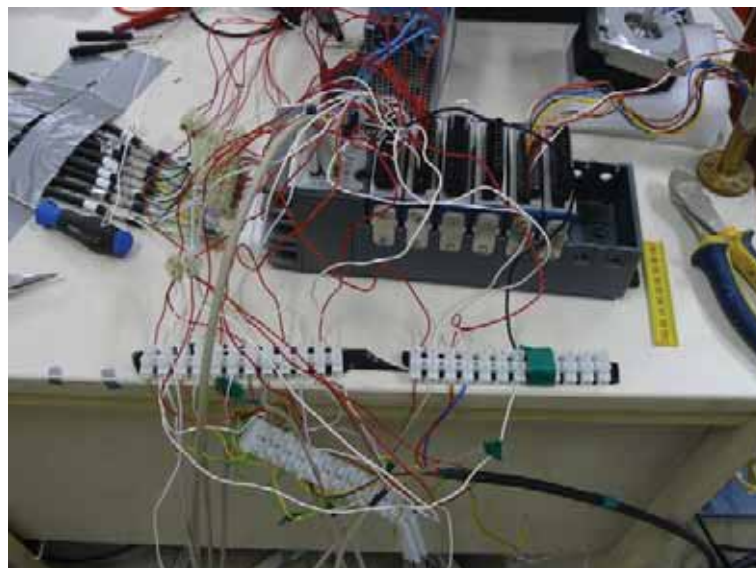


Abb. 3.42: Datenlogger mit eingesetzten I/O-Modulen und daran angeschlossenen Messeinrichtungen.

Vor der Kalibrierung der Messeinrichtungen war es notwendig, die gesamte Datenlogger-Einheit einer Kompatibilitätsprüfung zu unterziehen. Hierbei wurde vor allem die gegenseitige

Beeinflussung der an den Modulen nebeneinander angeschlossenen Sensoren untersucht. Es hat sich gezeigt, dass es zu einer Beeinflussung der einzelnen Sensoren innerhalb eines Moduls kam. Dieser Problemstellung wurde Rechnung getragen, indem bereits im Stadium der Kalibrierung der einzelnen Sensoren die Steckplätze fix vergeben wurden und der Fehler der gegenseitigen Beeinflussung so berücksichtigt wurde.

### 3.6.4 Pegelsonden

#### 3.6.4.1 Allgemeines

Pegelsonden dienen dazu, den Flüssigkeitsstand an Fließgewässern, in Grundwassermessstellen, Becken und sonstigen Behältern zu messen. Der Flüssigkeitsstand wird dabei aus dem hydrostatischen Druck der Flüssigkeitssäule berechnet. Dieser errechnet sich aus dem Pascal'schen Gesetz (26) unter Berücksichtigung der Dichte der Flüssigkeit, der Erdbeschleunigung und der Höhe der Flüssigkeitssäule:

$$p = \rho \cdot g \cdot h \quad (26)$$

p	... hydrostatischer Druck [kN/m <sup>2</sup> ]
$\rho$	... Dichte der Flüssigkeit [kg/m <sup>3</sup> ]
g	... Erdbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]
h	... Höhe der Flüssigkeitssäule [m]

1Pa entspricht 1N/m<sup>2</sup> bzw. 10<sup>-5</sup>bar, was die gebräuchlichste Einheit ist.

In der Regel erfolgt die Ermittlung des hydrostatischen Druckes mittels Drucksensoren, weshalb Pegelsonden vereinfacht als Druckmessgeräte beschrieben werden können. Die im Rahmen des Modellversuchs verwendeten Sonden sind sogenannte Niveautransmitter der Firma Keller. Die Geräte der Serie 36 XW sind piezoresistive Drucksensoren. Die Sonde besteht aus einer Membrane, auf welcher Dehnmessstreifen appliziert sind. Wird durch die Änderung des vorherrschenden Druckes die Membrane mit erhöhtem Druck beaufschlagt, so verformen sich die Dehnmessstreifen mit ihr. Durch diese Längenänderung kommt es zur Änderung des elektrischen Widerstandes. Das Ohm'sche Gesetz stellt die Verbindung zwischen elektrischem Widerstand, elektrischer Spannung und elektrischem Strom her. Da die Spannung konstant gehalten wird, ändert sich mit dem Widerstand die Stromstärke, welche das Ausgangssignal der Sonde darstellt. Aufgrund der Ausführung der Sonden als Relativdruckgeber kann aus den Messsignalen der bereits von den Luftdruckschwankungen bereinigte, tatsächliche Wasserstand ermittelt werden. Diese Bereinigung erfolgt in der Sonde über ein Kapillarröhrchen, welches für den Ausgleich des Luftdrucks zuständig ist.

Eine Beeinflussung der Messung durch Temperaturschwankungen ist nicht zu erwarten, da diese auf sämtliche Dehnungsmessstreifen wirken. Dies bewirkt aufgrund der Schaltung der einzelnen Messstreifen zueinander, dass sich die Einflüsse bezüglich Temperatur aufheben. Der Drucksensor, d.h. die Membrane inklusive der darauf applizierten Dehnungsmessstreifen, befindet sich in einem ölgefüllten Gehäuse. Über dieses Öl erfolgt einerseits die Übertragung des hydrostatischen Druckes auf die Membrane, andererseits schützt das Öl die empfindliche Messbrücke vor schädlichen Einflüssen durch das Eindringen von Feuchtigkeit. In Abb. 3.43 ist die verwendete Pegelsonde der Fa. Keller dargestellt. Die genauen Abmessungen können der Skizze in Abb. 3.44 entnommen werden.



Abb. 3.43: Hochgenauer Niveautransmitter der Fa. Keller, Serie 36 XW



Abb. 3.44: Skizze mit Abmessungen des Niveautransmitter der Fa. Keller, Serie 36 XW

### 3.6.4.2 Kalibrierung

Die Kalibrierung der Pegelsonden erfolgte in einem 2,70 m hohen Zylinder aus Plexiglas, welcher schrittweise befüllt wurde. Während eines Messvorganges konnten aufgrund des geringen Durchmessers des Plexiglaszylinders maximal drei Sonden gleichzeitig kalibriert werden. Die ersten Messungen haben gezeigt, dass am Datenlogger-Auswertemodul eine Beeinflussung der Messsignale der Sonden stattfand, wodurch die vom Hersteller angegebenen Kalibrierfunktionen ihre Gültigkeit und Genauigkeit verloren. Um diese

gegenseitige Beeinflussung der Signale zu minimieren, wurde stets darauf geachtet, dass sämtliche Sonden mit dem Datenlogger verbunden waren und ein Messsignal lieferten.



**Abb. 3.45: Zylinder zur Kalibrierung der Pegelsonden unter Laborbedingungen (links); Detail vom Einbau der Pegelsonden im Messzylinder (rechts).**

Beim Kalibriervorgang wurde der Wasserstand im Fünf-Minuten-Takt um jeweils 10 cm angehoben und der Messwert elektronisch aufgezeichnet. Die anderen Sonden, die zwar an dieselbe Datenlogger-Einheit angeschlossen waren, aber nicht kalibriert wurden, befanden sich in einem Gefäß mit Wasser. Dadurch wurde gewährleistet, dass auch diese ein Signal senden und somit die gegenseitige Beeinflussung bei der Aufzeichnung der Daten mit in die Kalibrierung einfließt. Abb. 3.45 zeigt den Zylinder mit eingebauten Pegelsonden während eines Kalibriervorganges.

Bei der Auswertung des Kalibriervorganges konnte jeder Pegelsonde eine Kalibriergerade zugeordnet werden. Abb. 3.46 zeigt am Beispiel der Pegelsonde PS8 die ermittelte Kalibriergerade. Die Variable  $x$  stellt das vom Datenlogger aufgezeichnete Messsignal in [mA] dar. Die Variable  $y$  ist der zugehörige Wasserstand in [cm] für die Pegelsonden PS1 bis PS8:

- PS 1:  $y = 0,6392x - 253,61$
- PS 2:  $y = 0,6410x - 255,49$
- PS 3:  $y = 0,6413x - 254,57$
- PS 4:  $y = 0,6406x - 254,66$
- PS 5:  $y = 0,6397x - 253,65$
- PS 6:  $y = 0,6406x - 253,94$
- PS 8:  $y = 0,6410x - 256,12$

Abb. 3.46 zeigt als Beispiel für die ermittelten Kalibriergeraden jene der Pegelsonde PS8.

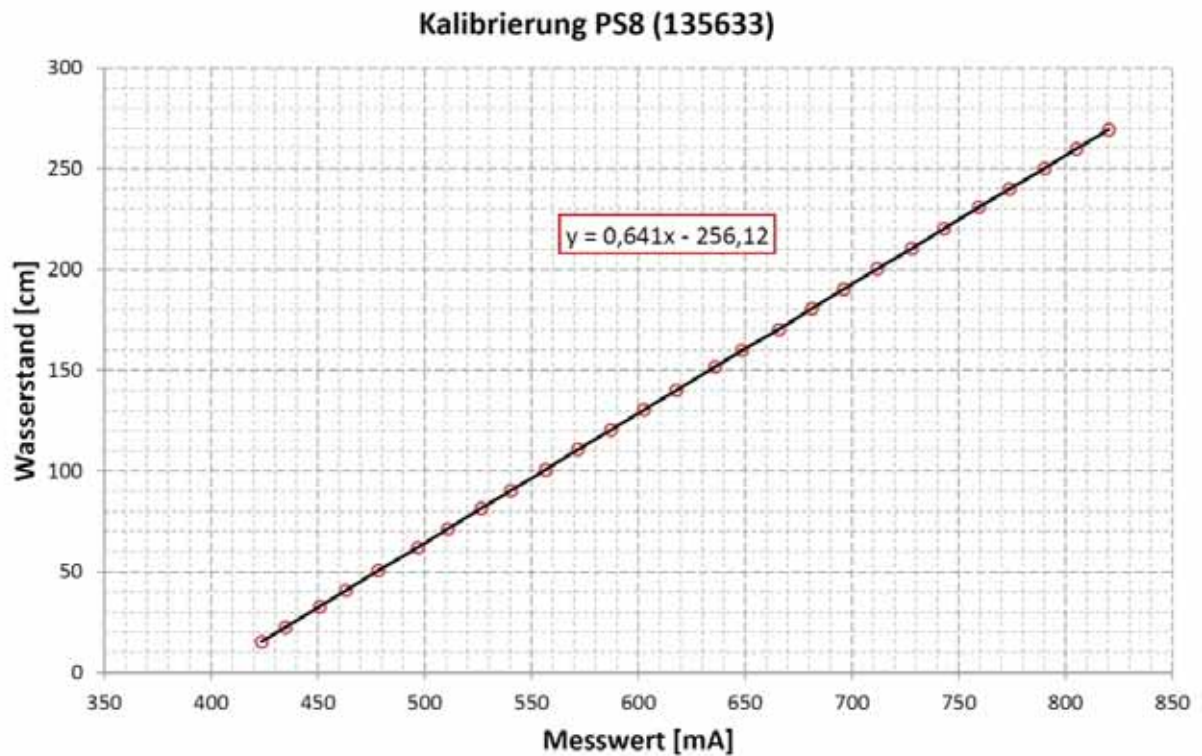


Abb. 3.46: Kalibriergerade der Pegelsonde PS8

### 3.6.5 Porenwasserdruckgeber

#### 3.6.5.1 Allgemeines

Der Porenwasserdruck ist der Wasserdruck in den Poren eines wassergesättigten Bodens. Diese Spannung stellt ein Produkt aus dem spezifischen Gewicht des Wassers und der Wasserspiegelhöhe über einen betrachteten Punkt im Boden dar:

$$p_w = \gamma_w \cdot h \quad (27)$$

$p_w$  ... hydrostatischer Druck [kN/m<sup>2</sup>]

$\gamma_w$  ... Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>]

$h$  ... Wasserspiegel [m]

Ist der Porenwasserdruck größer bzw. kleiner als der Wasserdruck der reinen Wassersäule, so spricht man vom Überdruck (+ $\Delta u$ ) bzw. Unterdruck (- $\Delta u$ ) im Porenwasser. Der Porenwasserdruck nimmt bezüglich der Fragestellung, ob ein Aufschwimmen eintreten kann, eine zentrale Rolle ein. Der Effekt des Aufschwimmens tritt ein, sobald der

Porenwasserdruck unterhalb der betrachteten, nur gering durchlässigen, Bodenschicht größer als der mittlere Auflastdruck durch den Boden selbst wird.

$$u = u_0 \cdot \Delta u \quad (28)$$

- $u$  ... Porenwasserdruck [kN/m<sup>2</sup>]
- $u_0$  ... hydrostatischer Porenwasserdruck [kN/m<sup>2</sup>]
- $\pm\Delta u$  ... Porenwasserüber- bzw. -unterdruck [kN/m<sup>2</sup>]

Im Hinblick auf die Unterströmung von Dämmen kann es daher bei einem Überdruck zum unkontrollierten Aufschwimmen bzw. Aufbrechen der bindigen Deckschicht am landseitigen Dammfuß kommen. Tritt dieser Fall ein, so kann in weiterer Folge ein Dammversagen nicht ausgeschlossen werden.

Beim Modellversuch wurden Porenwasserdruckgeber der Firma Glötzl Typ EPK 4/7/1,5 K eingesetzt; sogenannte Modellgeber in Miniaturausführung. Diese Drucksensoren bestehen aus einem Edelstahlgehäuse und besitzen einen Sintermetallfilter mit einem Durchmesser von 40 mm, wie in Abb. 3.47 zu sehen ist. Hierbei handelt es sich um elektrische Absolutdruckaufnehmer, bei denen der Absolutdruck über ein mit Hydraulikflüssigkeit gefülltes Druckkissen auf eine im Sensor eingebaute Membrane übertragen wird. Die Umwandlung der Verformungen der Membrane in elektrische Signale erfolgt ähnlich wie bereits bei den Pegelsonden beschrieben. Im Gegensatz zu den Pegelsonden ist das Ausgangssignal jedoch elektrische Spannung (mV).



**Abb. 3.47: Porenwasserdruckgeber Typ EPK 4/7/1,5 K der Fa. Glötzl**

Da es sich bei diesen Sensoren um Absolutdruckaufnehmer handelt, kann es zu Schwankungen der Messergebnisse aufgrund der Änderung des Luftdrucks kommen. Um diese Umwelteinflüsse zu berücksichtigen, ist es notwendig, bei den Feldversuchen auch



den barometrischen Druck aufzuzeichnen. Aus dem gemessenen Druck kann das relative Druckpotential bestimmt werden.

### 3.6.5.2 Kalibrierung

Die Kalibrierung erfolgte ähnlich der bereits bei den Pegelsonden beschriebenen Vorgehensweise. Während der Kalibrierung wurde der Wasserstand etwa alle 7 Minuten um ca. 10 cm erhöht und dabei die Spannungssignale aus den Sensoren im Datenlogger aufgezeichnet. Allerdings konnte aufgrund der Abmessungen des Zylinders lediglich eine maximale Druckhöhe von 2,0 m Wasserstand simuliert werden. Da die maximale Einstauhöhe des Modelldammes bei den Versuchen unter 2,5 m liegt, ist die Druckhöhe von 2,0 m Wasserstand ausreichend. Die darüber liegenden Werte können ohne einer im relevanten Bereich befindlichen Abweichung extrapoliert werden. Die so ermittelten Kalibriergeraden sind in Abb. 3.48 zusammengefasst.

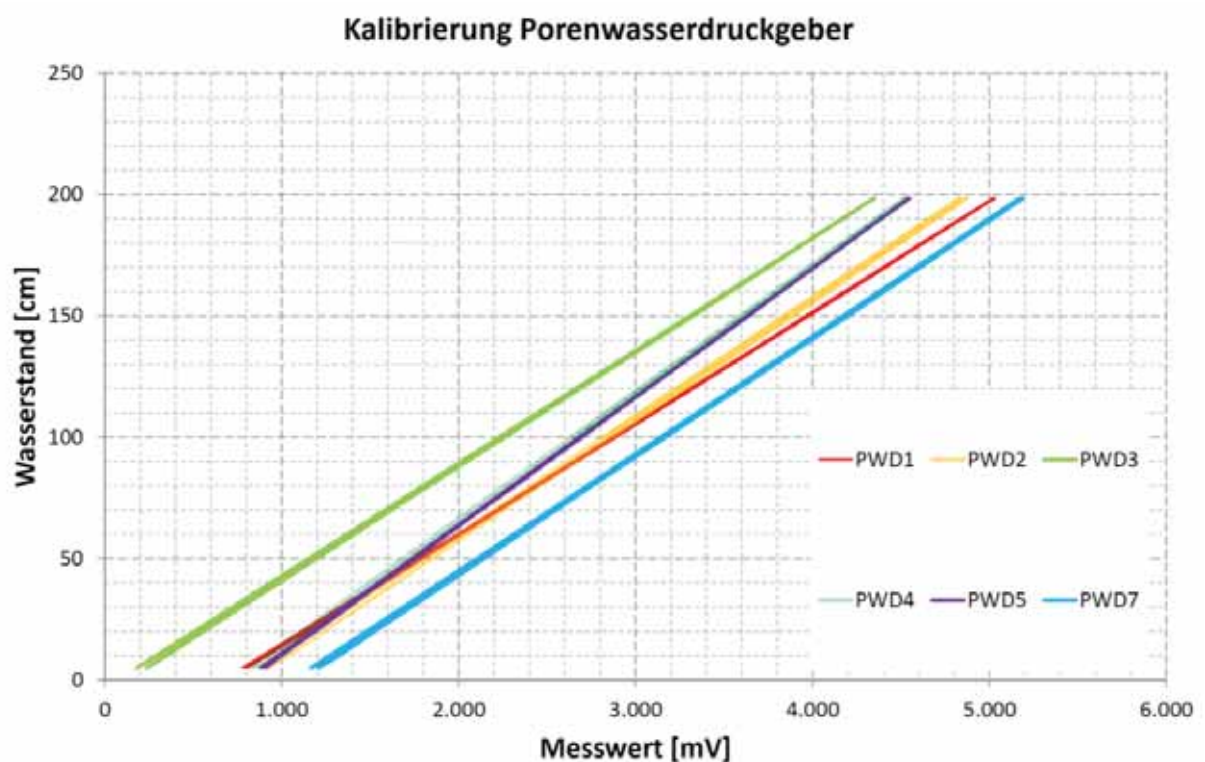


Abb. 3.48: Kalibriergeraden der Porenwasserdruckgeber

Da diese Geraden noch eine Streuung bezüglich der Genauigkeit bei der Ablesung aufweisen, wurde bei der Auswertung bei jedem Porenwasserdruckgeber eine Ausgleichsgerade ermittelt. Die zu diesen Ausgleichsgeraden gehörenden Geradengleichungen sind zugleich die jeweiligen Auswertungsformeln für die Versuchsdurchführung. Die Variable  $x$  stellt das vom Datenlogger aufgezeichnete

Messsignal in [mV] dar. Die Variable  $y$  ist der zugehörige Wasserstand in [cm] für die Porenwasserdruckgeber PWD1 bis PWD7:

- PWD 1:  $y = 0,0458x - 31,931$
- PWD 2:  $y = 0,0491x - 39,491$
- PWD 3:  $y = 0,0468x - 5,3916$
- PWD 4:  $y = 0,0526x - 39,859$
- PWD 5:  $y = 0,053x - 42,608$
- PWD 7:  $y = 0,0486x - 53,471$

### 3.6.6 Feuchtesensoren

#### 3.6.6.1 Allgemeines

Mit fortschreitender Sättigung des Bodens mit Wasser verändert sich auch der Wassergehalt in der Bodenstruktur. Dieser wiederum beeinflusst in bedeutendem Maße die Bodeneigenschaften. Vor allem bei feinkörnigen Böden bewirkt der Anstieg des Wassergehaltes eine Konsistenzänderung. Von der Menge des im Boden enthaltenen Wassers hängt auch der Zeitpunkt einer stationären Durchströmung ab.

Zur Messung und Beobachtung der Veränderungen des volumetrischen Wassergehaltes innerhalb der bindigen Deckschicht werden Feuchtesensoren eingebaut. Daraus sollen Rückschlüsse über die Durchfeuchtung der feinkörnigen Schicht abgeleitet werden. Zur Anwendung kommen hierbei kapazitive Bodenfeuchtesensoren der Firma Deacagon Devices, Typ 10HS (Abb. 3.49).



Abb. 3.49: Feuchtesensor Typ 10HS der Baureihe ECH20, Fa. UMS

Ein derartiger Feuchtesensor besteht im Wesentlichen aus zwei Elektroden. Die Ermittlung des volumetrischen Wassergehalts erfolgt über die Bestimmung der dielektrischen Eigenschaften des Bodenkörpers, der sich zwischen diesen beiden Elektroden befindet. Der Boden stellt ein Dielektrikum dar, d.h. ein von einem elektrischen Feld umgebener Körper. Der Messvorgang konzentriert sich auf die Ladezeit, des von den Elektroden und dem dielektrischen Medium gebildeten Kondensators. Die Dielektrizitätskonstante von Wasser ist rund um eine Zehnerpotenz größer als jene von Luft und Boden. Über die Kapazität und Ladezeit des Kondensators bzw. die Kenntnis über die Dielektrizitätskonstanten kann so auf

den Wassergehalt des Mediums geschlossen werden. Es ist jedoch darauf zu achten, dass der Salzgehalt im Boden und im Wasser, die Temperatur und nicht zuletzt der Einbau des Sensors entsprechende Auswirkungen auf das Messergebnis haben können. Eine Messgenauigkeit von  $\pm 3\%$  wird mit der werkseitig durchgeführten Kalibrierung angegeben. Durch eine spezielle, auf die angewendete Bodenart angepasste Kalibrierung kann eine höhere Genauigkeit erreicht werden. Die vom Hersteller angegebene Auswertungsformel ist in (29) angeführt, wobei VWC (volumetric water content) für den volumetrischen Wassergehalt steht.

$$\text{VWC} = 2,97 \cdot 10^{-9} \cdot U^3 - 7,37 \cdot 10^{-6} \cdot U^2 + 6,69 \cdot 10^{-3} \cdot U - 1,92 \quad (29)$$

VWC ... volumetric water content [ $\text{m}^3/\text{m}^3$ ]

U ... elektrische Spannung [mV]

Das vom Feuchtesensor erfasste Bodenvolumen ist in Abb. 3.50 ersichtlich. Die geometrische Form des erfassten Bereichs wurde vom Hersteller im Rahmen einer Serie von Experimenten festgestellt. Es handelt sich dabei um einen elliptischen Zylinder mit einem Volumen von rund  $1160 \text{ cm}^3$ . Um etwaige Fehlmessungen zu vermeiden, ist es erforderlich, den Feuchtesensor mit ausreichendem Abstand zur Begrenzung des zu untersuchenden Bodenkörpers einzubauen. Seitens des Herstellers wird ein Abstand von mindestens  $10 \text{ cm}$  empfohlen.

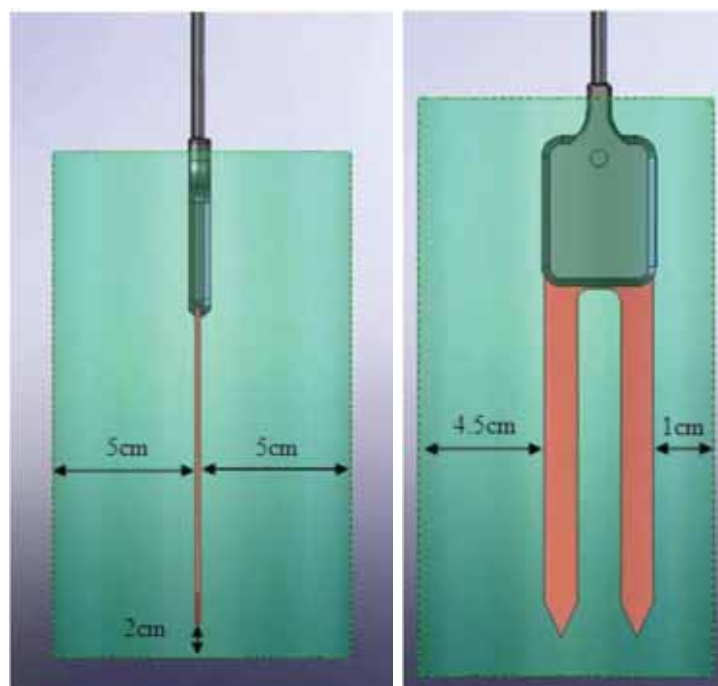


Abb. 3.50: Bei der Messung vom Feuchtesensor erfasster Bereich

### 3.6.6.2 Kalibrierung

Um einerseits die vom Hersteller angegebene Kalibrierungsformel zu überprüfen und andererseits je nach Möglichkeit genauere Messergebnisse zu bekommen, wurden auch die Feuchtesensoren einer Kalibrierung im Labor unterzogen. Dazu wurde im Zuge von wiederholten Versuchsreihen in einen Zylinder ein Versuchsboden mit vorher definierter Dichte und definiertem Wassergehalt eingebaut. Während die Einbaudichte gleich blieb, wurde der Wassergehalt nach jedem Versuch erhöht (Abb. 3.51). Der Feuchtesensor wurde bei den Messungen vertikal in die Mitte des Zylinders eingebaut, um somit die Randeinflüsse der Zylinderwände zu minimieren.

Der Messvorgang wurde nach Erreichen eines nahezu stationären Zustandes abgebrochen und aus dem Bodenkörper wurden zwei Proben mittels Ausstechzylinder entnommen. Die Probennahme erfolgte aus dem Bereich der Messgabel des Sensors, damit das vom Sensor gemessene Bodenvolumen erfasst werden konnte. In weiterer Folge wurde der Wassergehalt der beiden entnommenen Proben ermittelt. Der Mittelwert der beiden Messungen wurde zur Kalibrierung des Sensors herangezogen. Der hier beschriebene Vorgang stellt lediglich einen Punkt bei der Überprüfung bzw. Kalibrierung des Feuchtesensors dar. Um mehrere Punkte auf einer Kalibrierungsgerade zu erhalten, wurde dieser Vorgang bei unterschiedlichen Wassergehalten des Versuchsbodens wiederholt.



Abb. 3.51: Zylinder zur Kalibrierung der Feuchtesensoren im Labor

Abb. 3.52 zeigt einen Vergleich zwischen den Herstellerangaben und der Kalibrierung im Labor. Über das aufgezeichnete Messsignal wurde hier zum Einen der volumetrische Wassergehalt mit der seitens des Herstellers angegebenen Formel (29) berechnet. Zum

Anderen wurde das Messsignal dem volumetrischen Wassergehalt gegenübergestellt, welcher über den ermittelten Wassergehalt im Labor bestimmt wurde. Die Umrechnung des Wassergehalts in den volumetrischen Wassergehalt erfolgte gemäß folgender Formel:

$$\text{VWC} = \frac{V_{\text{Wasser}}}{V_{\text{Gesamt}}} = \frac{w \cdot m_d}{\rho_w \cdot V_{\text{Gesamt}}} \quad (30)$$

VWC ... volumetric water content [ $\text{m}^3/\text{m}^3$ ]

$V_{\text{Wasser}}$  ... Volumen des in der Probe enthaltenen Wassers [ $\text{m}^3$ ]

$V_{\text{Gesamt}}$  ... Gesamtvolumen der Bodenprobe [ $\text{m}^3$ ]

w ... Wassergehalt der Bodenprobe [%]

$m_d$  ... Trockenmasse des Bodens [t]

$\rho_w$  ... Dichte des Wassers [ $\text{t}/\text{m}^3$ ]

Die zufolge der Kalibrierung im Labor ermittelte polynomische Ausgleichskurve dritten Grades lautet wie folgt:

$$\text{VWC} = 4 \cdot 10^{-10} \cdot U^3 - 8 \cdot 10^{-7} \cdot U^2 + 1,2 \cdot 10^{-3} \cdot U - 0,5257 \quad (31)$$

VWC ... volumetric water content [ $\text{m}^3/\text{m}^3$ ]

U ... elektrische Spannung [mV]

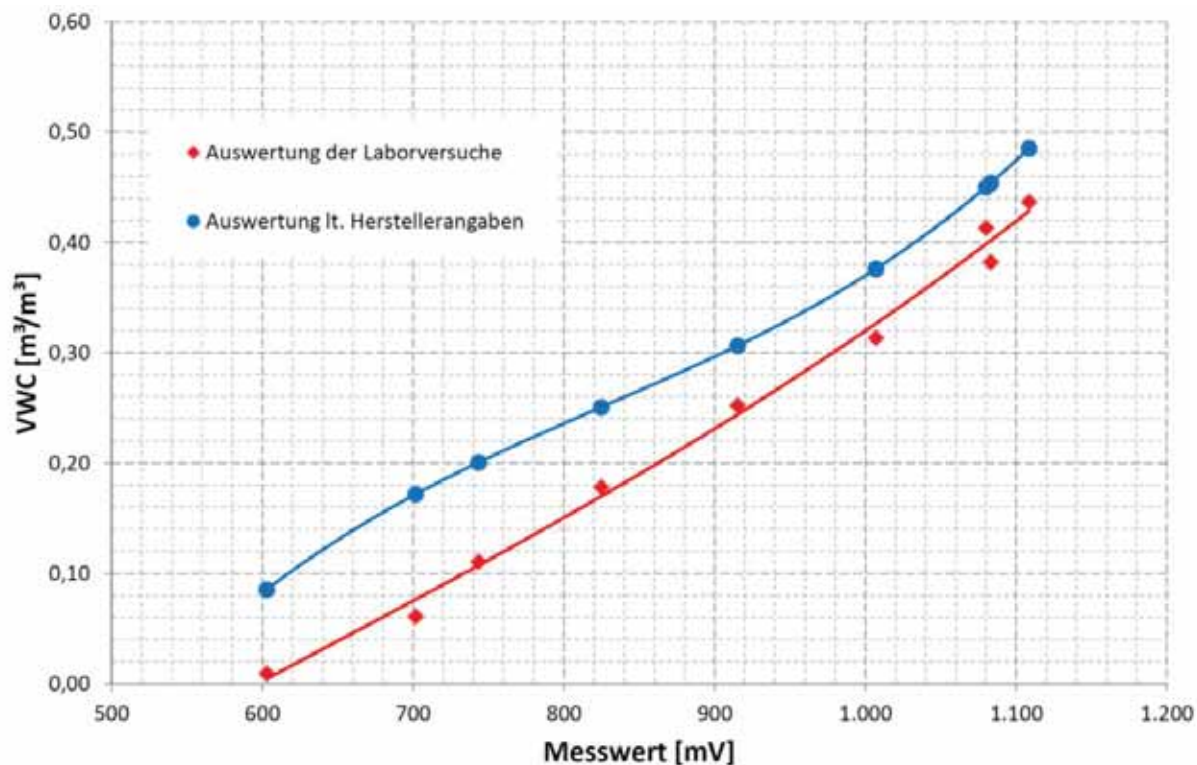


Abb. 3.52: Kalibrierung Feuchtesensor – Auswertung Messwert / VWC

In Abb. 3.53 sind die beiden volumetrischen Wassergehalte (zufolge Herstellerangaben und zufolge Kalibrierung im Labor) dem im Labor ermittelten massebezogenen Wassergehalt gegenübergestellt. Die zu den über die Herstellerangaben ermittelten volumetrischen Wassergehalten zugehörige polynomische Ausgleichsgerade ist wie folgt definiert:

$$\text{VWC} = -4 \cdot 10^{-6} \cdot w^3 + 3 \cdot 10^{-4} \cdot w^2 + 9,9 \cdot 10^{-3} \cdot w + 0,0927 \quad (32)$$

VWC ... volumetric water content [m³/m³]

w ... Wassergehalt des Bodens [%]

Die zu den über die Kalibrierung im Labor ermittelten volumetrischen Wassergehalten gehörige polynomische Ausgleichsgerade ist wie folgt definiert:

$$\text{VWC} = -2 \cdot 10^{-5} \cdot w^3 + 9 \cdot 10^{-4} \cdot w^2 + 3,3 \cdot 10^{-3} \cdot w + 0,0147 \quad (33)$$

VWC ... volumetric water content [m³/m³]

w ... Wassergehalt des Bodens [%]

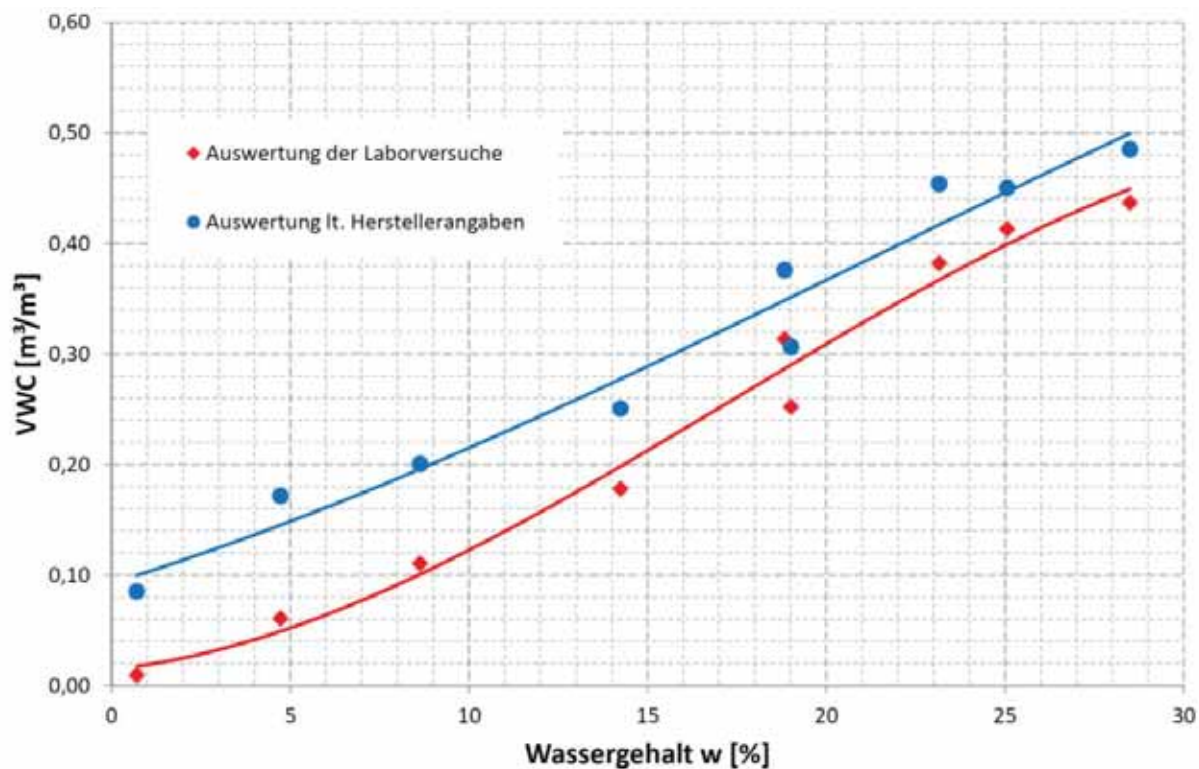


Abb. 3.53: Kalibrierung Feuchtesensor – Auswertung Wassergehalt / VWC

Zusätzlich wurden auch noch die im Labor ermittelten massenbezogenen Wassergehalte den aufgezeichneten Messsignalen gegenüber gestellt (sh. Abb. 3.54):

$$U = -0,0229 \cdot w^3 + 1,0143 \cdot w^2 + 7,5528 \cdot w + 613,72 \quad (34)$$

U ... elektrische Spannung [mV]

w ... Wassergehalt des Bodens [%]

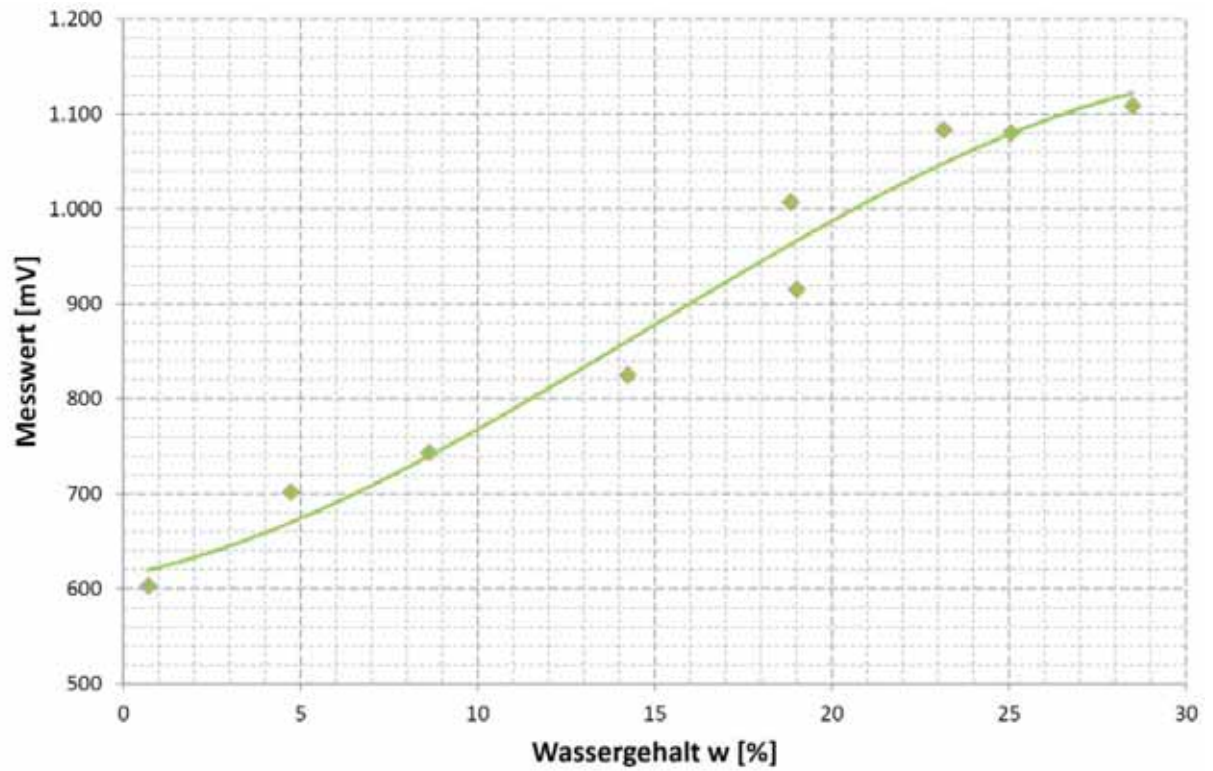


Abb. 3.54: Kalibrierung Feuchtesensor – Auswertung Wassergehalt / Messwert



### 3.7 Untersuchung des Setzungsverhaltens des Versuchsbeckens

Im Vorfeld der Baumaßnahmen für das Versuchsbecken bzw. auch im Laufe dieser wurden umfangreiche erdstatische Vergleichsrechnungen durchgeführt, um die zu erwartenden Reaktionen des Baugrundes auf die Belastung durch das Versuchsbecken und den Modelldamm im Hinblick auf das Setzungsverhalten besser abzuschätzen. Ausgehend von den Berechnungsergebnissen soll eine allfällige Schiefstellung der Konstruktion beurteilt werden. Darüber hinaus bietet eine Feldmessung auch die Möglichkeit einer Anpassung der Berechnungsannahmen an die tatsächlich gemessenen Setzungen, die ebenfalls ein Gegenstand dieser Arbeit waren. Die Untersuchung des Setzungsverhaltens sowohl im Feld, als auch die zugehörigen Vergleichsrechnungen, stehen nicht in direktem Zusammenhang mit der im Rahmen der Untersuchung der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen geplanten Versuchsreihe. Diese Anstrengungen dienen vielmehr dazu, die Möglichkeiten an geotechnischen Untersuchungen und Feldversuchen im Zusammenhang mit einem naturmaßstäblichen Modell auszunützen.

Für die Modellrechnungen wurde das Programm DC-Setzung der Münchner Firma DC-Software Doster & Christmann GmbH verwendet. Die Berechnung erfolgte gemäß Eurocode 7 [16] und dem zugehörigen nationalen Anwendungsdokument [17]. Die Setzungsermittlung mit diesem Programm basiert auf dem Steifemodulverfahren, wobei die Setzung (35) die Summe der Setzungen der einzelnen Teilschichten des Untergrunds darstellt.

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot d_i}{E_{s,i}} \quad (35)$$

- s ... Setzung aus Summe der Setzungen der einzelnen Teilschichten [m]  
 $\sigma_i$  ... mittlere Belastungsspannung einer Teilschicht [kN/m<sup>2</sup>]  
 $d_i$  ... Mächtigkeit einer Teilschicht [m]  
 $E_{s,i}$  ... Steifemodul [kN/m<sup>2</sup>]

Die mittlere Belastungsspannung einer Teilschicht errechnet sich wie folgt:

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{o,i} + \sigma_{u,i}}{2} \quad (36)$$

- $\sigma_i$  ... mittlere Belastungsspannung einer Teilschicht [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma_{o,i}$  ... Belastungsspannung am oberen Rand einer Teilschicht [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma_{u,i}$  ... Belastungsspannung am unteren Rand einer Teilschicht [kN/m<sup>2</sup>]

Die Bestimmung der Belastungsspannung an einer gewissen Stelle in einer gewissen Tiefe erfolgt mit Hilfe des Verfahrens nach Steinbrenner unter Berücksichtigung von Einflusswerten. Die Aufsummierung der Setzungen der einzelnen Schichten wird bis zur sogenannten Grenztiefe durchgeführt. Diese wurde mit jener Tiefe gewählt, bei welcher die Belastungsspannung  $\sigma$  kleiner ist als 20 % der Spannung, die sich aus dem anstehenden Boden ergibt. Die Berechnung wurde unter der Annahme einer schlaffen Fundamentplatte durchgeführt.

### **3.7.1 Berechnungsannahmen und Eingangswerte**

Der Festlegung der Berechnungsparameter dienten zwei Schürfe im Bereich der Bodenplatte des Versuchsbeckens, deren Tiefe jedoch ausführungstechnisch begrenzt ist. Da es sich bei dem Untergrund um eine Bodenaushubdeponie mit Bauresten handelt, war ein homogener Bodenaufbau nicht zu erwarten. Aus diesem Grund musste ein Großteil der relevanten Bodenkennwerte anhand der stichprobenartigen Erkundungsschlitze angenommen werden. Um dennoch plausible Ergebnisse zu erhalten, wurden die Eingangsparameter an den Setzungsmessungen im Feld kalibriert.

#### **3.7.1.1 Modellgeometrie**

Die Geometrie des Versuchsbeckens ist in Kapitel 3.2.1 und jene des Modelldammes in Kapitel 3.3 beschrieben. Diese wurden auch für die Erstellung des Modells im Rahmen der erdstatischen Modellrechnungen herangezogen. Lediglich im Bereich der Dammböschungen wurde eine Vereinfachung durch den Ansatz einer abgestuften mittleren Belastung entlang der Böschung statt einer konstant mit der Böschungsneigung abfallenden Last getroffen. Dies war notwendig, weil im Berechnungsprogramm lediglich konstante Lasten eingegeben werden können.

#### **3.7.1.2 Bodenkennwerte**

Die Bodenkennwerte wurden für die Berechnung anhand der im Zuge der Erkundungsmaßnahmen angetroffenen Böden festgelegt. Der Bodenaufbau der Anschüttung weist zwar einen vorwiegend heterogenen Charakter auf, dennoch wurden die Parameter für den oberen Untergrundbereich im Sinne einer Vereinfachung konstant der Berechnung zugrunde gelegt. Der gewachsene Untergrund unterhalb der Anschüttung wurde erst ab einer Tiefe von rund 11-12 m unter der Geländeoberkante angenommen. Die Lage des Grundwasserspiegels wird in einer Tiefe von 10 m vermutet. Der Untergrund wurde somit in Form von drei Schichten modelliert, wobei die Grenzen der einzelnen Schichten zueinander als ideal parallel angenommen wurden.

GRUNDRISS



SCHNITT 1-1

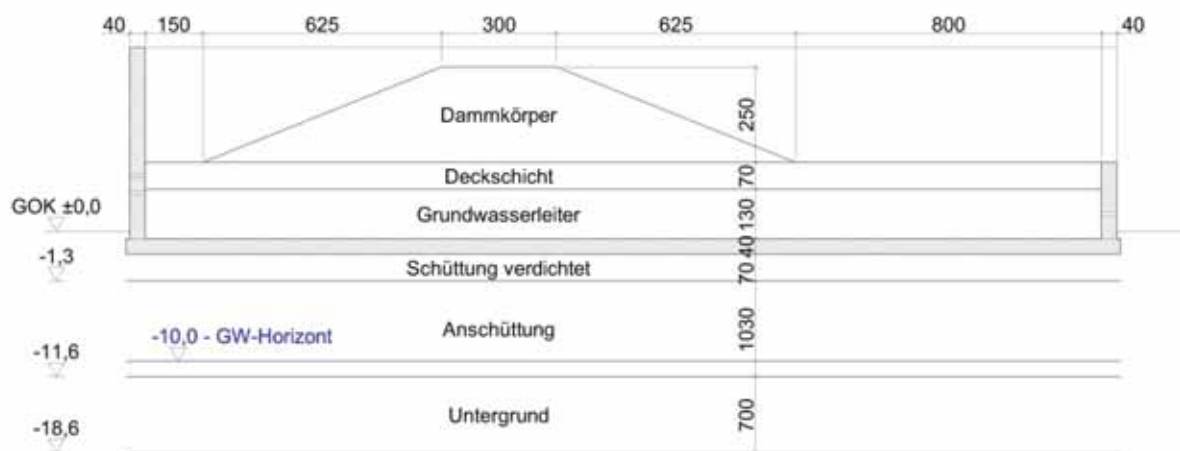


Abb. 3.55: Geometrie für die Setzungsberechnung und Aufbau des Untergrunds

Die Auswahl der Bodenkennwerte bzw. deren Kalibrierung erfolgte an Setzungsmessungen im Feld. Diese Messungen wurden nach Fertigstellung des Versuchsbeckens, am Ende der Dichtigkeitsprüfung und mit eingebautem Grundwasserleiter durchgeführt. Der hierfür herangezogene Setzungspegel entspricht dem Eckpunkt 2 in der Setzungsberechnung. Die in die Berechnung eingegangenen Bodenparameter können aus Tab. 3.9 entnommen werden.

Tab. 3.9: Bodenparameter für die Setzungsberechnung

		Schüttung verdichtet	Anschüttung	Untergrund
Mächtigkeit	$\Delta h$ [m]	0,7	10,3	7,0
Wichte Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	21,0	20,5	21,0
Wichte unter Auftrieb	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	11,5	11,5	12,0
Steifemodul	$E_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20,0	7,0	90,0

### 3.7.1.3 Lastfälle

Die unter diesen Annahmen getätigten Setzungsberechnungen können in folgende Lastfälle (LF) unterteilt werden:

- LF1: Versuchsbecken leer – Konstruktionsgewicht des Beckens (Fundamentplatte und Wände als Flächen- und Linienlasten angesetzt);
- LF2: Versuchsbecken vollständig mit Wasser gefüllt (Dichtigkeitsprüfung) – Konstruktionsgewicht des Beckens und in Becken eingefülltes Wasser;
- LF3: Versuchsbecken mit eingebautem Grundwasserleiter – Konstruktionsgewicht des Beckens und eingebauter Grundwasserleiter, ohne Wasser;
- LF4: Versuchsbecken mit eingebautem Modelldamm – Konstruktionsgewicht des Beckens und sämtliche, im Becken eingebaute Böden, ohne Wasser;
- LF5: Versuchsbecken in Betrieb, Volleinstau – Konstruktionsgewicht des Beckens und sämtliche, im Becken eingebaute Böden mit Wasser.

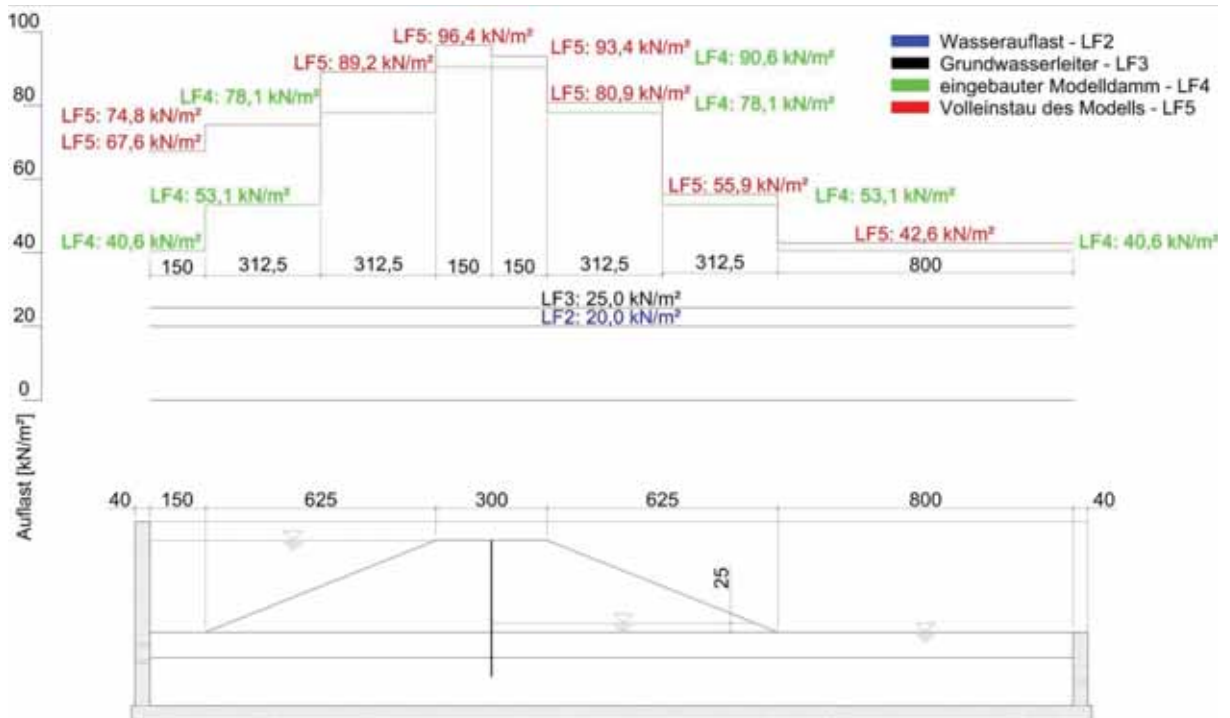


Abb. 3.56: Bei den einzelnen Lastfällen zusätzlich zum Konstruktionsgewicht des Beckens berücksichtigte Lasten

### 3.7.2 Auswertung und Ergebnisse

Durch die zuvor erwähnte Kalibrierung der Untergrundparameter mittels eines Vergleichs der in der Natur tatsächlich auftretenden Setzungen wurde eine Abschätzung der zu erwartenden Setzungen möglich. In Abb. 3.57 sind die Setzungskurven der Eckpunkte des Versuchsbeckens dargestellt. Die Eckpunkte 1 und 4 sind jene Ecken des Versuchsbeckens, welche sich im Bereich der landseitigen Dammböschung befinden (abgesenkte Beckenwand). Die Eckpunkte 2 und 3 sind jene Ecken des Versuchsbeckens, welche sich im Bereich der wasserseitigen Dammböschung befinden. Im Diagramm ist weiters noch die im Feld tatsächlich am Eckpunkt 2 beobachtete Setzungskurve dargestellt.

Die mit der exakten Setzung beschrifteten Punkte der beiden Kurven entsprechen jener Setzung, welche zufolge der zuvor aufgelisteten Lastfälle zu erwarten ist. Die Reihenfolge der Lastfälle entspricht der Aufzählung. Es ist eindeutig zu erkennen, dass sich die Setzungen bei den ersten drei Lastfällen, d.h. Lastfall „Versuchsbecken leer“, „Dichtigkeitsprüfung“ und „eingebauter Grundwasserleiter“ parallel zueinander verhalten. Bei der Dichtigkeitsprüfung und beim Einbau des Grundwasserleiters sind die zusätzlich zum Eigengewicht des Beckens wirkenden Lasten konstant über die Grundfläche verteilt. Dies führt zu der beschriebenen Parallelität. Erst beim Einbau der restlichen Böden bis zur Fertigstellung des Dammes sind Unterschiede zwischen den beiden Setzungsverläufen zu erkennen. Beim Volleinstau des Beckens sind schließlich leichte Hebungen im Bereich der

Eckpunkte 1 und 4 zu erwarten. Dies resultiert daraus, dass sich sowohl der Dammkörper, als auch das Einstauwasser im Bereich der Eckpunkte 2 und 3 befinden. Diese hohen Lasten können am anderen Ende des Beckens zum Effekt einer Hebung führen (sh. Abb. 3.58).

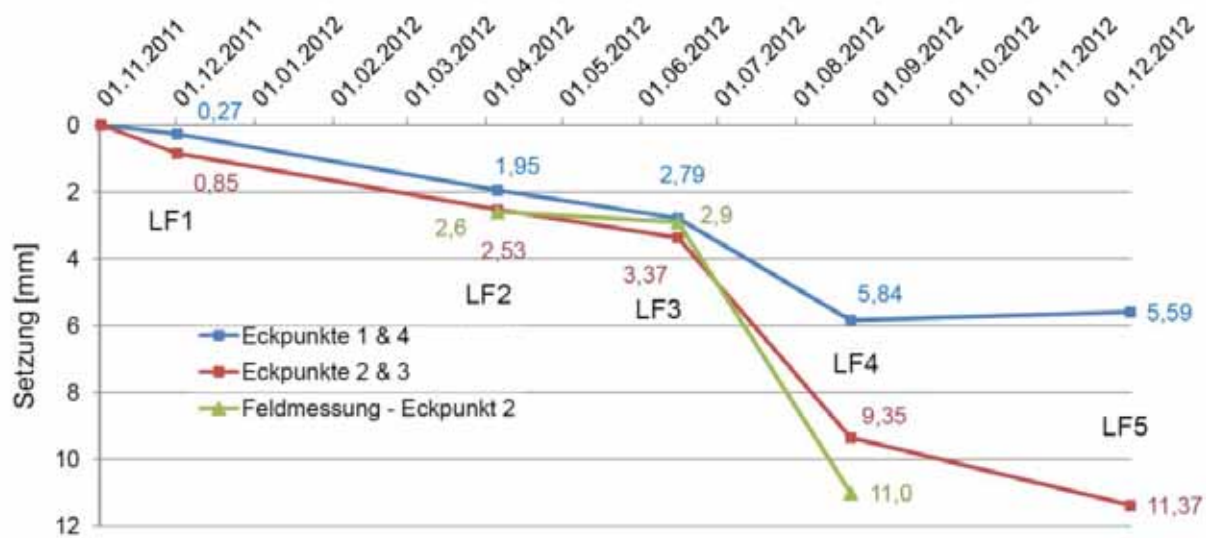


Abb. 3.57: Setzungsverhalten des Versuchsbeckens nach Laststufen

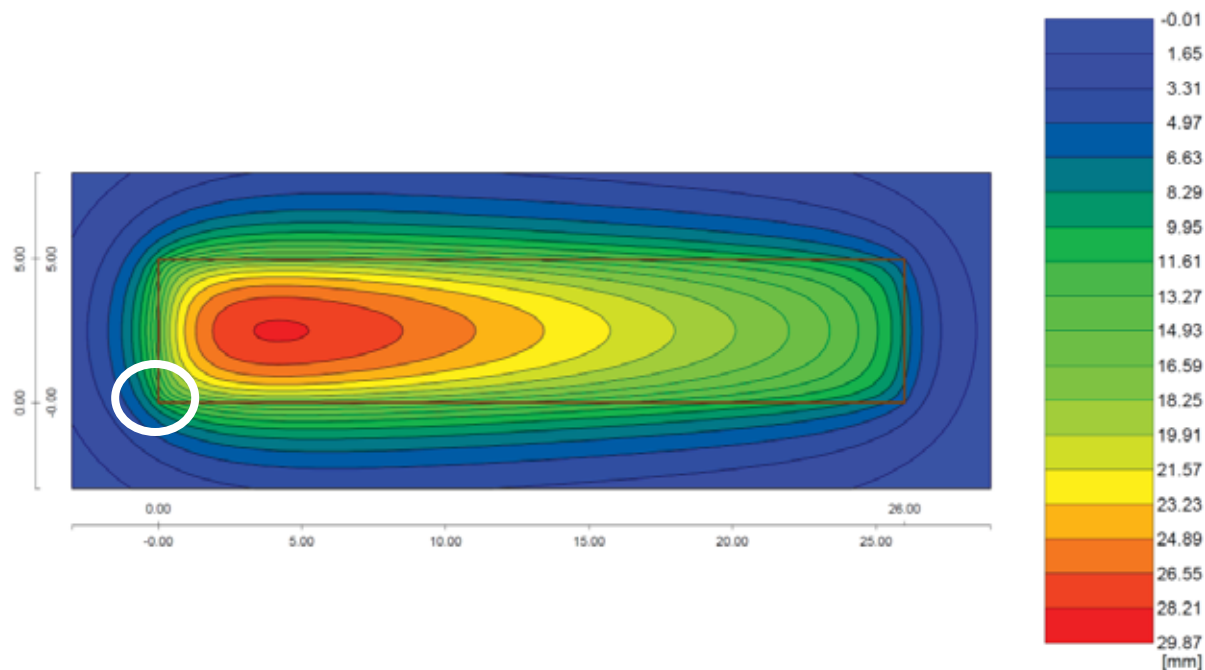


Abb. 3.58: Setzungsmulde unter Versuchsbecken mit eindeutigem Extremum im Bereich der wasserseitigen Dammböschung (LF5) – Eckpunkt 2 (Feldmessung) eingekreist

### 3.8 Standsicherheitsberechnung des Modelldammes

Die zuvor erwähnten erdstatischen Vergleichsrechnungen hatten nicht nur zum Ziel, das Setzungsverhalten abzuschätzen, sondern ein zweiter Schwerpunkt wurde auf die Standsicherheit des Modelldammes gelegt. Die einzelnen Lastfälle, die im Rahmen der Versuchsdurchführung zu erwarten sind, wurden simuliert und die jeweilige Sicherheit definiert.

Für die Ermittlung der Standsicherheit des Modelldammes wurde, wie bereits bei der Setzungsberechnung beschrieben, das Programm der Firma DC-Software verwendet. Konkret fand hier das Programm DC-Böschung Anwendung, welches die minimale Sicherheit mittels des Verfahrens nach Krey-Bishop ermittelt. Die Berechnung erfolgte gemäß Eurocode 7 [16] und dem zugehörigen nationalen Anwendungsdokument [17]. Das Verfahren nach Krey-Bishop stellt eine Möglichkeit zur Ermittlung der Sicherheit von Böschungen dar, welche relativ rasch Ergebnisse mit hinreichender Genauigkeit liefert. Aus diesem Grund ist es auch ein Verfahren, welches international häufig angewendet wird.

Für den Nachweis wurde eine kreisförmige Gleitfläche angenommen. Dabei wird der von dieser Gleitfläche begrenzte Gleitkörper in einzelne Lamellen unterteilt, wobei die Genauigkeit des Nachweises mit der Anzahl der Lamellen steigt. Der Sicherheitsfaktor  $\eta$  errechnet sich aus dem Verhältnis der rückhaltenden Kräfte zu den treibenden Kräften. Hierbei werden die Momente um den Mittelpunkt der kreisförmigen Gleitfläche gebildet:

$$\eta = \frac{\sum M_{\text{rückhaltend}}}{\sum M_{\text{treibend}}} \quad (37)$$

$\eta$	... Sicherheitsfaktor [-]
$M_{\text{rückhaltend}}$	... Momente mit rückhaltender Wirkung [kNm]
$M_{\text{rückhaltend}}$	... Momente mit treibender Wirkung) [kNm]

Die in (37) aufsummierten Momente berücksichtigen grundsätzlich folgende Kräfte:

- die in der Gleitfläche wirkenden, rückhaltenden Scherkräfte,
- rückhaltende Kräfte zufolge passiven Erddrucks,
- treibende Kräfte zufolge Eigengewicht, Auflast und Wasserdruck.

Beim Verfahren nach Krey-Bishop werden die Scherkräfte, welche an den Innenseiten der einzelnen Lamellen wirken, vernachlässigt und gehen somit nicht in die Berechnung ein.

Im Programm wurde ein Raster für die Ermittlung des Mittelpunkts des Gleitkreises vorgegeben. Dieses wurde entsprechend groß angenommen, um die tatsächlich

ungünstigste Lage des Gleitkreises zu finden. Deshalb wurde auch die Bandbreite des möglichen Radius des Kreises von 0,5 m bis zu 30 m festgelegt. Diese Kombination aus großem Raster und großem Radiusbereich hat zwar einen umso längeren Rechenprozess zur Folge, liefert jedoch die minimale Sicherheit der Böschung.

### **3.8.1 Berechnungsannahmen und Eingangswerte**

Die bei der Untersuchung des Setzungsverhaltens vorhandenen Schwierigkeiten bezüglich der Auswahl der Bodenkennwerte des Untergrundes waren bei der Untersuchung der Standsicherheit des Modelldammes nicht gegeben. Hier wurde nicht der Untergrund, sondern nur der Modelldamm selbst betrachtet. Die Geometrie des Modelldammes wurde bereits zu Beginn des Projekts festgelegt. Die zu den verwendeten Modellböden gehörigen Bodenkennwerte wurden angenommen.

#### **3.8.1.1 Modellgeometrie**

Die Geometrie des Modelldammes ist in Kapitel 3.2.1 detailliert beschrieben. Die Angaben zu Längen, Breiten und Höhen wurden für das Berechnungsmodell übernommen.

Im Gegensatz zur tatsächlichen Ausführung des Dammkörpers wurde im Modell eine 20 cm starke Humusschicht an der Oberfläche der Böschungen modelliert. Dies war notwendig, damit die Unstetigkeiten hinsichtlich der oberflächennahen Böschungsbrüche vermieden werden. Demnach wurde dieser Schicht eine geringe Kohäsion mit  $c = 2,0 \text{ kN/m}^2$  zugewiesen, damit der kritische Gleitkreis nicht auf der Oberfläche verläuft und die Ergebnisse verfälscht. Es ist anzumerken, dass diese Schicht keine Auswirkung auf die Stabilität der Dammböschung hat.

#### **3.8.1.2 Bodenkennwerte**

Als Berechnungsparameter wurden jene Bodenkennwerte in die Berechnung übernommen, welche im Rahmen der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen an den Modellböden ermittelt wurden. Da die Untersuchungen der Standsicherheit des Modelldammes bereits in einem frühen Stadium des Projekts durchgeführt wurden, stellen die in die Berechnung eingeflossenen Parameter die ungünstigsten Kennwerte dar.

Die in Tab. 3.10 aufgelisteten Bodenkennwerte decken sich jedoch hinreichend genau mit den Werten der Modellböden, um eine ausreichend genaue Aussage über die Standsicherheit treffen zu können. Die Geometrie des erdstatischen Modells, der Schichtaufbau sowie die den einzelnen Schichten zugewiesenen bodenphysikalischen Parameter können Abb. 3.59 entnommen werden.



Tab. 3.10: Bodenparameter für die Standsicherheitsberechnung

	Humus	Dammschüttmaterial	Deckschicht	Grundwasserleiter
$\varphi$ [°]	27,5	27,5	22,0	30,0
$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2,0	0,0	0,0	0,0
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	11,0	20,0	19,0	21,0

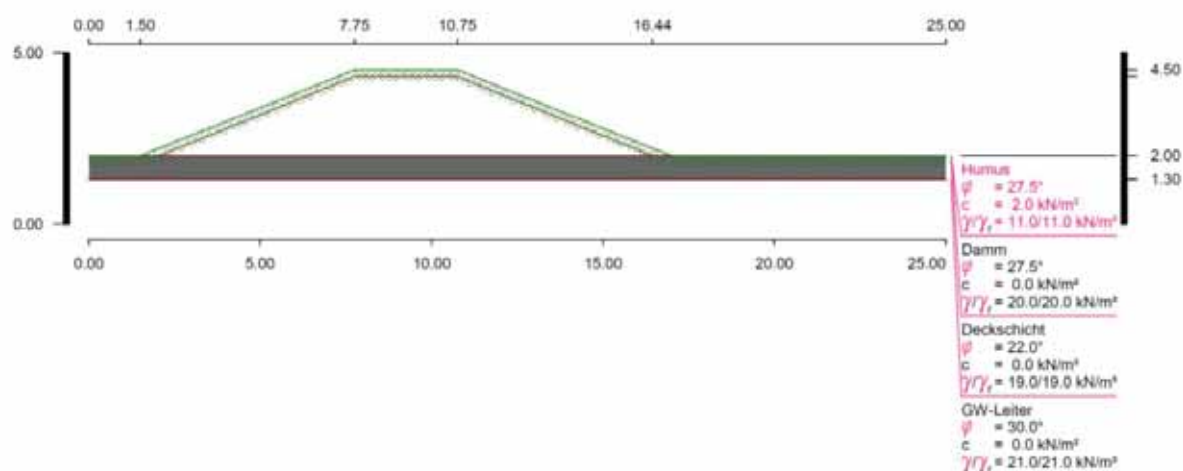


Abb. 3.59: Modell zur Berechnung der Standsicherheit des Modelldamms (das Modell ist nach unten mit der Fundamentplatte des Versuchsbeckens begrenzt)

### 3.8.1.3 Lastfälle

Bei der Ermittlung der Standsicherheit des Modelldamms wurden folgende Lastfälle untersucht:

- *Lastfall 1:* Damm ohne Wasser, Dammkörper ohne Wirkung von Wasser.
- *Lastfall 2:* Volleinstau des Damms, die Sickerlinie wird im Dammschnitt bis zum Böschungsfuß als Kurve interpoliert, der Wasserspiegel wird vom Böschungsfuß aus horizontal entlang der Geländeoberfläche geführt.
- *Lastfall 3:* Volleinstau des Damms und Sickerlinie im Dammschnitt wie bei Lastfall 2, zusätzliche Simulation der Kommunikation des Flusswasserstandes mit dem Grundwasser durch die Aufbringung eines artesischen Wasserdrucks auf die Unterseite der Deckschicht – tritt so bei der Versuchsdurchführung nicht auf.
- *Lastfall 4:* Volleinstau des Damms und Simulation einer Dichtung im Bereich der Dammkrone durch ein hydraulisches Gefälle ( $i = 1,0$ )

- *Lastfall 5:* Volleinstau des Dammes und Simulierung der Dichtung analog zu Lastfall 4, Simulierung der Kommunikation der Wasserstände durch Aufbringung eines artesischen Wasserdrucks analog zu Lastfall 3 – tritt so bei der Versuchsdurchführung nicht auf.
- *Lastfall 6:* Belastung analog zu Lastfall 3, Entspannungsmaßnahme durch Kiessäule ( $d = 0,5 \text{ m}$ ) und Absenkung des artesischen Wasserdrucks (Einflussbereich der Absenkung bis unter die Mitte der Dammkrone).
- *Lastfall 7:* Belastung analog zu Lastfall 5, Entspannungsmaßnahme durch Kiessäule analog zu Lastfall 6.
- *Lastfall 8:* rascher Abfall des Wasserstandes auf ein Einstauniveau von nur mehr  $0,5 \text{ m}$ , langsame Absenkung der Sickerlinie im Dammquerschnitt und dadurch erzwungene Belastung der wasserseitigen Dammböschung.

### 3.8.2 Auswertung und Ergebnisse

Bei der Standsicherheitsberechnung wurden die zuvor aufgelisteten Lastfälle berücksichtigt. Der Ausnutzungsgrad ist wie folgt definiert:

$$\eta_A = \frac{E_d}{R_d} \quad (38)$$

$\eta_A$  ... Ausnutzungsgrad [-]

$E_d$  ... einwirkende Kräfte unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten [-]

$R_d$  ... rückhaltende Kräfte unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten [-]

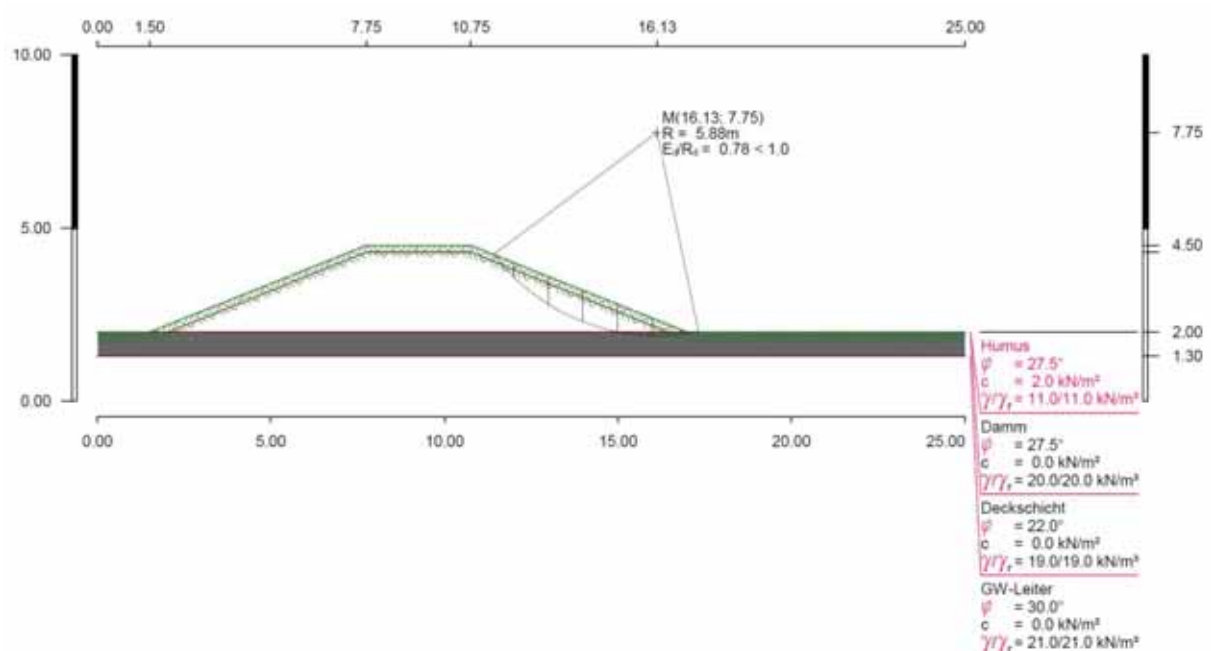
Für die Standsicherheitsberechnungen wurden die Teilsicherheitsbeiwerte gleich 1 gesetzt. Dadurch ergibt sich eine Vergleichbarkeit mit dem Sicherheitsfaktor (Reziprokwert). Der jeweils errechnete Ausnutzungsgrad der Böschung ist in Tab. 3.11 aufgelistet. Die zugehörigen Skizzen der Lastfälle mit den eingetragenen Gleitkreisen, der Lage des Gleitkreis-Mittelpunkts, dem zugehörigen Radius sowie mit der sich daraus ergebenden Ausnutzung sind nachfolgend angeführt.

Tab. 3.11: Standsicherheit des Modelldammes, gegliedert nach Lastfällen

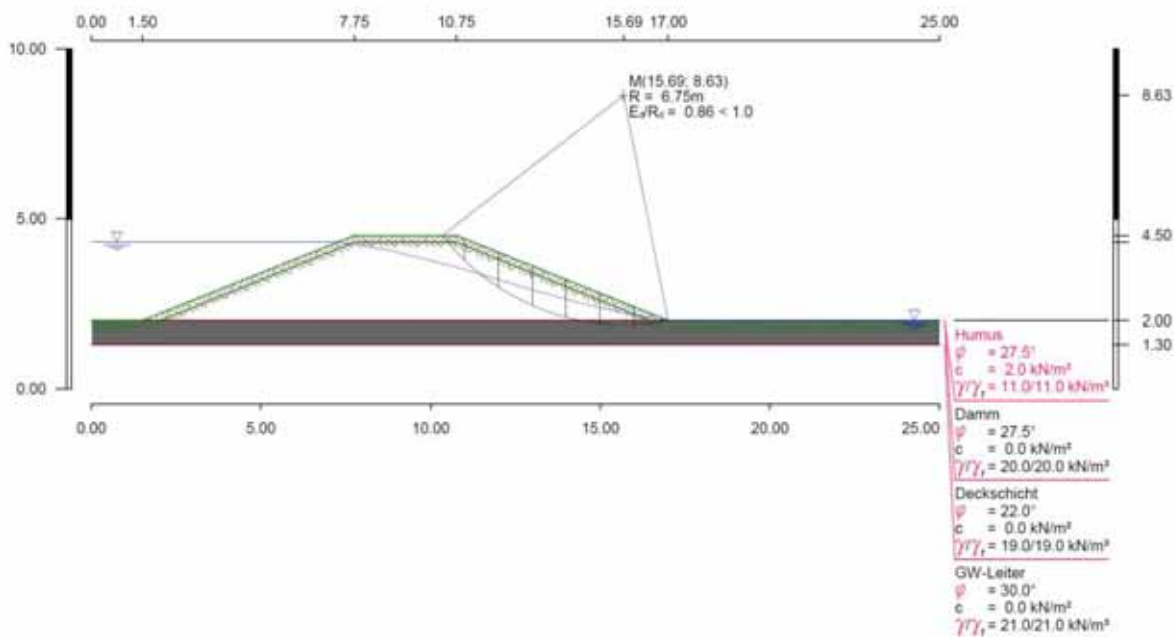
Lastfall	1	2	3	4	5	6	7	8
err. Ausnutzung [%]	78	86	369	78	$\infty$	86	78	102

Die untersuchten Lastfälle zeigen, dass der Damm einem Volleinstau und einer entsprechenden Sickerlinie im Dammquerschnitt mit ausreichender Sicherheit standhält. Sobald jedoch eine Grundwasserkommunikation zwischen Land- und Wasserseite zufolge Unterströmung des Dammes stattfindet, baut sich an der Unterseite der Deckschicht ein Wasserdruck auf, der die Standsicherheit der luftseitigen Dammböschung  $\eta_s < 1,0$  herabsetzt, wodurch es zum Versagen des Dammes kommen könnte. Die Simulation einer Dichtung führt zwar in der Regel zu einer geringeren Ausnutzung, verschafft im Fall eines artesischen Wasserdrucks bei Volleinstau jedoch auch keine Abhilfe. Erst die Entspannungsmaßnahme in Form einer Kiessäule mindert den artesischen Wasserdruck im Bereich der landseitigen Böschung so weit ab, dass es zu keinem Versagen mehr kommen kann. Die beiden Lastfälle 3 und 5, welche zu einem Versagen führen würden, haben für den die Versuchsdurchführung keine Relevanz, da diese aufgrund der vorhandenen Druckentlastung so nicht auftreten können.

Die in Lastfall 8 simulierte rasche Absenkung des Flusswasserspiegels bringt die wasserseitige Böschung in den Bereich des Grenzgleichgewichts. Dies zeigt, dass dieser Lastfall keinesfalls zu unterschätzen ist.



Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 1



Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 2

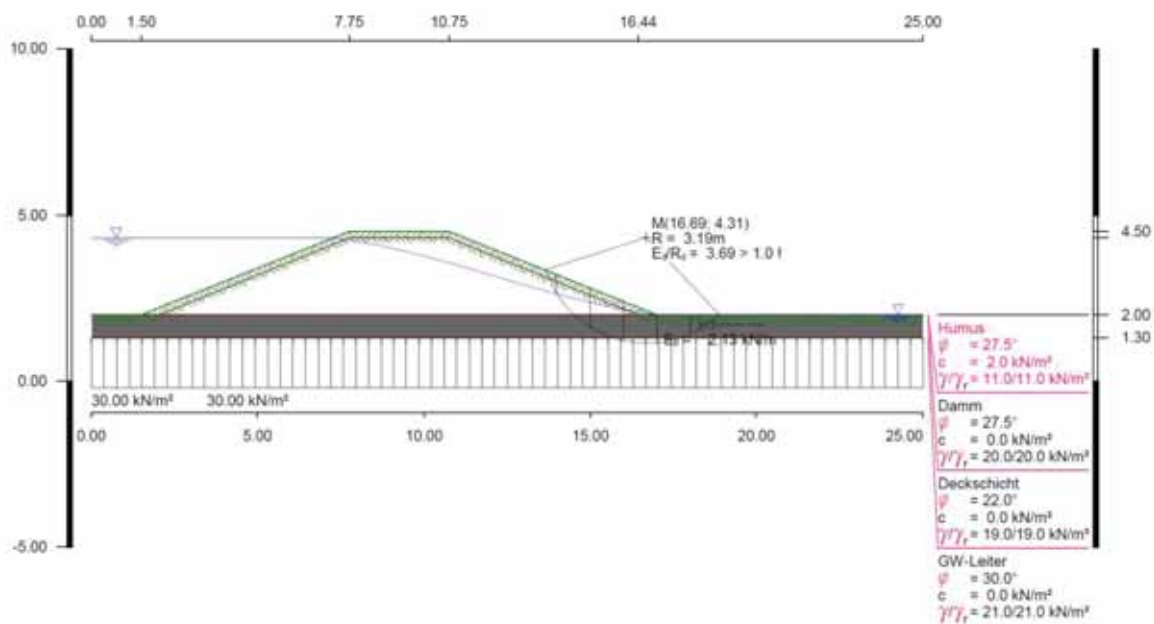
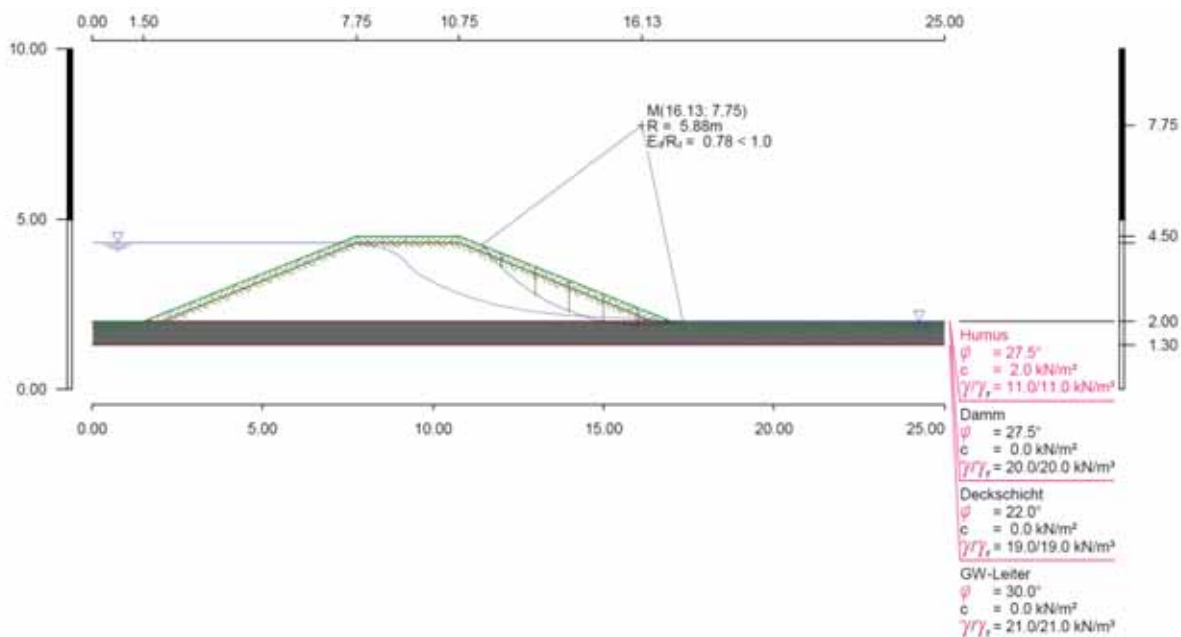


Abb. 3.60: Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 3



Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 4

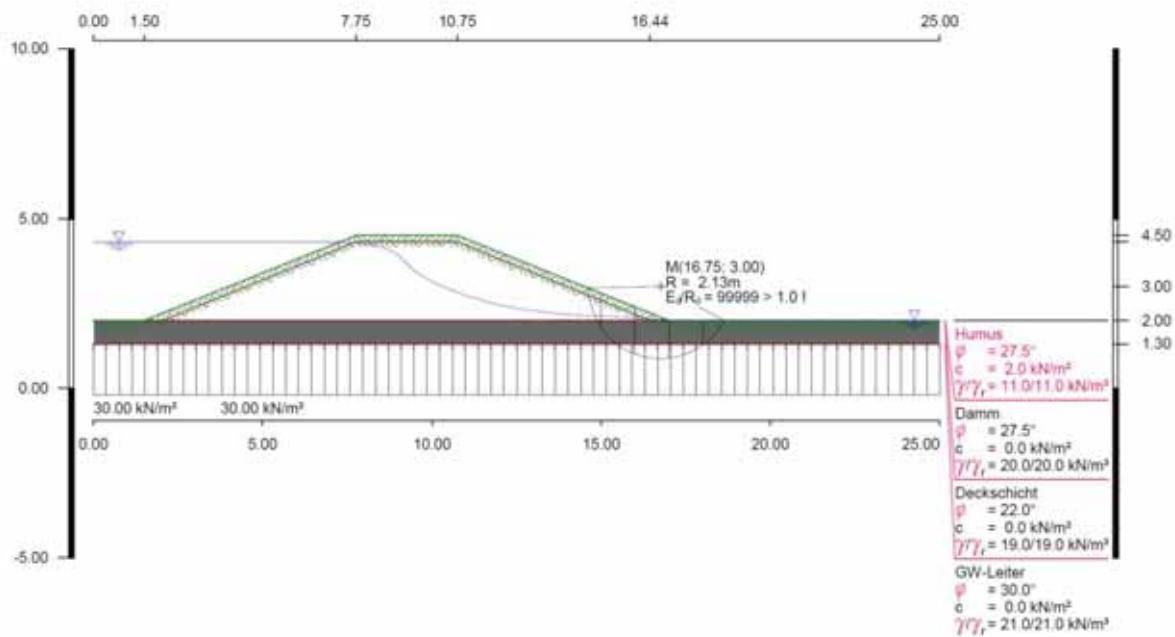
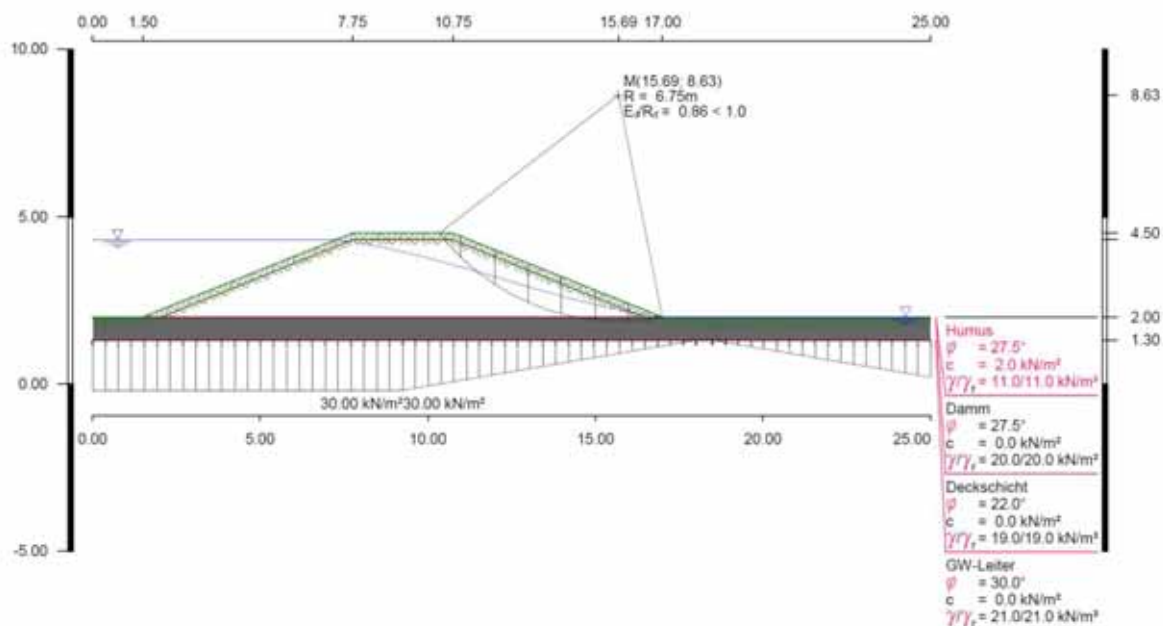
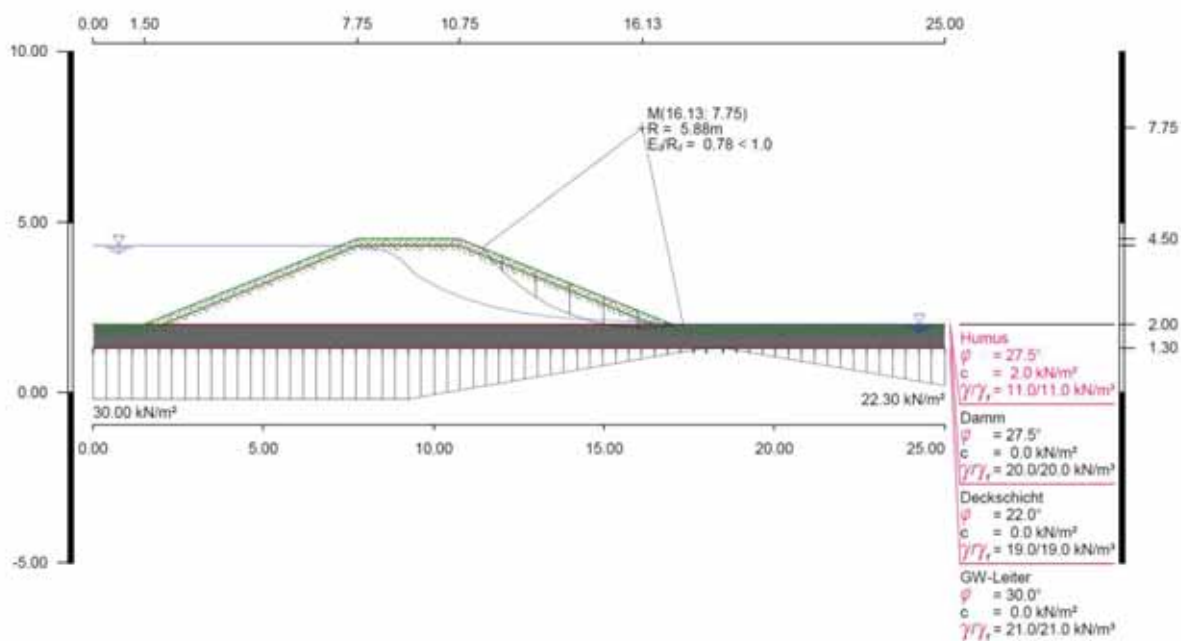


Abb. 3.61: Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 5



Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 6



Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 7

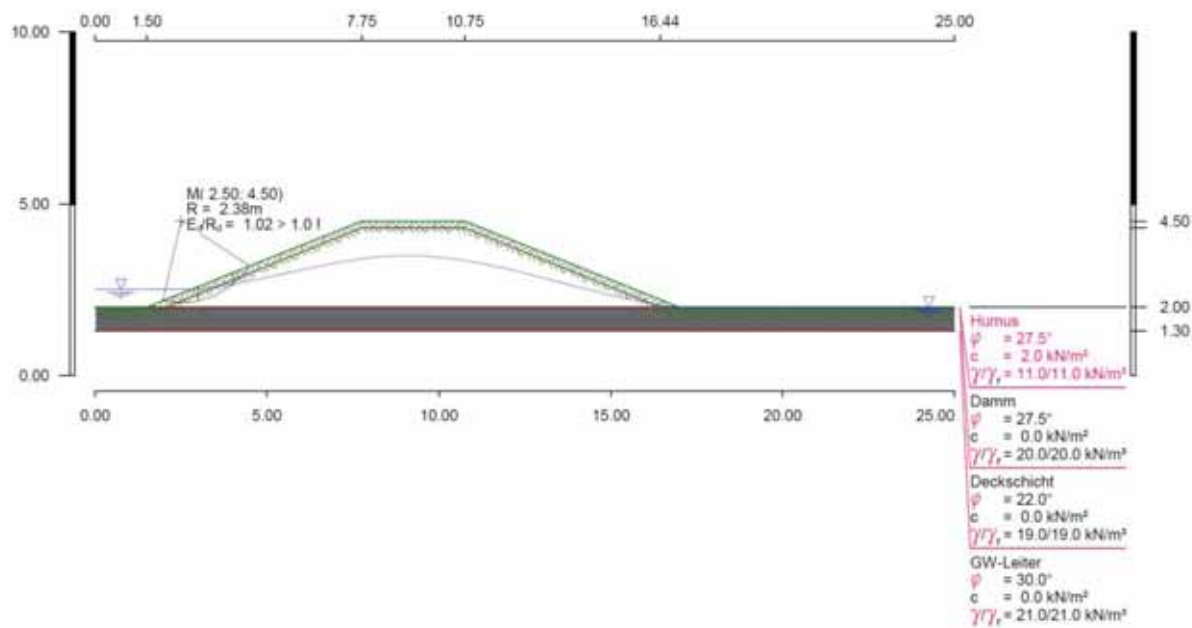


Abb. 3.62: Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 8

## 3.9 Vorversuch

### 3.9.1 Allgemeines

Der Vorversuch stellt einen simulierten Versuchsablauf zur Untersuchung der Sensibilität aller Sensoren sowie zur Beobachtung der Vorgänge im Damm-Modell unter hydrostatischer bzw. hydrodynamischer Belastung dar. Darüber hinaus sollen erste Erkenntnisse und Erfahrungen für die Optimierung weiterer Versuchsreihen gewonnen werden. Demnach bedeutet dieser Versuch einen Testlauf für alle Komponenten.

Im Hinblick auf die messtechnischen Systeme erfolgte zwar bereits im Rahmen der Kalibrierungsmaßnahmen die grundsätzliche Überprüfung unter Laborbedingungen, deren Zusammenwirken in eingebautem Zustand im Feld ist jedoch nicht bekannt.

Durch diesen Vorversuch soll somit die Versuchsanordnung in ihrer Gesamtheit überprüft werden. Dieser Testlauf bietet zugleich die Möglichkeit, versteckte oder erst durch die hydraulische und hydrodynamische Belastung auftretende Mängel zu erkennen und zu beheben. Zusätzlich können einzelne Bestandteile und Abläufe, welche einer weiteren Optimierung bedürfen, noch vor dem Start des eigentlichen Versuchsprogramms optimiert werden.

Beim Vorversuch erfolgte die Druckentlastung mittels einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 20 cm. Diese wurde in der Längsachse des Messprofils unmittelbar am landseitigen Böschungsfuß angeordnet. Zur Quantifizierung der austretenden Sickerwässer während des simulierten Hochwassers wurde ein Messwehr herangezogen, das vorab im Wasserbaulabor der TU Wien kalibriert wurde. Auf diese Weise konnte die Messgenauigkeit ohne zusätzliche Messgeräte verbessert werden. Die restlichen Messeinrichtungen, welche im Modell eingesetzt wurden, sind in Kapitel 3.6 beschrieben.

### 3.9.2 Hochwasserszenario

Das für den Vorversuch herangezogene Hochwasserszenario stellt eine sogenannte kurze Hochwasserwelle mit möglichst stufenförmigem Verlauf dar. Bei diesem Szenario wurde der Wasserstand gezielt auf dem Niveau der charakteristischen Wasserstände konstant gehalten und jeweils ein stationärer Strömungszustand an der Kiessäule abgewartet.

Als charakteristische Wasserstände gelten Höhenniveaus im Bereich der Schichtgrenze zwischen dem Grundwasserleiter und der Deckschicht, im Bereich der Geländeoberkante (Oberkante der Deckschicht) und der Zustand des benetzten Dammfußes. Nach Erreichen des festgelegten höchsten Stauzieles bzw. des simulierten Hochwasserwellenscheitels wurde der Wasserstand kontinuierlich abgesenkt.



Aufgrund der erwarteten kurzen Einstauzeiten und geringen Stauhöhen wurde nicht von einer vollständigen Sättigung des Dammkörpers ausgegangen. Die Einstaudauer war so festgelegt worden, dass sich lediglich im Untergrund bzw. Grundwasserleiter ein stationärer Zustand ausbilden konnte. Da die Ausbreitung der Drücke in durchlässigen Böden rasch erfolgt, war eine derartige Vorgehensweise zur Überprüfung des Modells ausreichend.

### 3.9.3 Auswertung

Bei der Durchführung des Vorversuchs konnte Folgendes beobachtet werden:

Entlang des gesamten Messprofils konnte ein Druckanstieg verzeichnet werden. Dies bestätigt die ausreichende Durchlässigkeit des Grundwasserleiters. Aufgrund der Beobachtungen kann davon ausgegangen werden, dass das Material des Grundwasserleiters an keiner Stelle zu stark verdichtet wurde, was zu einer Verzögerung des Druckanstiegs führen könnte.

Auf der landseitigen Modellhälfte war eine rasche Reaktion der Porenwasserdruckgeber zu erkennen. Das Wasser hatte zu diesem Zeitpunkt jedoch das Niveau der Sensoren noch nicht erreicht. Mögliche Ursache für den vorzeitigen Druckanstieg auf der Unterseite der Deckschicht ist die aus den Poren vor dem steigenden Wasser entweichende Luft. Aufgrund der erheblich geringeren Durchlässigkeit der Deckschicht kann hier ein Staudruck auftreten.

Nach der Unterbrechung der Wasserzufuhr in das Versuchsbecken war entlang des Messprofils ein stetiger Abfall des Druckes bis zum Erreichen eines Beharrungszustandes im Grundwasserleiter zu erkennen. Dabei hat sich das in die Kiessäule eingesickerte Wasser in diesem Zeitraum entspannt. Es ist somit anzunehmen, dass es im Bereich der Pegelrohre zu einem rascheren Anstieg des Wasserspiegels als im restlichen Grundwasserleiter kommt. Das Abwarten eines Beharrungszustandes bzw. eines stationären Strömungszustandes ist für die Auswertung bei den weiteren Versuchen unumgänglich.

Die Auslasskonstruktion auf Basis eines kommunizierenden Gefäßes über einen am Becken angeschlossenen Schlauch bedarf noch weiterer Optimierung. Um eine genauere Steuerung des Wasserstandes im Versuchsbecken erwirken zu können, müssen Zu- und Abfluss in bzw. aus dem Becken noch genauer gesteuert werden.

Die über die Bodenschichten hinausragenden Pegelrohre erfahren unter Windeinwirkung Bewegungen, welche über die Kabel der Pegelsonden auf diese übertragen werden. Um eine mögliche Beeinflussung der Messergebnisse zu verhindern, müssen durch entsprechende Maßnahmen die Pegelrohre besser fixiert und stabilisiert werden.

Auf Grundlage der Beobachtungen aus dem Vorversuch kann trotz noch erforderlicher Optimierungen von einem funktionstüchtigen Modell gesprochen werden.

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der Durchführung des Vorversuchs konnten sämtliche Komponenten des Modelldammes und der gesamten Versuchsanlage auf ihre Funktionstüchtigkeit sowie ihr Zusammenwirken überprüft werden. Hinsichtlich der eigentlichen Versuchsreihe zur Untersuchung der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen steht somit ein voll funktionsfähiger, naturmaßstäblicher Modelldamm zur Verfügung. Die weitere Forschungstätigkeit unterteilt sich grob in:

- Physikalische Modellversuche,
- Numerische Modellrechnungen.

Die **physikalischen Modellversuche** umfassen Versuchsreihen zur Beobachtung der Druckverläufe auf die bindige Deckschicht und die daraus resultierende Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs zufolge Unterströmung eines Dammes. In diesem Zusammenhang wird die zeitliche und räumliche Wirkungsweise von Drainageelementen zur Druckentlastung, vor allem von Kiessäulen, untersucht. Hierbei wird das Hauptaugenmerk auf die Quantifizierung der austretenden Sickerwässer gelegt. Die Messungen der Sickerwasseraustritte werden mit Hilfe von Messwehren mit einem Durchmesser von 20, 40 und 60 cm erfolgen.

Während der einzelnen Versuche werden kurze sowie lange Hochwasserwellen simuliert, wobei der genaue Ablauf der einzelnen Hochwässer aufgrund der Erkenntnisse aus dem Vorversuch festgelegt wird. Die Hochwasserganglinien werden so gewählt, dass sich stationäre und instationäre Zustände einstellen und diese beobachtet werden können. Um Rückschlüsse auf die größtmögliche Sickerwasseraustrittsmenge zu bekommen, wird der stationäre Zustand beim Wasseraustritt aus der Säule abgewartet. Dies wird bei unterschiedlichen Wasserständen auf Grundlage einer stufenförmigen Ganglinie erfolgen.

Aufbauend auf den Ergebnissen aus den physikalischen Modellversuchen sollen im Rahmen der wissenschaftlichen Studie umfangreiche **numerische Modellrechnungen** durchgeführt werden. Ziel ist es, das numerische Modell am physikalischen Modell, also dem naturmaßstäblichen Modelldamm, zu kalibrieren. Eine Studie zur Untersuchung einzelner Parameter, beispielsweise wie Durchlässigkeitsbeiwert, Mächtigkeit der einzelnen Schichten etc., soll im Zuge der weiterführenden Arbeiten, die jedoch nicht Gegenstand dieser Diplomarbeit sind, zum besseren Verständnis über den Einfluss dieser Kennwerte dienen.

## 5 Literaturverzeichnis

- [1] ADAM, Dietmar: Grundbau und Bodenmechanik, Studienunterlagen zur Vorlesung, Institut für Geotechnik, Fachbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik an der Technischen Universität Wien, 2010
- [2] BIEBERSTEIN, Andreas et al.: Merkblatt DWA-M 507 Deiche an Fließgewässern, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Hennef, 2007
- [3] BRANDL, Heinz: Empfehlungen zur Sicherung von Dämmen und Hängen bei Starkregen oder Hochwasser, 2002
- [4] BRAUNS, Josef; BIEBERSTEIN, Alexander: Das Damm-Modell in der BAW – Untersuchungen zu sicherhydraulischen Problemen, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Abteilung Erddammbau und Deponiebau an der Universität Karlsruhe
- [5] DIN 18126: 1996.11.01.: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung
- [6] DUDEN, Standardnachschlagwerk zur deutschen Sprache
- [7] HASELSTEINER, Ronald: Forschungs- und Entwicklungsvorhaben Deichsanierung - Endbericht, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft an der Technischen Universität München, 2003
- [8] ÖNORM B4400-1: 2010.03.15.: Geotechnik – Teil 1: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden – Regeln zur Umsetzung der ÖNORMEN EN ISO 14688-1 und -2 sowie grundlegende Symbole und Einheiten
- [9] ÖNORM B4410: 2009.09.01.: Geotechnik; Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung unter Einbeziehung der VORNORM ÖNORM CEN ISO/TS 17892-1
- [10] ÖNORM B4411: 2009.07.01.: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung von Fließ-, Plastizitäts- und Schrumpfgrenze unter Einbeziehung der VORNORM ÖNORM CEN ISO/TS 17892-12
- [11] ÖNORM B4412: 1974.07.01.: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben – Korngrößenverteilung
- [12] ÖNORM B4413: 1975.07.01.: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte mit dem Kapillarpknometer
- [13] ÖNORM B4416: 1978.06.01.: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben –

Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Scherversuchen

- [14] ÖNORM B4418: 2007.01.01.: Geotechnik – Durchführung von Proctorversuchen im Erdbau
- [15] ÖNORM B4422-1: 1992.07.01.: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit - Laborprüfungen
- [16] ÖNORM EN 1997-1: 2009.05.15.: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln
- [17] ÖNORM B 1997-1-1: 2007.11.01.: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln; Nationale Festlegungen und Ergänzungen
- [18] PERZLMAIER, Sebastian; HASELSTEINER, Ronald: Der Systemansatz zur Beurteilung der Gefahr der Hydrodynamischen Bodendeformation, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft an der Technischen Universität München
- [19] STEUERNAGEL, Jesper: Möglichkeiten zur Optimierung von Sanierungsmaßnahmen an Flußdeichen, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Darmstadt, 2007
- [20] TSCHERNUTTER, Peter: Studienblätter Konstruktiver Wasserbau und Landschaftswasserbau, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Abteilung Wasserbau an der Technischen Universität Wien, 2008
- [21] VAN, M. A. et al.: Evaluation of full scale levee stability tests at Booneschans. In: Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, HAMZA, M. et al., 2009, Seiten 2048 - 2051
- [22] ZIEMS, Jürgen: Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe, Fakultät für Bau-, Wasser- und Forstwesen an der Technischen Universität Dresden, 1969

## 6 Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1: Begriffsbestimmung eines Hochwasserschutzdammes an Fließgewässern (DWA-M 507 [2]).....	4
Abb. 2.2: Schematischer Querschnitt eines homogenen Dammes: Stützkörper (St), Dammverteidigungsweg (DVW), Untergrund (U); (DWA-M 507 [2]) .....	5
Abb. 2.3: Schematischer Querschnitt eines 2-Zonen-Dammes: Stützkörper (St), Drainagekörper (Dr), Dammverteidigungsweg (DVW), Untergrund (U); (DWA-M 507 [2]) .....	6
Abb. 2.4: Schematischer Querschnitt eines 3-Zonen-Dammes: Stützkörper (St), Drainagekörper (Dr), Dichtung (Di), Dammverteidigungsweg (DVW), Untergrund (U); (DWA-M 507 [2]).....	6
Abb. 2.5: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit außen liegender Dichtung (aus Adam [1]). .....	8
Abb. 2.6: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit innen liegender Dichtung aus Bodenmaterial (aus Adam [1]). .....	10
Abb. 2.7: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit Betonkern (aus Adam [1]). .....	10
Abb. 2.8: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit Schmalwand (aus Adam [1]). .....	11
Abb. 2.9: Schematischer Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit MIP-Wand (aus Adam [1]). .....	12
Abb. 2.10: Stationäre Durchströmung eines Hochwasserschutzdammes (aus DWA-M 507 [2]).....	16
Abb. 2.11: Instationäre Durchströmung eines Hochwasserschutzdammes (aus DWA-M 507 [2]).....	16
Abb. 2.12: Sickerlinie in einem homogenen Hochwasserschutzdamm bei Bemessungshochwasserstand (aus DWA-M 507 [2]). .....	17
Abb. 2.13: Sickerlinie in einem homogenen Hochwasserschutzdamm bei rasch fallendem Wasserspiegel (aus DWA-M 507 [2]). .....	17
Abb. 2.14: Entlastungsmaßnahme mittels Kiesgraben (aus DWA-M 507 [2]). .....	18
Abb. 2.15: Belastungsmaßnahme zur Aufnahme des Überdruckes (aus DWA-M 507 [2]). ..	18
Abb. 2.16: Schema der äußeren Erosion (Ziems [22]) .....	22
Abb. 2.17: Schema der inneren Erosion (Ziems [22]).....	23
Abb. 2.18: Durchgängige Röhren infolge rückschreitender Erosion ( aus Adam [1]) .....	23
Abb. 2.19: Schema der Kontakterosion (Ziems [22]) .....	24
Abb. 2.20: Schema der Fugenerosion (Ziems [22]).....	25

Abb. 2.21: Schema der äußeren Suffosion (Ziems [22]) .....	26
Abb. 2.22: Schema der inneren Suffosion (Ziems [22]) .....	26
Abb. 2.23: Schema der Kontaktsuffosion (Ziems [22]) .....	27
Abb. 2.24: Auftrieb auf undurchlässige Baugrubensohle, total (aus Adam [1]) .....	29
Abb. 2.25: Hydraulischer Grundbruch an einer Spundwand (aus Adam [1]) .....	29
Abb. 2.26: Filterregel nach Terzaghi (Brandl, 2006) .....	33
Abb. 2.27: Filterregel nach Cistin / Ziems (aus DWA-M 507 [2]) .....	33
Abb. 2.28: Kritisches hydraulisches Gefälle nach Ziems (aus DWA-M 507 [2]) .....	35
Abb. 2.29: Kritisches hydraulisches Gefälle nach Brauns (aus DWA-M 507 [2]) .....	36
Abb. 2.30: Kriterium von Weijers und Sellmeijer für eine Mächtigkeit des Grundwasserleiters Ds = 10m (aus DWA-M 507 [2]) .....	37
Abb. 2.31: Hydraulischer Grundbruch am Beispiel eines Dammes .....	39
Abb. 2.32: Mögliches Aufschwimmen am Beispiel eines Dammes .....	40
Abb. 2.33: Verhältnis effektiver zu totaler Sicherheit gegen Aufschwimmen (aus Adam [1]) .....	41
Abb. 3.1: Systemskizze der Versuchsanlage (Szabo, 2012) .....	48
Abb. 3.2: Plan der Versuchsanlage – Grundriss und Schnitt 1-1 .....	49
Abb. 3.3: Plan der Versuchsanlage – Schnitte 2-2 und 3-3 .....	50
Abb. 3.4: Versuchsanlage – vorne das Wasserbecken und im hinteren Bereich die Stahlbetonkonstruktion des Versuchsbeckens .....	50
Abb. 3.5: Dichtigkeitsprüfung zur Kontrolle allfälliger Wasserverluste des Versuchsbeckens – Messpegel zur Beobachtung der Wasserstandsänderungen im Versuchsbecken .....	51
Abb. 3.6: Geometrie des im Versuchsbecken errichteten Modelldammes .....	53
Abb. 3.7: Schematische Darstellung des Kapillarpyknometers (aus Adam [1]) .....	57
Abb. 3.8: Kapillarpyknometer in der Abkühlphase .....	57
Abb. 3.9: Schlämmanalyse zur Ermittlung der Korngrößenverteilung im Feinkornbereich ...	59
Abb. 3.10: Trockenmasse der Schlämmanalyse nach Trocknung bis zur Massekonstanz ...	59
Abb. 3.11: Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (aus Adam [1]) .....	62
Abb. 3.12: Schematische Darstellung der auf die Probe wirkenden Kräfte (aus Adam [1]) ..	63
Abb. 3.13: Wiener Routine-Schergerät .....	63
Abb. 3.14: Auswertung des Wiener Routine-Scherversuchs (aus Adam [1]) .....	64
Abb. 3.15: Bodenprobe nach dem Wiener Routinescherversuch .....	64
Abb. 3.16: Systemskizze zum Filtergesetz von Darcy (aus Adam [1]) .....	65
Abb. 3.17: Systemskizze zum Durchlässigkeitsversuch mit konstanter Druckhöhe (aus Adam [1]) .....	66
Abb. 3.18: Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe .....	66
Abb. 3.19: Systemskizze zum Durchlässigkeitsversuch mit fallender Druckhöhe (aus Adam [1]) .....	67

Abb. 3.20: Proctorkurven mit gleichen Sättigungsgrad (aus Adam [1]) .....	68
Abb. 3.21: Proctortopf Olympia zur Bestimmung der einfachen Proctordichte.....	69
Abb. 3.22: Einzelproben eines Proctorversuchs im Anschluss an die Trocknung bis zur Massekonstanz.....	69
Abb. 3.23: Zuordnung der untersuchten Bodenproben zu den Elementen des Dammes .....	70
Abb. 3.24: Körnungslinien der für den Dammkörper untersuchten Böden .....	72
Abb. 3.25: Körnungslinien der für die Deckschicht untersuchten Böden.....	74
Abb. 3.26: Lage der für die Deckschicht untersuchten Böden zur A-Linie im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande .....	75
Abb. 3.27: Körnungslinien der für den Grundwasserleiter untersuchten Böden.....	78
Abb. 3.28: In das Versuchsbecken eingebauter Grundwasserleiter.....	81
Abb. 3.29: Erste Ausgleichslage des geschütteten Deckschichtmaterial auf dem Grundwasserleiter.....	81
Abb. 3.30: Verdichtung der Deckschicht mittels Doppelvibrationswalze der Firma Bomag. .	82
Abb. 3.31: Abdichtung der Randbereiche der Deckschicht mit Bentonit. ....	83
Abb. 3.32: Manschettenring zur Sickerwegverlängerung am Pegelrohr.....	83
Abb. 3.33: Folie als Verlängerung der Dichtwand (sog. Tauchwand) in den Grundwasserleiter.....	84
Abb. 3.34: Bindige Deckschicht mit den bis zum Beckenboden reichenden Pegelrohren. ...	84
Abb. 3.35: Zonierter Dammaufbau mittels Dichtwand im Dammkörper.....	85
Abb. 3.36: Fertiggestellter Modelldamm. ....	85
Abb. 3.37: Durchbohrte Deckschicht mit installiertem Porenwasserdruckgeber. ....	86
Abb. 3.38: Übersicht über die im Modelldamm eingebauten Messaufnehmer (Teil 1 von 2)	88
Abb. 3.39: Übersicht über die im Modelldamm eingebauten Messaufnehmer (Teil 2 von 2)	89
Abb. 3.40: Messkette – Schaltung der einzelnen Bestandteile.....	90
Abb. 3.41: National Instruments – CompactRIO.....	91
Abb. 3.42: Datenlogger mit eingesetzten I/O-Modulen und daran angeschlossenen Messeinrichtungen.....	91
Abb. 3.43: Hochgenauer Niveautransmitter der Fa. Keller, Serie 36 XW .....	93
Abb. 3.44: Skizze mit Abmessungen des Niveautransmitter der Fa. Keller, Serie 36 XW ...	93
Abb. 3.45: Zylinder zur Kalibrierung der Pegelsonden unter Laborbedingungen (links); Detail vom Einbau der Pegelsonden im Messzylinder (rechts).....	94
Abb. 3.46: Kalibriergerade der Pegelsonde PS8 .....	95
Abb. 3.47: Porenwasserdruckgeber Typ EPK 4/7/1,5 K der Fa. Glötzl .....	96
Abb. 3.48: Kalibriergeraden der Porenwasserdruckgeber.....	97
Abb. 3.49: Feuchtesensor Typ 10HS der Baureihe ECH2O, Fa. UMS .....	98
Abb. 3.50: Bei der Messung vom Feuchtesensor erfasster Bereich.....	99

---

Abb. 3.51: Zylinder zur Kalibrierung der Feuchtesensoren im Labor .....	100
Abb. 3.52: Kalibrierung Feuchtesensor – Auswertung Messwert / VWC.....	102
Abb. 3.53: Kalibrierung Feuchtesensor – Auswertung Wassergehalt / VWC .....	103
Abb. 3.54: Kalibrierung Feuchtesensor – Auswertung Wassergehalt / Messwert .....	104
Abb. 3.55: Geometrie für die Setzungsberechnung und Aufbau des Untergrunds.....	107
Abb. 3.56: Bei den einzelnen Lastfällen zusätzlich zum Konstruktionsgewicht des Beckens berücksichtigte Lasten .....	109
Abb. 3.57: Setzungsverhalten des Versuchsbeckens nach Laststufen .....	110
Abb. 3.58: Setzungsmulde unter Versuchsbecken mit eindeutigem Extremum im Bereich der wasserseitigen Dammböschung (LF5) – Eckpunkt 2 (Feldmessung) eingekreist .....	110
Abb. 3.59: Modell zur Berechnung der Standsicherheit des Modelldammes (das Modell ist nach unten mit der Fundamentplatte des Versuchsbeckens begrenzt).....	113
Abb. 3.60: Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 3.....	116
Abb. 3.61: Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 5.....	117
Abb. 3.62: Standsicherheit Modelldamm, Lastfall 8.....	119



## 7 Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1: Objektkategorien und mögliche Zuordnung von Schadenspotenzialen sowie Anhaltswerte für das Wiederkehrintervall [2] .....	3
Tab. 2.2: Klassifizierungsschema nach Ziemis [22] .....	21
Tab. 2.3: Filterregel nach Witt (aus DWA-M 507 [2]) .....	34
Tab. 2.4: Mechanische Filterwirksamkeit für bindige Böden nach BAW MAK (1989) (aus DWA-M 507 [2]) .....	34
Tab. 3.1: Konsistenzgrenzen und Konsistenzzahlen .....	61
Tab. 3.2: Bodenkennwerte der für den Dammkörper untersuchten Böden .....	71
Tab. 3.3: Klassifizierung der für den Dammkörper untersuchten Böden nach ÖNORM B4400-1:2010 .....	73
Tab. 3.4: Bodenkennwerte der für die Deckschicht untersuchten Böden .....	73
Tab. 3.5: Klassifizierung der für die Deckschicht untersuchten Böden nach ÖNORM B4400-1:2010 .....	75
Tab. 3.6: Bodenkennwerte der für den Grundwasserleiter untersuchten Böden (Teil 1 / 2) ..	76
Tab. 3.7: Bodenkennwerte der für den Grundwasserleiter untersuchten Böden (Teil 2 / 2) ..	77
Tab. 3.8: Klassifizierung der für den Grundwasserleiter untersuchten Böden nach ÖNORM B4400-1:2010 .....	79
Tab. 3.9: Bodenparameter für die Setzungsberechnung .....	108
Tab. 3.10: Bodenparameter für die Standsicherheitsberechnung .....	113
Tab. 3.11: Standsicherheit des Modelldammes, gegliedert nach Lastfällen .....	114