



## Doctoral Thesis

### **Experimental and numerical Analyses of relief drainages by underseepage of dykes and levees**

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Doctor of Science in Civil Engineering  
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

---

## Dissertation

### **Experimentelle und numerische Untersuchungen der Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainagen bei der Unterströmung von Dämmen**

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

Dipl.-Ing. **Marek Szabó**  
Matrikelnummer 0126257  
Eduard-Pötzl-Gasse 6/5/8  
A-1190 Wien

1. Gutachter: Em.o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. **Heinz Brandl**  
Institut für Geotechnik  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/220-2, A-1040 Wien
2. Gutachter: Univ.-Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Peter Tschernutter**  
Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/226, A-1040 Wien
3. Gutachter: Prof. Dipl.-Ing. **Peter Turček**, PhD.  
Institut für Geotechnik  
Slowakische Technische Universität in Bratislava  
Radlinského 11, 81005 Bratislava, Slowakei

Wien, im August 2017

---



# Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand im Zuge des Forschungsvorhabens “Unterströmung von Dämmen“ während meiner Tätigkeit als Universitäts- und Projektassistent, sowie nach Abschluss meiner Assistententätigkeit als weiterer Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Wien, Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik. Mein besonderer Dank gilt Em.o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. Heinz Brandl, dem emeritierten Vorstand des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik an der Technischen Universität Wien, der mir das Erstellen dieser Arbeit ermöglichte und mit wertvollen Ratschlägen stets zur Seite stand.

Herrn Univ.-Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter, emeritierter stellvertretender Vorstand des Instituts für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, und Leiter des Forschungsbereichs für Wasserbau, danke ich für die Zweitbegutachtung dieser Arbeit und die Möglichkeiten im Wasserbaulabor der Technischen Universität Wien die Vorversuche zur Unterströmung von Dämmen durchführen zu können.

Ein weiterer Dank gilt Prof. Dipl.-Ing. Peter Turček, PhD., ehemaliger stellvertretender Leiter des Instituts für Geotechnik der Slowakischen Technischen Universität in Bratislava, für die Drittbegutachtung dieser Dissertation, womit auch eine symbolische Rückkehr an jene universitäre Lehrstätte möglich wurde, an der mein Ausbildungsweg begann.

Weiters bedanke ich mich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam, Vorstand des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Wien, für den interdisziplinären Ideenaustausch während meiner Assistententätigkeit.

Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Stefan Blovsky, Leiter des Erdbaulaboratoriums am Institut für Geotechnik, danke ich für die Hilfe bei der Suche nach geeigneten Bauplätzen für die Errichtung der Großversuchsanlage sowie für die vielen Diskussionen. Für die tatkräftige Unterstützung bei der Konfiguration und Optimierung der Datenerfassung im Rahmen der großmaßstäblichen Versuche danke ich meinem Kollegen Herrn Dipl.-Ing. Walter Bednar. Mein Dank gebührt ebenfalls meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Geotechnik Frau Dipl.-Ing. Dr.techn. Petra Drucker, Frau Dipl.-Ing. Viktoria Ostermann, Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Catalin Capraru, Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Adrian Kainrath, Herrn Dipl.-Ing. Armin Steurer für die angenehme Zusammenarbeit und wertvollen Ideenaustausch.

Für die Unterstützung bei den Laborversuchen sowie in der Vorbereitungsphase des naturmaßstäblichen Modells bedanke ich mich herzlich bei den Mitarbeitern des Erdbaulaboratoriums der Technischen Universität Wien, den Herren Alfred Nitz, Michael Dürmoser und Gerhard Steinbauer.

Bei der administrativen Abwicklung des Forschungsprojektes und vielen weiteren Tätigkeiten sowie Literaturrecherchen waren mir Frau Gerda Bruckner-Pfleger und Frau Anna Zahradnik eine große Hilfe, wofür ich mich bedanken möchte.

Mein Dank richtet sich auch an die Mitarbeiter des Institutes für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Forschungsbereich für Wasserbau, an Herrn Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Norbert Krouzecky für seine herausfordernden Ideen und Anregungen einen Modelldamm im Naturmaßstab zu errichten sowie für die gemeinsame Betreuung einer interdisziplinären Seminararbeit zu diesem Thema, Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Boris Huber sei für das Bereitstellen von Materialressourcen für die kleinmaßstäblichen Modellversuche gedankt. Außerdem danke ich den Mitarbeitern des Wasserbaulabors der Technischen Universität Wien, Herrn Andreas Leopoldseder, Herrn Andreas Kothmayer und Herrn Harald Kornherr für die Unterstützung bei der Vorbereitung der Modelle in kleinem Maßstab.

Ein besonderer Dank gebührt auch meinen Diplomanden an der Technischen Universität Wien Herrn Dipl.-Ing. Sasa Zivkovic, Herrn Dipl.-Ing. Dominik Dorner und Herrn Dipl.-Ing. Lukas Smazinka für ihre Mithilfe beim Bau der Dammmodelle sowie bei den experimentellen Untersuchungen. Außerdem danke ich Herrn Raphaël Bethge, BSc. und Herrn Gerald Köck, BSc für den Beitrag bei der Durchführung der kleinmaßstäblichen Modellversuche im Rahmen ihrer Bachelorarbeiten an der FH Campus Wien.

Im Besonderen danke ich der via donau - Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft mbH, dem Geschäftsführer Dipl.-Ing. Hans-Peter Hasenbichler, dem Leiter der Abteilung für Hochwasserschutzmanagement Dipl.-Ing. Stefan Scheuringer und Herrn Dipl.-Ing. Christoph Ilias, die eine finanzielle Grundlage für die Errichtung der Großversuchsanlage schufen und damit die Durchführung der experimentellen Untersuchungen ermöglichten.

Großer Dank gebührt Herrn Komm.-Rat. Wolfgang Herzer, Geschäftsführer der Herzer Bau- und Transport GmbH, der für die Errichtung der Großversuchsanlage die notwendigen Grundflächen im Kieswerk in Markgrafneusiedl zur Verfügung stellte. Außerdem möchte ich Herrn Alfredo Hombauer, Leiter des Kieswerks, und seinen Mitarbeitern für ihre Unterstützung bei Materiallieferungen im Zuge der Herstellung des naturmaßstäblichen Modells danken.

Den Führungskräften der Arge HWS March, Herrn Ing. Arnold Ruzicka, stellvertretender Leiter der Niederlassung in Wien der G. Hinteregger & Söhne Baugesellschaft m.b.H., Herrn Dipl.-Ing. Kilian, Mitarbeiter der Abteilung Technischer Tiefbau der Pittel+Brausewetter GmbH sowie deren Mitarbeitern möchte ich einen besonderen Dank für die Durchführung und Förderung der Bauarbeiten bei der Herstellung der Großversuchsanlage aussprechen. Für die Unterstützung des



Forschungsvorhabens durch die Bereitstellung von Schalungsmaterial beim Bau der Versuchsanlage gebührt ein Dank der Firma Peri.

Außerdem danke ich den Herren Dipl.-Ing. Christoph Öhlinger und Dipl.-Ing. Michael Kaulfuss, Geschäftsführer der Öhlinger + Partner ZT-Ges.mbH, für die konstruktive Bemessung des Versuchsbeckens sowie die Mithilfe bei der Erstellung der Unterlagen für die Baueinreichung.

Für die Unterstützung bei den Erdbauarbeiten am naturmaßstäblichen Modell durch Bereitstellung von Kleinbaugeräten bedanke ich mich herzlich bei den Herren Ing. Armin Güldner und Eugen Katterl von der GLS Bau- und Montage GmbH. Außerdem danke ich Herrn Ing. Günther Kühn, Geschäftsführer der Bomag Maschinenhandelsgesellschaft mbH, und seinem Mitarbeiter Ing. Herbert Alte für die Zurverfügungstellung einer handgeführten Vibrationswalze.

Zu besonderem Dank bin ich bei meinen ehemaligen Studienkollegen und Verwandten: Dipl.-Ing. Florian Bachl, Bmstr. Dipl.-Ing. Dr.mont. Daniel Resch, Dipl.-Ing. Richard Pokorný, MUDr. Juraj Zboja, verpflichtet, die mich in ihrer Freizeit durch tatkräftigen Einsatz bei den Erdbauarbeiten unterstützten. Für unzählige wertvolle Diskussionen zur vorliegenden Arbeit danke ich auch meinem ehemaligen Kollegen am Institut für Geotechnik Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Kohlböck sowie meinem ehemaligen Studienkollegen Bmstr. Dipl.-Ing. Markus Mähr.

Meinen Eltern Dipl.-Ing. arch Katarína Szabóová und Dipl.-Ing. Gabriel Szabó gebührt ein besonders großer Dank. Sie ermöglichten mir die Ausbildung und gaben mir durch ihre Unterstützung und die wertvollen Ratschläge den notwendigen Rückhalt, um mein Studium erfolgreich abzuschließen. Meinem Vater möchte ich auch für die Hilfe und die Ideen bei Bau des Modelldammes danken.

Der größte Dank gebührt jedoch meiner Frau Mag. PhDr. Lucia Szabóová, PhD. und meinen beiden Töchtern Nina und Klara, die auf viel gemeinsame Zeit mit mir verzichten mussten, stets aber Verständnis dafür zeigten und mich in jeder Hinsicht unterstützten.

# Kurzfassung

Dammbauwerke entlang von Flüssen, die zum Schutz des Hinterlandes vor Überschwemmungen dienen, gründen meist auf gut durchlässigen fluvialen Sedimenten unterhalb einer oberflächennahen bindigen Deckschicht. Aufgrund der häufig fehlenden vollkommenen Untergrundabdichtung werden Hochwasserschutz- und Rückstaudämme bei hydraulischer Beaufschlagung unterströmt. Zuzufolge der Unterströmung bilden sich zeitlich verzögert auch im landseitigen Grundwasserleiter artesisch gespannte Druckverhältnisse aus. Dabei werden insbesondere die obersten Untergrundschichten einer hydraulischen Belastung ausgesetzt, die folglich zum Versagen des Untergrundes durch Aufschwimmen oder hydraulischen Grundbruch führen kann. Um ein unkontrolliertes Aufbrechen bzw. Erodieren zu vermeiden, werden zur Entspannung des Überdruckes filterstabile Druckentlastungen am landseitigen Dammfuß angeordnet.

Zu Druckentlastungen im Dammbau zählen Entlastungsbrunnen oder stark durchlässige Drainageelemente in Form von vliesummantelten Kiessäulen oder Drainagegräben, welche eine definierte hydraulische Verbindung zum gut durchlässigen Untergrund sicherstellen. Durch das kontrollierte Ausströmen des artesisch gespannten Wassers wird der hydrostatische Überdruck entspannt und die Sicherheit gegenüber hydraulischem Versagen maßgebend erhöht. Die Bestimmung der Entlastungswirkung und die Quantifizierung der Sickerwässer basierten bislang jedoch aufgrund unzureichender Grundlagen lediglich auf Annahmen und Erfahrungswerten. Eine eingehende Anpassung der geometrischen und hydraulischen Parameter (z.B. Breite, Durchmesser, Einbindetiefe, Achsabstand, Durchlässigkeit etc.) der Drainageelemente an die Untergrundverhältnisse wurde dabei außer Acht gelassen. Damit waren die Auswirkung dieser Einflussgrößen sowie auch die allgemeinen Ausführungsregeln nicht ausreichend erfasst.

In der vorliegenden Arbeit werden zunächst analytische Lösungsansätze zur Berechnung der Unterströmung präsentiert. Dies erfolgt für Dämme auf einer undurchlässigen und halbdurchlässigen bindigen Deckschicht. Dabei wird für den stationären Strömungszustand die allgemeine Gleichung für die Bestimmung der Druckverteilung in einem Strömungsfeld mit begrenzter und unendlicher Länge mathematisch formuliert und dient somit als Grundlage für die Beurteilung der Notwendigkeit von Druckentlastungen.

Ergänzend dazu werden die unterschiedlichen Druckentlastungssysteme zusammengefasst beschrieben. Da jedoch für das Langzeitverhalten von Druckentlastungsdrainagen neben der ordnungsgemäßen Herstellung die Dimensionierung der Vliesummantelung (geotextiler Filter)

maßgebend ist, werden hierzu die wichtigsten Bemessungsansätze einander gegenübergestellt und daraus Empfehlungen abgeleitet. Darüber hinaus werden auch die Ausführungshinweise zu Entlastungsbrunnen erläutert.

Die Beurteilung der Wirkungsweise und die Quantifizierung der Sickerwassermengen erfolgten auf Basis einer kombinierten Modellierung. Zunächst wurden an geometrisch verkleinerten Dammmodellen inkl. Untergrundaufbau im Maßstab 1:10 die maßgebenden Parameter (Durchmesser, Einbindetiefe, Durchlässigkeit und Anzahl der Säulen) hinsichtlich der Entlastungswirkung von Kiessäulen und Drainagegräben untersucht. Basierend auf den Versuchsergebnissen wurde eine Kalibrierung des numerischen Vergleichsmodells durchgeführt. Somit war eine über die Grenzen des kleinmaßstäblichen Modells hinausgehende Parameterstudie möglich. Darüber hinaus bildeten diese Untersuchungen eine wichtige Grundlage für die großmaßstäblichen Modellversuche.

Durch die Maßstabsvergrößerung ließ sich zwar die Homogenität des Durchlässigkeitsbeiwertes der wasserführenden Bodenschichten nicht gänzlich aufrechterhalten, doch konnte auf diese Weise die Wirkungsweise von Kiessäulen im Naturmaßstab 1:1 analysieren werden. Darüber hinaus wurden in der Großversuchsanlage durch die zahlreichen Versuche die Ergebnisse der maßstäblichen Modellierung verifizieren und gleichzeitig das hohe Risiko eines Untergrundversagens zufolge der Unterströmung bestätigt.

Auf Basis der klein- und großmaßstäblichen Modellversuche durchgeführter Kalibrierung des numerischen Modells lässt sich die Wirkungsweise von Kiessäulen für die praktische Anwendung mit hoher Genauigkeit beschreiben und daraus Empfehlungen für die Dimensionierung von Druckentlastungsdrainagen sowie für die Quantifizierung der Sickerwasseraustritte ableiten.

# Abstract

Many flood control dams are founded on alluvial deposits, which usually grade from fine-grained materials near the ground surface to coarse sediments with high permeability in the lower part of the strata. If dykes or levees do not have a cut-off wall fully penetrating the aquifer, underseepage occurs beneath the dam structure during high river levels. Such seepage leads to an excessive water pressure in the pervious foundation (aquifer) landside of the embankment dam. Most dangerous situations occur when high hydrostatic pressure acts on the upper soil layers and ground failure develops in the form of uncontrolled boils or uplift of the blanket. In these cases, the installation of pressure relief elements at the landside embankment toe prevents erosion and hydraulic rupture of the stratum.

Relief wells and relief drainages in the form of geotextile wrapped stone columns or trenches are highly permeable drainage elements that ensure a defined hydraulic connection with the aquifer. They relieve the uplift pressure below the impervious blanket while water discharges freely to the surface. Therefore, the safety factor against hydraulic failure increases significantly. However, the hitherto existing design criteria for relief drainages were insufficient. Most approaches determine the pressure relief and the discharges only based on assumptions and experience from former projects. Geometrical and hydraulic parameters of relief drainage elements (e.g. diameter, embedment length, centre-to-centre distance, permeability, etc.) are usually not considered. These parametric influences on the relief behaviour and corresponding within general requirements for installation were not sufficiently described until now.

In this dissertation, mathematical approaches are presented for an underseepage analysis, referring to embankment dams (dykes, levees) founded on pervious and semi-pervious soil layers. Analytical solutions are derived for the pressure distribution in a flow field of finite and infinite length with open and blocked boundary conditions. This simplified underseepage analysis for steady state conditions provides a basis for the judgment, if pressure relief measures are necessary.

In addition to these mathematical analyses, different pressure relief systems are described. Besides a proper installation technique, the design of the geotextile filter of relief drainages is significant for the long-term behaviour. Therefore, the most important design criteria and recommendation are discussed. Furthermore, this dissertation includes also the general design for the installation of relief wells.

The detailed study of pressure relief behaviour and the estimation of discharge from relief drainages were based on a combined modelling method by using experimental and numerical

techniques. Firstly, a small-scale (1:10) dam model on a two-layer strata was used to analyse the influence of main parameters (diameter, embedment length, permeability and number of drainage relief columns) on the relief behaviour of stone columns and trenches. The results of these tests built the basis for calibration of the numerical model and for the large-scale modelling (scale of 1:1) as well. Furthermore, this gradual approach allowed parametric studies exceeding the geometric and hydraulic limits of the small-scale model.

Although the homogenous permeability of the pervious soil layer could not be entirely kept in the large-scale model, it was possible to analyse the relief behaviour of drainage stone columns under laboratory conditions on a scale of 1:1. In this way, the results from small-scale modelling were verified by means of several tests in the large-scale facility. The high risk of hydraulic ground failure due to underseepage was also confirmed.

Based on the combined modelling results, the relief behaviour of drainage stone columns can be described with high accuracy regarding the practical application. Finally, recommendations for design and estimation of discharge are derived.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Problemstellung .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>Unterströmung von Dämmen .....</b>	<b>6</b>
3.1	Allgemeines .....	6
3.2	Grundlagen der Grundwasserströmung .....	7
3.3	Analytische Lösung der Unterströmung von Dämmen .....	10
3.3.1	Dämme auf undurchlässiger Deckschicht .....	10
3.3.2	Dämme auf halbdurchlässiger Deckschicht .....	12
3.3.2.1	Strömungsfeld mit begrenzter Länge und freiem Zu-/Abfluss .....	13
3.3.2.2	Strömungsfeld mit begrenzter Länge und freiem/blockiertem Zu-/Abfluss .....	16
3.3.2.3	Strömungsfeld mit infiniter Länge und freiem Zu-/Abfluss .....	17
3.3.3	Druckverteilung in Abhängigkeit von Modellrandbedingungen.....	18
3.4	Hydraulische Bemessungskriterien .....	21
3.4.1	Aufschwimmen.....	21
3.4.2	Hydraulischer Grundbruch .....	24
3.4.3	Innere Erosion, Suffosion und Piping .....	25
<b>4</b>	<b>Druckentlastungssysteme.....</b>	<b>27</b>
4.1	Grundlagen der Druckentlastung.....	27
4.2	Entlastungsdrainagen.....	29
4.2.1	Drainagegraben.....	29
4.2.2	Sickerschlitze.....	30
4.2.3	Drainagesäulen (Kiessäulen).....	30
4.2.3.1	Herstellung mit Rüttelstopfverdichtung.....	31
4.2.3.2	Herstellung mit verrohrtem Bohrverfahren .....	32
4.2.4	Filterwirksamkeit.....	33
4.2.4.1	Grundlagen zur Filterfunktion .....	33
4.2.4.2	Bodenrückhalte Kriterium .....	34
4.2.4.3	Durchlässigkeitskriterium .....	40
4.2.4.4	Kolmationskriterium .....	41
4.2.4.5	Robustheitskriterien .....	42

4.2.4.6	Gegenüberstellung der Kriterien.....	43
4.2.5	Kontrollen und Erhaltungsmaßnahmen.....	44
4.3	Druckentlastungsbrunnen.....	45
4.3.1	Aufbau eines Brunnens.....	45
4.3.2	Herstellung.....	47
4.3.3	Filterwirksamkeit.....	47
4.3.3.1	Methoden zur Bestimmung der Filterkiesschüttung.....	48
4.3.3.2	Dimensionierung der Filteröffnungsweite.....	51
4.3.4	Kontrollen und Erhaltungsmaßnahmen.....	51
<b>5</b>	<b>Kleinmaßstäbliche Modellversuche.....</b>	<b>53</b>
5.1	Einleitung.....	53
5.2	Modellgeometrie und Modellaufbau.....	54
5.3	Böden für Modellversuche.....	58
5.3.1	Dammkörper.....	59
5.3.2	Bindige Deckschicht.....	59
5.3.3	Grundwasserleiter.....	61
5.3.4	Drainagekies.....	63
5.4	Versuchsablauf.....	64
5.5	Versuche mit einer Entlastungssäule.....	65
5.5.1	Allgemeines.....	65
5.5.2	Exemplarische Auswertung für die Einzelsäule mit Ø 40 mm.....	66
5.5.3	Untersuchung der Säulendurchlässigkeit.....	69
5.5.4	Untersuchung der Einbindetiefe.....	71
5.5.5	Untersuchung des Durchmessers.....	74
5.6	Versuche mit zwei Entlastungssäulen.....	77
5.6.1	Allgemeines.....	77
5.6.2	Exemplarische Auswertung für das Zwei-Säulensystem mit Ø 40 mm.....	78
5.7	Versuche mit Entlastungsgraben.....	81
5.7.1	Allgemeines.....	81
5.7.2	Exemplarische Auswertung für den Entlastungsgraben mit 40 mm Breite.....	82
5.7.3	Untersuchung der Einbindetiefe.....	83
5.8	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse.....	85
<b>6</b>	<b>Naturmaßstäbliche Modellversuche.....</b>	<b>90</b>
6.1	Versuchsanlage.....	90
6.2	Modellgeometrie und Versuchsaufbau.....	92
6.3	Böden für Modellversuche.....	98
6.3.1	Dammkörper.....	98

6.3.2	Bindige Deckschicht.....	99
6.3.3	Grundwasserleiter.....	100
6.3.4	Drainagematerial .....	102
6.4	Messsystem.....	103
6.4.1	Systemaufbau und Funktionsweise .....	103
6.4.2	Messkette.....	104
6.4.3	Messwerterfassung zur Druckpotentialmessung .....	105
6.4.4	Messwerterfassung zur Quantifizierung der Sickerwasseraustritte.....	106
6.5	Versuchsablauf .....	107
6.6	Versuchsauswertung.....	109
6.6.1	Allgemeines .....	109
6.6.2	Exemplarische Auswertung für die Einzelsäule mit $\varnothing$ 600 mm .....	110
6.6.3	Untersuchung des Säulendurchmessers.....	113
6.6.4	Untersuchung der Säulendurchlässigkeit .....	115
6.6.5	Untersuchung der Einbindetiefe .....	117
<b>7</b>	<b>Numerische Modellrechnungen.....</b>	<b>120</b>
7.1	Einleitung.....	120
7.2	Simulationsprogramm .....	120
7.3	Modellaufbau.....	121
7.4	Numerische Vergleichsrechnungen am kleinmaßstäblichen Modell .....	123
7.4.1	Allgemeines .....	123
7.4.2	Modellgeometrie.....	123
7.4.3	Berechnungskennwerte.....	124
7.4.4	Kalibrierung des 2D-Modells mit Entlastungsgraben .....	124
7.4.5	Kalibrierung des 3D-Modells mit Entlastungsgraben .....	128
7.4.6	Vergleichsrechnungen am Modell mit einer Entlastungssäule .....	129
7.4.6.1	Allgemeines .....	129
7.4.6.2	Wirkungsweise einer vollkommenen Entlastungssäule.....	129
7.4.6.3	Untersuchung der Einbindetiefe .....	133
7.4.6.4	Untersuchung des Durchmessers .....	135
7.4.6.5	Untersuchung der Säulendurchlässigkeit.....	136
7.4.7	Variation der geometrischen Modellabmessungen .....	138
7.4.7.1	Allgemeines .....	138
7.4.7.2	Einfluss der Vorlandlänge .....	138
7.4.7.3	Einfluss der Mächtigkeit des Grundwasserleiters.....	140
7.4.7.4	Einfluss der Modellbreite.....	142
7.4.8	Numerische Modellfamilie .....	144



7.5	Numerische Vergleichsrechnungen der naturmaßstäblichen Versuche .....	146
7.5.1	Allgemeines .....	146
7.5.2	Modellgeometrie.....	146
7.5.3	Berechnungskennwerte.....	146
7.5.4	Kalibrierung des naturmaßstäblichen Vergleichsmodells .....	147
7.6	Wirkungsweise einer Kiessäulenreihe .....	150
<b>8</b>	<b>Anwendung der Untersuchungsergebnisse und Hinweise für den praktischen Einsatz.....</b>	<b>153</b>
8.1	Allgemeines .....	153
8.2	Kiessäulenreihe mit unendlicher Länge im Strömungsfeld mit freiem/blockiertem Zu-/Abfluss .....	154
8.3	Hinweise für den praktischen Einsatz und die Bemessung von Druckentlastungsdrainagen .....	159
<b>9</b>	<b>Hinterlandvernässung .....</b>	<b>163</b>
9.1	Einleitung.....	163
9.2	Ursachen der Hinterlandvernässung .....	164
9.2.1	Einflussfaktoren auf die Vernässung.....	164
9.2.2	Vernässungen zufolge des Oberflächenwassers .....	164
9.2.3	Vernässungen zufolge des Grundwassers .....	165
9.2.4	Vernässungen zufolge des Sickerwassers .....	166
9.3	Methoden zur Beobachtung von Vernässungen .....	166
9.3.1	Einleitung .....	166
9.3.2	Vor-Ort-Kartierung.....	167
9.3.3	Fernerkundung.....	167
9.3.3.1	Luftbildaufnahmen – Orthophotos.....	168
9.3.3.2	Airborne Laserscaning .....	169
9.3.3.3	Radarsysteme - Synthetic Aperture Radar (SAR) .....	170
9.4	Management der Hinterlandvernässung .....	171
<b>10</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>173</b>
10.1	Zusammenfassung .....	173
10.2	Ausblick.....	176
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>178</b>
	<b>Tabellenverzeichnis.....</b>	<b>186</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>187</b>
	<b>Liste verwendeter Symbole .....</b>	<b>196</b>

# 1 Einleitung

Permanent, aber auch temporär hydraulisch beanspruchte Dammbauwerke, wie Hochwasserschutzdämme oder Rückstaudämme im Bereich von Flußkraftwerken, die keine bzw. nur eine unvollkommene Abdichtung des durchlässigen Untergrundes besitzen, sind zufolge der Unterströmung langfristig durch Erosionsprozesse der Untergrundschichten gefährdet. Bei mangelnder Beachtung der hydrodynamischen Bodenauflockerungen können diese Auslöser für eine Vielzahl von Schäden sein.

Die Aufrechterhaltung der Grundwasserkommunikation unter einem Dammbauwerk ist zwar hinsichtlich der natürlichen Interaktion zwischen Fluss und umliegender Landschaft ökologisch von großer Bedeutung, sie kann jedoch bei lang andauerndem Einstau bzw. während Hochwasserereignissen Sickerwasseraustritte im Bereich des landseitigen Dammfußes sowie im angrenzenden Hinterland begünstigen. Für die Dammstabilität ist es besonders kritisch, wenn aufgrund des ausströmenden Wassers ein Feinteilaustrag stattfindet und zur Ausbildung von Erosionsröhren führt. Der hydraulische Grundbruch durch innere Erosion bzw. Suffosion stellt somit oftmals das Anfangsstadium einer Kettenreaktion von Mechanismen dar, die einen Dammbruch verursachen. Derartige Erosionsvorgänge entwickeln sich über Jahre unauffällig und werden in der Praxis meist unterschätzt, da ihre Folgen erst während Extremereignissen sichtbar werden.

Neben dem Erosionsversagen sind stets auch die hydrostatischen Druckverhältnisse (Nachweis gegen Aufschwimmen) zu beachten, da der Untergrund in den meisten Flusslandschaften ein zweischichtiges Bodenprofil aufweist: Unter der gering durchlässigen Deckschicht folgt ein sandiger bzw. sandig-kiesiger Grundwasserleiter. Der darunter anstehende Grundwasserstauer ist in der Regel hydraulisch nicht maßgebend. Im Hochwasserfall oder beim Rückstau stellt sich somit im durchlässigen Grundwasserträger zufolge der Unterströmung des Dammes auch landseitig eine Druckhöhe des Wassers ein, die über die Geländeoberfläche reicht (artesischer Druck). Nach Überschreiten des kritischen Wasserdruckes bricht die Deckschicht meist unkontrolliert im Bereich des landseitigen Dammfußes auf und führt progressiv zum Stabilitätsverlust des Dammes.

Das hohe Risiko eines Untergrundversagens zufolge der Unterströmung von Dämmen bestätigen auch zahlreiche statistische Auswertungen. Basierend auf den Studien von [40], [81], [73], [74] etc. führte die Erosion des Untergrundes bis zu einem Viertel (zwischen 15 % und 24 %) der untersuchten Schadensfälle zu einem Dammbruch. Als maßgebende

Versagensursachen werden dabei primär die innere Erosion und das Piping (rückschreitende Erosion) genannt. Allerdings dokumentieren mehrere Schadensfälle an Rückstaudämmen an der Ostküste Englands ([26], [65]) sowie die Damnbrüche in Holland, insbesondere jener in der Nähe von Streefkerk [6], dass das Aufschwimmen der oberflächennahen, gering durchlässigen Deckschichten auf der Landseite in gleichem Maße zu bewerten ist. In den meisten Fällen findet eine Überlagerung mehrerer Bruchmechanismen statt, so wie dies auch bei den Damnbrüchen an der March (Österreich, 2006), Donau (Österreich, 2012, 2013) oder Sava (Kroatien, 2014) beobachtet werden konnte, weshalb eine genaue Abgrenzung der Versagensursachen oftmals sehr schwierig ist [14].

Um dauerhaft eine ausreichende Sicherheit gegenüber hydraulischem Versagen des Untergrundes zu gewährleisten, wäre eine Abdichtung des Grundwasserleiters unter dem Dammkörper mithilfe einer vollkommenen Dichtwand naheliegend. Eine solche Maßnahme ist aber aus ökologischer Sicht kaum vertretbar und außerdem aufgrund der meist großen Mächtigkeit des Grundwasserleiters technisch und wirtschaftlich nicht sinnvoll. Nach dem heutigen Stand der Technik werden bei unterströmten Dämmen am landseitigen Dammfuß filterstabile Bermen oder Druckentlastungen (Brunnen oder Drainagen) angeordnet. Letztere stellen in Form von Entlastungsbrunnen mit meist vollkommener Filterstrecke eine jahrzehntelang – insbesondere in den Vereinigten Staaten von Amerika – bewährte Sicherungsmethode gegen Unterströmung von Dämmen dar. Hierzu wurden in den 1950er-Jahren von *United States Army Corps of Engineers* (Vicksburg, Mississippi) auf Basis von umfangreichen Untersuchungen die ersten Bemessungsgrundlagen für die Anwendung derartiger Brunnen abgeleitet. Für den Einsatz und die Bemessung von Drainagen zur Druckentlastung (z.B. Kiessäulen), welche in deutschsprachigem Raum bzw. Österreich ebenfalls seit mehreren Jahren eingesetzt werden, sind in der Literatur lediglich wenige und zum Teil nur unzureichende Angaben verfügbar. Im Rahmen der gegenständlichen Arbeit werden daher die Druckentlastungsdrainagen hinsichtlich ihrer Wirkungsweise unter Berücksichtigung der geotechnischen, hydraulischen sowie herstellungstechnischen Randbedingungen untersucht.

## 2 Problemstellung

Bei der Unterströmung von Dämmen auf zweischichtigem Untergrund wird die Wasserströmung infolge hydraulischer Beaufschlagung (Hochwasser, Einstau etc.) von der gering durchlässigen Deckschicht an der Oberfläche begrenzt. Folglich bilden sich im Grundwasserleiter mit zeitlicher Verzögerung artesisch gespannte Druckverhältnisse aus. In Abhängigkeit von hydraulischen Randbedingungen kann die Druckhöhe auf der Landseite des Dammes nahezu den vollen Wasserdruck im Einstaubereich erreichen. Basierend auf Beobachtungen der Grundwasserstände und Strömungsberechnungen baut sich das Druckpotential aufgrund der naturgemäß hohen Durchlässigkeit der grundwasserführenden Schichten erst mit größer werdender Entfernung – von mehreren hundert Metern – zum Damm ab. Gleichzeitig steigt mit der Dauer der hydraulischen Belastung das Risiko eines unkontrollierten Untergrundversagens signifikant an. Nach dem derzeitigen Stand der Technik sind daher im Bereich des landseitigen Dammfußes Nachweise der Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch bzw. Aufbrechen der bindigen Deckschichten zu führen, die als Entscheidungsgrundlage für die Wahl von geeigneten Maßnahmen dienen.

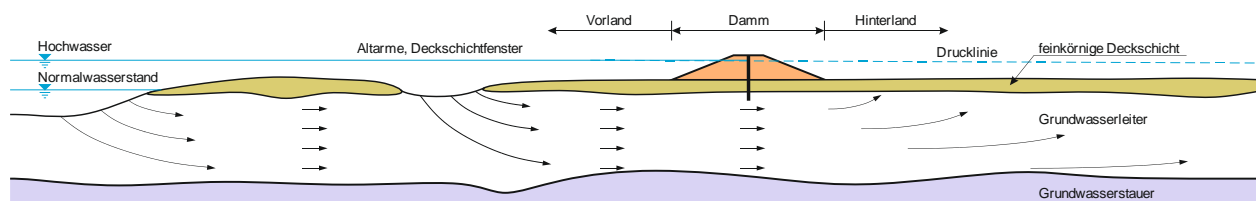


Abb. 2.1: Querschnitt durch die Flusslandschaft mit einem Hochwasserschutz- bzw. Rückstaudamm auf zweischichtigem Untergrund (adaptiert nach [96]).

Hydraulische Druckentlastungen wie Drainagegräben, Sickerschlitze oder – im Falle nicht standfester, weicher Bodenschichten und hohen Grundwasserspiegels – vliesummantelte Kiessäulen stellen neben filterstabilen Gegengewichtsschüttungen („Auflastfilter“) eine gängige (bau)technische Sicherungsmaßnahme dar, um ein unkontrolliertes Aufbrechen/Erodieren der feinkörnigen Deckschichten zu verhindern. Letztere müssen aber oftmals weit ins Hinterland reichen, was nicht nur mit hohen Kosten verbunden ist, sondern von Grundeigentümern vielfach abgelehnt wird. Darüber hinaus sind derartige Lösungen entlang von Flüssen in ökologisch sensiblen Gebieten aufgrund des erhöhten Platz- und Materialbedarfs häufig nicht vertretbar.

Im Gegensatz zu Auflastschüttungen bilden Entlastungsdrainagen einen im Dammprofil integrierten Bestandteil und bewirken eine gezielte Entspannung des beim Hochwasser erosionsgefährdeten Untergrundes, wodurch eine ausreichende Sicherheit gegenüber

hydraulischem Grundbruch gewährleistet wird. Der Nachteil dieser Dammfußdrainagen besteht jedoch darin, dass sie bei geringer hydraulischer Beaufschlagung – je nach Untergrundverhältnissen, hydraulischen und topographischen Randbedingungen – zur verstärkten Vernässung des angrenzenden Hinterlandes führen, sofern die Sickerwassermengen keiner Vorflut oder keinem Pumpwerk zugeführt werden. (Ökologen schätzen dies allerdings.)

Die Beurteilung der Wirkungsweise von Entspannungsdrainagen (z.B. Drainagesäulen bzw. sog. "Kiessäulen", "Kiespfähle", "Schottersäulen", "Schotterpfähle") hinsichtlich einer technisch und wirtschaftlich optimierten Dimensionierung war bislang aufgrund unzureichender Grundlagen nur unter Annahme starker Vereinfachungen und Idealisierungen möglich. Demnach basieren auch die für den praktischen Einsatz abgeleiteten Bemessungsregeln primär auf Erfahrungswerten von früheren Projekten, weshalb eine Anpassung des Druckentlastungssystems an die örtlichen Verhältnisse meist unberücksichtigt bleibt. In der Regel wird lediglich ein konstanter Achsabstand von einer "unendlichen" Kiessäulenreihe mit einem – je nach Herstellungsmethode abhängigen – Standarddurchmesser festgelegt. Dabei wird jedoch außer Acht gelassen, dass die Entlastungswirkung und somit auch der zulässige Säulenabstand neben den genannten Parametern maßgeblich von der Einbindetiefe in die gut durchlässigen Schichten (Grundwasserleiter) beeinflusst werden. Außerdem sind stets auch die Untergrundeigenschaften und insbesondere die hydraulischen Randbedingungen (z.B. Abstand zum Fluss, natürliche Quellen und Senken auf der Wasser- bzw. Landseite etc.) zu beachten. Das Druckgewölbe, welches sich als Folge der Druckentlastung zwischen zwei benachbarten Kiessäulen einstellt, stellt eine wesentliche Bemessungsgröße für die Beurteilung der Standsicherheit (Nachweis gegenüber Aufschwimmen bzw. hydraulischem Grundbruch) der bindigen Deckschicht dar. Eine optimierte Bemessung eines Druckentlastungssystems hängt damit nicht nur von der Wahl der Geometrie und des Säulenabstandes ab, sondern muss im Zusammenhang mit den austretenden Sickerwassermengen betrachtet werden. Allerdings stehen für die Quantifizierung der Sickerwasseraustritte ebenfalls nur auf Näherungen basierende numerische Berechnungsansätze zur Verfügung. Aus diesem Grund findet die Dimensionierung von allfälligen Pumpwerken bzw. Poldern nur mittels Aussagen über die geschätzte Sickerwassermenge statt. Vor dem Hintergrund der genannten Unsicherheiten bei der angewandten Bemessungsvorgehensweise ergeben sich einige Fragen, welche im Rahmen der vorliegenden Arbeit im Detail untersucht werden:

- Druckverhältnisse in einem gespannten Grundwasserleiter zufolge Dammunterströmung
- Aufbau, Herstellung und Langzeitverhalten von Druckentlastungen
- Räumliche Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainagen
- Bemessung von Druckentlastungsdrainagen
- Quantifizierung der Sickerwasseraustritte

Das physikalische Prinzip der Druckentlastung des Untergrundes mithilfe von künstlichen Brunnen ("relief wells") wurde bereits von *U.S. Army Corps of Engineers* beschrieben und daraus Bemessungsvorschläge gemäß [98] abgeleitet. Für die Entlastungsdrainagen (z.B. Kiessäulen)

sind diese Empfehlungen jedoch nur begrenzt anwendbar. Die wesentlichen Unterschiede gegenüber den meist vollkommenen Brunnen bestehen im Aufbau, in der Systemdurchlässigkeit und der Geometrie, wobei insbesondere die geringe Einbindetiefe der Drainagen die Entlastungswirkung entscheidend beeinflusst. Hierzu sollen generelle Vorschläge für eine optimierte Anwendung von Druckentlastungsdrainagen im Sinne eines nachhaltigen Hochwasserschutzes erarbeitet werden. Zugleich gilt es, die bisher angewandten Methoden für die Abschätzung der Sickerwassermengen zu präzisieren und das Risiko einer Hinterlandvernässung zu minimieren.

Ein Ziel dieser Arbeit ist die Untersuchung der hydraulischen Wirkungsweise von Entlastungsdrainagen in Abhängigkeit von der Geometrie (Durchmesser, Breite, Einbindetiefe etc.) und der Systemdurchlässigkeit mittels kombinierter Modellierungsmethoden, um bestehende Ansätze zu verifizieren und diese durch neue Erkenntnisse zu optimieren. Aus diesem Grund soll zunächst die räumliche Ausbildung des Druckentlastungstrichters an einem Modell mit Einzel-Kiessäule beschrieben und das Strömungsverhalten analysiert werden. Darauf aufbauend wird die Wechselwirkung in einem Mehrsäulen-System beurteilt. Durch die Bestimmung des Druckgewölbes zwischen den Entlastungssäulen können Empfehlungen zur Festlegung des optimalen Säulenabstandes und der Säulengeometrie unter Berücksichtigung geotechnischer und hydraulischer Randbedingungen angegeben werden.

Eine weitere Anforderung an die Planung von Druckentlastungsdrainagen stellt die Prognosegenauigkeit austretender Sickerwassermengen dar, welche der Dimensionierung von Drainageleitungen und Pumpwerken im Hinterland zugrunde gelegt wird. Hierzu sollen im Rahmen der versuchstechnischen Untersuchungen Korrelationswerte für numerische Berechnungsmodelle gefunden werden, um Angaben zu Bemessungswassermengen für unterschiedliche hydrostatische Druckzustände ableiten zu können und somit eine möglichst genaue Quantifizierung zu ermöglichen.

# 3 Unterströmung von Dämmen

## 3.1 Allgemeines

Eine unkontrollierte Unterströmung zufolge saisonaler Hochwasserstände oder durch permanenten Einstau stellt für Dammbauwerke ein hohes Risiko hinsichtlich der Ausbildung eines Überdruckes im Untergrund dar, welcher zum hydraulischen Versagen in angrenzendem Hinterland führen kann. Um die Druckverteilung auf die bindige Deckschicht als hydraulische Bemessungsgröße beschreiben und darauf basierend die geeigneten Maßnahmen festlegen zu können, bedarf es zunächst einer detaillierten Analyse der Strömungsvorgänge. Hierzu stehen neben den numerischen Berechnungsmethoden, deren Genauigkeit jedoch stark von Idealisierungen und den getroffenen Annahmen abhängt, analytische Lösungsverfahren zur Verfügung. Sie liefern für vereinfachte Strömungssysteme mit definierten Anfangs- und Randbedingungen exakte Lösungen und ermöglichen eine erste Abschätzung der hydraulischen Stabilität des Untergrundes.

Die ersten analytischen Lösungsvorschläge zur Bestimmung der Potentialverläufe infolge einer stationären Wasserströmung in einem homogenen Grundwasserträger publizierte [8] und zu einem späteren Zeitpunkt auch [93]. Diese Ansätze wurden von *U.S. Army Corps of Engineers* ([95] und [99]) weiterentwickelt und finden heutzutage als sogenannte "blanket theory" ihre Anwendung. Eine Zusammenstellung von Berechnungsgleichungen für unterschiedliche Strömungsgebiete in Abhängigkeit der Art der Deckschicht und der hydraulischen Randbedingungen ist [98] und [99] zu entnehmen. Allerdings sind hierzu keine genauen Angaben für den allgemeinen Einsatz zu finden und die mathematischen Herleitungen werden ebenfalls nicht angegeben.

In Hinblick auf die später beschriebenen Modellversuche ist vor allem die Auswirkung einer "undurchlässigen" bzw. "halbdurchlässigen" Deckschicht auf den Druckverlauf in einem gespannten Grundwasserleiter von Bedeutung. Bei teildurchlässigen Bodenschichten findet aufgrund der Semipermeabilität eine aufwärts gerichtete Sickerströmung statt, die eine hydraulische Randbedingung für den Leaky-Aquifer bildet. Im Folgenden sollen in Anlehnung an [8], [69] die analytischen Berechnungsansätze für die stationäre Strömung in einem (halb)gespannten Grundwasserleiter unter einem Damm beschrieben und anhand der berechneten Druckverläufe die hydraulischen Bemessungskriterien für die Standsicherheit der Deckschicht definiert werden.

## 3.2 Grundlagen der Grundwasserströmung

Die Flüssigkeitsbewegung in einem Grundwasserleiter (poröses Medium) wird in der Hydromechanik mit der Bewegungsgleichung, welche das Kräftegleichgewicht auf das Flüssigkeitsteilchen zum Ausdruck bringt, und der Kontinuitätsgleichung, die die Forderung nach Erhaltung der Masse eines Kontrollvolumens in einem vollständig wassergesättigten Boden darstellt, beschrieben. Bei der praktischen Anwendung der Strömungsgleichungen bedarf es zur Lösung von komplexen Grundwasserproblemen Vereinfachungen der physikalischen Vorstellung, die für den betrachteten Naturvorgang systematisch und im Einzelfall zu treffen sind [29].

Für eine laminare Grundwasserströmung (Geltungsbereich: *Reynolds-Zahl*  $Re \leq 1 - 10$ ) im Porenraum eines Sandbodens wurde von *Darcy* das Filtergesetz (Abb. 3.1) empirisch ermittelt.

$$v = \frac{Q}{A} = -k \frac{h_1 - h_2}{l} = -k \frac{\Delta h}{l} = -k i \quad (3.1)$$

Gemäß diesem Gesetz ist die Wassermenge  $Q$ , die eine konstante Querschnittsfläche  $A$  in einem homogenen, isotropen Grundwasserleiter (Durchlässigkeitsbeiwert  $k = \text{konstant}$ ) pro Zeiteinheit durchfließt, direkt proportional zum hydraulischen Gradienten  $i$ . Die Höhen  $h_1$  und  $h_2$  entsprechen dabei der Standrohrspiegelhöhe bzw. Piezometerhöhe in dem betrachteten Punkt. Die mathematische Definition des hydraulischen Potentials (Energiezustand des Wassers im Boden) lautet:

$$h = z + \frac{p}{\rho g} = z + \frac{p}{\gamma} \quad (3.2)$$

Als Bezugsebene für die Ortshöhe  $z$  (Lagenenergie) wird in der Regel eine undurchlässige, meist horizontale Basis des Grundwasserleiters herangezogen. Der zweite Term  $p/\gamma$  entspricht der Höhe der Wassersäule, und stellt somit das Maß für die Druckenergie dar.

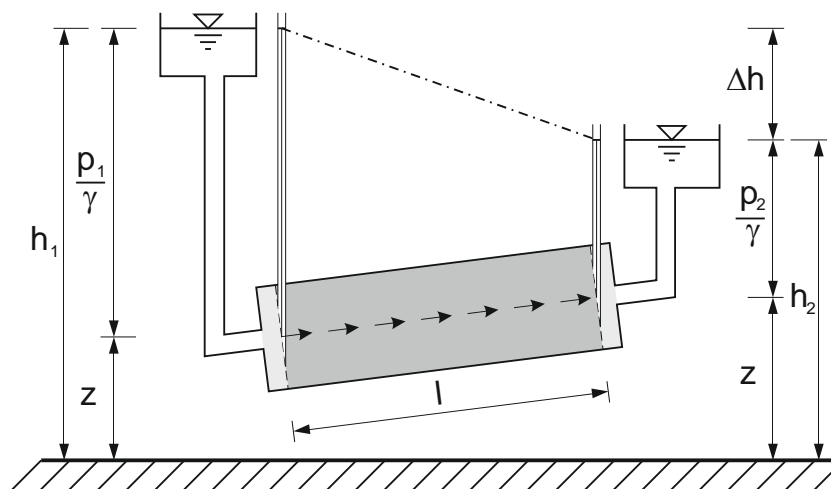


Abb. 3.1: Modell – Filtergesetz von *Darcy*.



Nach Verallgemeinerung des *Darcy*-Gesetzes unter Berücksichtigung eines Durchlässigkeitstensors  $K$ , welcher die Anisotropie des Grundwasserleiters ( $k_{xx} \neq k_{yy} \neq k_{zz}$ ) beschreibt, erfährt die mathematische Formulierung der Filtergeschwindigkeit bzw. des spezifischen Durchflusses folgende Form:

$$\mathbf{v} = -\mathbf{K} \nabla h \quad (3.3)$$

Um die allgemeine dreidimensionale Bewegungsgleichung für die instationäre Wasserströmung in einem porösen Medium zu erhalten, wird die Gleichung (3.3) (Gesetz von *Darcy*) in die Kontinuitätsgleichung (3.4) eingesetzt. Mit der Kontinuität der Strömung (Abb. 3.2) wird die Massenerhaltung beschrieben, die im Falle eines inkompressiblen Fluids ( $\rho = \text{konstant}$ ) der Erhaltung des Volumens entspricht.

$$\nabla \mathbf{v} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial(n\rho)}{\partial t} + w \quad (3.4)$$

Daraus ergibt sich unter Berücksichtigung der Kompressibilität der wassergesättigten Bodenmatrix folgende Strömungsgleichung:

$$K \nabla^2(h) = -S_0 \frac{\partial h}{\partial t} + w \quad (3.5)$$

Bei Quellenfreiheit ( $q = 0$ ) und bei stationärer Grundwasserströmung entfallen die zeitabhängigen Terme und die Gleichung (3.5) vereinfacht sich für anisotrope Grundwasserleiter zu:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (3.6)$$

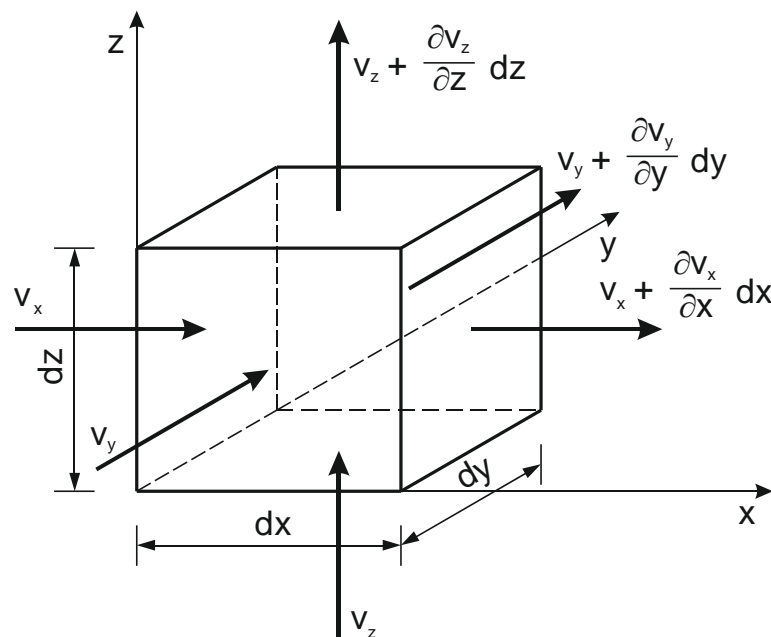


Abb. 3.2: Kontinuität der Grundwasserströmung.

Für einen homogenen, isotropen Grundwasserleiter ( $k = \text{konstant}$ ) gilt.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.7)$$

Die angegebene Differentialgleichung (3.6) der vereinfachten räumlichen Grundwasserströmung stellt die Laplace Gleichung dar, welche die Grundlage der Potentialtheorie bildet. Zur analytischen Lösung der Unterströmung werden jedoch zweidimensionale Systeme (vertikal-ebenes Modell) bevorzugt angewandt. Auf Grund der angenommenen Parallelströmung weist die Druckhöhe keine Abhängigkeit in der  $y$ -Richtung ( $\delta h / \delta y = 0$ ) auf, weshalb dieser Term nach doppelter Integration entfällt. Damit werden die Strömungsverhältnisse lediglich in dem charakteristischen Vertikalschnitt ( $x$ - $z$ -Ebene) betrachtet.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.8)$$

Um die Grundwasserströmung mit den beschriebenen Grundgleichungen lösen zu können, müssen zur physikalischen Abgrenzung des betrachteten Strömungsfeldes entsprechende Anfangs- und Randbedingungen definiert werden [46]:

- Randbedingung der 1. Art (*Dirichlet*-Bedingung) legt die Verteilung des hydraulischen Potentials (Standrohrspiegelhöhe) am Rand fest.

$$h(x, t) = h_1(x, t) \quad (3.9)$$

- Randbedingung der 2. Art (*Neumann*) beschreibt den Zu- und Abfluss  $q$  senkrecht zum Rand mithilfe eines bekannten Potentialgradienten. Ein Spezialfall dieser Randbedingung ist der undurchlässige Rand.

$$\frac{\delta h}{\delta n}(x, t) = \pm \frac{q}{k_f}(x, t) \quad (3.10)$$

- Randbedingung der 3. Art (*Cauchy*) stellt die Kombination der *Dirichlet* und *Neumann*-Randbedingung dar, welche mit bestimmten Gewichtungen bzw. gegebenen Konstanten  $a$  und  $b$  die lineare Beziehung des Strömungspotential und des Potentialgradienten berücksichtigt wird.

$$a h(x, t) + b \frac{\delta h}{\delta n}(x, t) = f(x, t) \quad (3.11)$$

Die Anfangsrandbedingungen definieren im gesamten betrachteten Strömungsgebiet die Randbedingungen (meist 1. Art) zum Zeitpunkt des Untersuchungsbeginns. Demnach werden diese lediglich der Lösung von instationären Strömungsproblemen zugrunde gelegt.

$$h(x, t = t_0) = h_0(x, t_0) \quad (3.12)$$

### 3.3 Analytische Lösung der Unterströmung von Dämmen

#### 3.3.1 Dämme auf undurchlässiger Deckschicht

Den Fall einer “undurchlässigen“ Deckschicht stellt in der Natur eine homogene, schluffig-tonige Bodenschicht dar, die eine ausreichend geringe Durchlässigkeit besitzt, sodass diese nicht durchströmt wird. Neben den bodenphysikalischen Eigenschaften haben vor allem die Schichtmächtigkeit sowie die Dauer und die Größe der hydrostatischen Belastung einen wesentlichen Einfluss auf das hydraulische Verhalten derartiger Schichten.

Unter der Voraussetzung, dass die oberflächennahe Deckschicht und die horizontal verlaufende Sohle undurchlässige Berandungen des durchströmten Untergrundes bilden, lässt sich die Unterströmung eines Dammes auf “undurchlässiger“ Deckschicht mithilfe der eindimensionalen Grabenströmung analytisch beschreiben (Abb. 3.3) [72], [59]. Hierzu wird ein vertikal-ebenes Strömungsgebiet betrachtet, das aus einem homogenen, isotropen Grundwasserleiter mit konstanter Mächtigkeit und endlicher Länge des Vor- und Hinterlandes besteht. An den vertikalen Rändern des Strömungsfeldes wird dabei zunächst ein freier Zu- bzw. Abfluss als hydraulische Randbedingung angenommen.

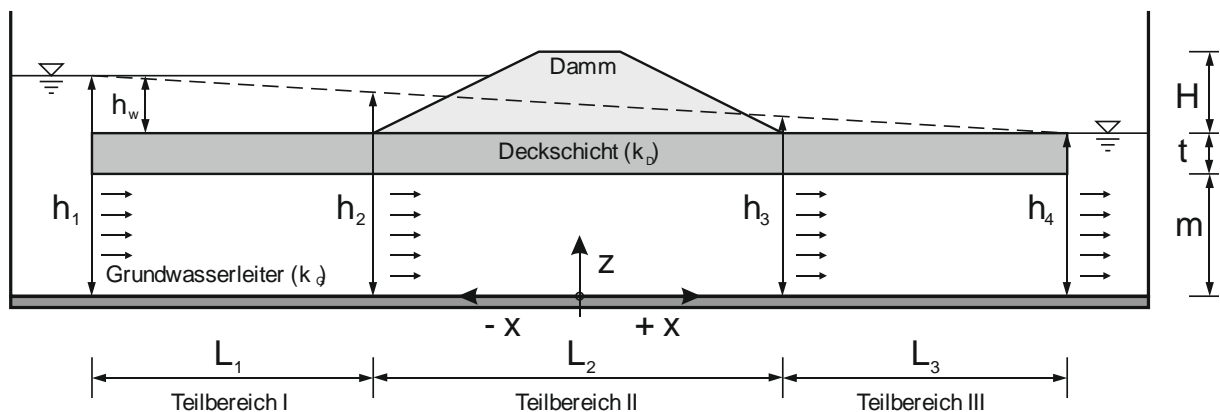


Abb. 3.3: Idealisiertes Schnitt-Modell eines Dammes auf “undurchlässiger“ Deckschicht mit freier Zu- und Ausströmung im Grundwasserleiter (eindimensionale Grabenströmung).

Der stationäre Strömungszustand in einem gespannten Grundwasserleiter ist mit folgender Differentialgleichung definiert:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k m \frac{\partial h}{\partial x} \right) = 0 \quad (3.13)$$

bei konstanter Transmissivität ( $T = k m = konst.$ ) gilt für die vereinfachte eindimensionale Gleichung:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (3.14)$$

Die allgemeine Lösung dieser Differentialgleichung ergibt sich nach zweimaliger Integration zu:

$$h(x) = C_1 x + C_2 \quad (3.15)$$

Die Integrationskonstanten  $C_1$  und  $C_2$  werden nach Einsetzen der Randbedingungen in diese Lösung bestimmt.

$$x_1 = -\left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right): \quad h(x_1) = h_1 \quad C_1 = \frac{h_2 - h_1}{L_1 + L_2 + L_3} \quad (3.16)$$

$$x_2 = \left(L_3 + \frac{L_2}{2}\right): \quad h(x_2) = h_4 \quad C_2 = h_1 + \frac{(h_4 - h_1)}{L_1 + L_2 + L_3} \left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right) \quad (3.17)$$

Für die gewählten Randbedingungen ergibt sich als spezielle Lösung ein linearer Verlauf der Druckhöhe zwischen den beiden vertikalen Rändern des Strömungsgebietes:

$$h(x) = h_1 + \frac{h_4 - h_1}{L_1 + L_2 + L_3} \left(x + L_1 + \frac{L_2}{2}\right) \quad (3.18)$$

Diese Gleichung bringt zum Ausdruck, dass die Druckhöhe lediglich von den Randbedingungen und deren Abstand abhängt und nicht von den hydraulischen Eigenschaften und der Mächtigkeit des Aquifers beeinflusst wird. Aus dieser Lösung kann der breitenspezifische Durchfluss berechnet werden:

$$Q = -k m \frac{\partial h}{\partial x} = k m \frac{h_1 - h_4}{L_1 + L_2 + L_3} \quad (3.19)$$

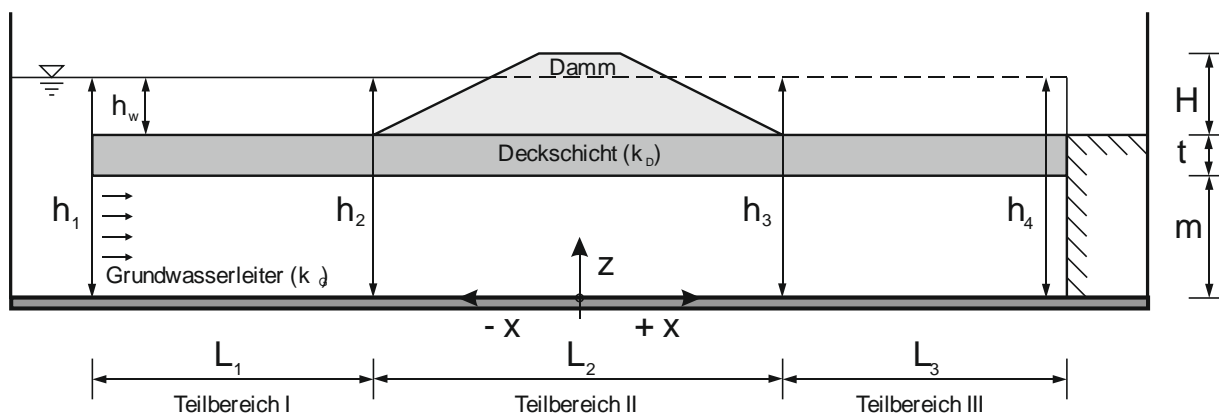


Abb. 3.4: Idealisiertes Schnitt-Modell eines Dammes auf „undurchlässiger“ Deckschicht mit freier Zu- und blockierter Ausströmung im Grundwasserleiter.

Wenn für den Fall der Grundwasserströmung in einem gespannten Grundwasserleiter ein undurchlässiger Rand als vertikale Randbedingung im Hinterland angenommen wird (Abb. 3.4), bedingt es ein Stagnieren der Wasserströmung. Die Randbedingungen für die analytische Lösung lauten:

$$x_1 = -\left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right): \quad h(x_1) = h_1 \quad C_1 = 0 \quad (3.20)$$

$$x_2 = \left(L_3 + \frac{L_2}{2}\right): \quad \frac{dh}{dx} = 0 \quad C_2 = h_1 \quad (3.21)$$

Nach Einsetzen dieser Randbedingungen in die Gleichung (3.11) ergibt sich für die Druckhöhe eine konstante Piezometerhöhe, die jener im Einlaufbereich entspricht, wo eine hydraulische Verbindung des Grundwasserleiters mit dem Fluss vorausgesetzt wird.

$$h(x) = h_1 \quad (3.22)$$

Für den Durchfluss in einem Grundwasserleiter mit blockierter Ausströmung im Hinterland gilt:

$$Q = 0 \quad (3.23)$$

### 3.3.2 Dämme auf halbdurchlässiger Deckschicht

Halbdurchlässige Deckschichten oberhalb von Grundwasserleitern kommen in der Natur relativ häufig vor und können als schwach durchlässige Bodenschichten charakterisiert werden, die bei hydraulischer Beaufschlagung in vertikaler Richtung durchströmt werden. Die Sickerströmung kann jedoch erst dann stattfinden, wenn ein ausreichendes Potentialgefälle zwischen der Schichtunter- und Schichtoberkante vorhanden ist. Damit verbinden sie den gespannten Grundwasserleiter mit einem Stauwasserhorizont an der Oberfläche, ohne dass sich dadurch die Druckverhältnisse in der speisenden Schicht merklich ändern. Solche Aquifer werden auch als halbgespannte Grundwasserleiter (Leaky-Aquifer) bezeichnet [17].

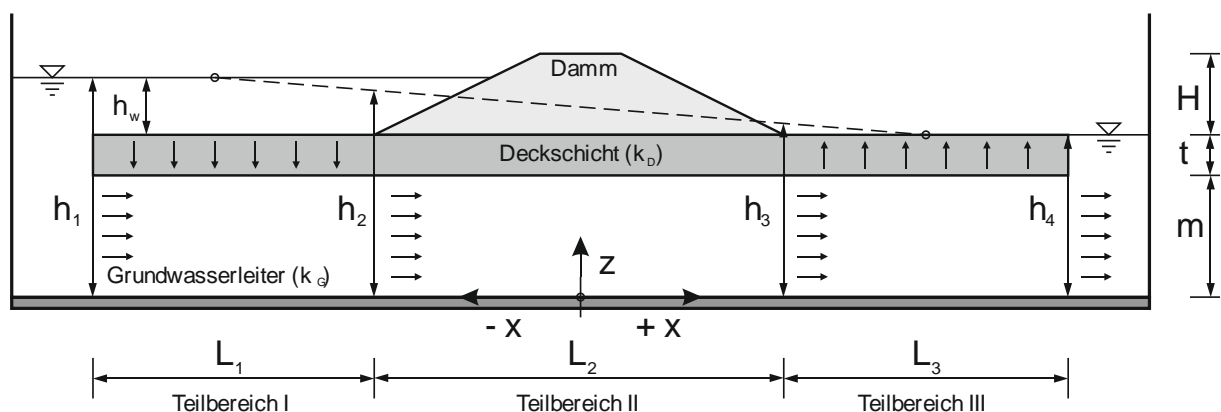


Abb. 3.5: Idealisiertes Schnitt-Modell eines Damms auf "halbdurchlässiger" Deckschicht mit freier Zu- und Ausströmung im Grundwasserleiter.

Um die Druckverteilung in einem Leaky-Aquifer (Abb. 3.5) bei der Unterströmung eines Damms analytisch zu bestimmen, wird ein stationärer Strömungszustand im Sinne der vorhin beschriebenen eindimensionalen Grabenströmung betrachtet. Wird der Dammkörper als vollständig undurchlässig angenommen, entspricht der grundwasserführende Untergrund

unterhalb der Dammaufstandsfläche einem gespannten Grundwasserleiter, da in diesen Strömungsabschnitt keine Zusickerung über die Deckschicht erfolgen kann. Im Gegensatz dazu herrschen im Dammvorland und -hinterland halbgespannte Druckverhältnisse in der durchlässigen Schicht, da sich neben der horizontalen Grundwasserströmung auch eine vertikal gerichtete Sickerströmung durch die halbdurchlässige Trennschicht einstellt. Bei der mathematischen Lösung solcher Grundwasserleitersysteme mit räumlich wechselnden Strömungsverhältnissen ist es notwendig, das betrachtete Strömungsfeld nach den Regeln der Fragmentmethode [79] in mehrere Teilbereiche (Fragmente) zu zerlegen. Aus der Kombination der jeweiligen Elementarlösungen wird dann für die gewählten Randbedingungen an den gemeinsamen Fragmentgrenzen die Gesamtlösung abgeleitet [25].

Für die Analyse der Unterströmung von Dämmen auf halbdurchlässiger Deckschicht soll zunächst ein Strömungsgebiet mit finiter Länge des Vor- und Hinterlandes bei freier Ein- und Ausströmung des Grundwassers über die vertikalen Modellränder (Potentialrandbedingung als Fluss-Randbedingung) untersucht werden. Außerdem wird hierbei von der *Dupuit*-Annahme Gebrauch gemacht (Abb. 3.6), d.h. der Piezometergradient ist über die Tiefe (in vertikaler Richtung) vernachlässigbar klein, weshalb das Grundwasser am Strömungsgebietsrand die Piezometerhöhe in dem jeweiligen Einstaubereich auf der Wasser- bzw. Landseite annimmt.

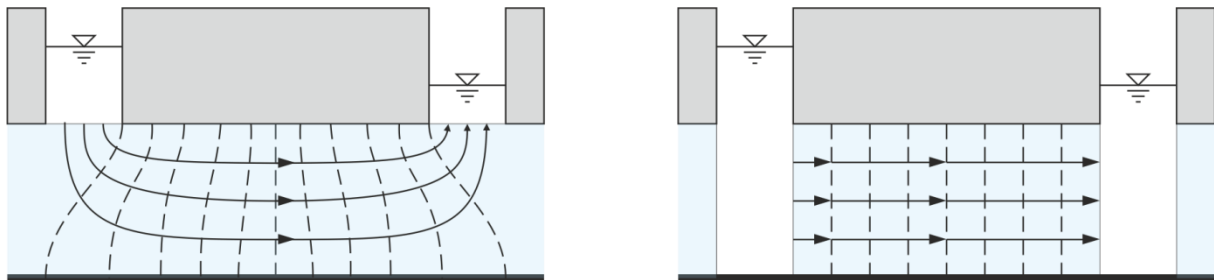


Abb. 3.6: Vereinfachte Darstellung der *Dupuit*-Annahme anhand einer gespannten Grundwasserströmung zwischen einem Fluss und einem landseitigen Graben (adaptiert nach [25]).

### 3.3.2.1 Strömungsfeld mit begrenzter Länge und freiem Zu-/Abfluss

Mit Hilfe der Fragmentmethode wird die Druckverteilung zuerst für den halbgespannten Grundwasserleiter im Teilbereich I (Dammvorland) auf Basis der eindimensionalen Grabenströmung bestimmt. Unter Berücksichtigung der Zusickerung über die Deckschicht lautet die allgemeine Bewegungsgleichung für die stationäre Grundwasserströmung:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \frac{h-h_1}{\lambda^2} = 0 \quad (3.24)$$

wobei  $\lambda$  der Leakagekoeffizient (Zusickerungsfaktor) ist, welcher das hydraulische Verhalten der halbdurchlässigen Deckschicht in Relation zum Grundwasserleiter definiert.

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_G m t}{k_D}} \quad (3.25)$$

Auf Grundlage der allgemeinen Lösung der Differentialgleichung zweiter Ordnung für den halbgespannten Grundwasserleiter

$$h(x) = h_i + C_1 e^{\frac{x}{\lambda}} + C_2 e^{-\frac{x}{\lambda}} \quad (3.26)$$

bzw. der allgemeinen Elementarlösung

$$h(x) = h_i + C_1 e^{\frac{x+L_1+\frac{L_2}{2}}{\lambda}} + C_2 e^{-\frac{x+L_1+\frac{L_2}{2}}{\lambda}} \quad (3.27)$$

kann die spezielle Lösung unter Berücksichtigung der gewählten Randbedingungen für das betrachtete Fragment I im Bereich  $-(L_1 + L_2/2) \leq x \leq -L_2/2$  ermittelt werden.

$$x_1 = -\left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right) \quad h(x_1) = h_1 \quad C_1 = \frac{h_2 - h_1}{2 \sinh\left(\frac{L_1}{2}\right)} \quad (3.28)$$

$$x_2 = -\frac{L_2}{2} \quad h(x_2) = h_2 \quad C_2 = -\frac{h_2 - h_1}{2 \sinh\left(\frac{L_1}{2}\right)} \quad (3.29)$$

Die Gleichung für die Berechnung der Druckhöhe  $h(x)$  im halbgespannten Teilbereich I, welche auch die vertikale Zusickerung in den Grundwasserleiter berücksichtigt, ergibt sich nach Einsetzen der Integrationskonstanten  $C_1$  und  $C_2$  zu:

$$h_I(x) = h_1 + (h_2 - h_1) \frac{\sinh\left(\frac{2x + 2L_1 + L_2}{2\lambda}\right)}{\sinh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right)} \quad (3.30)$$

Im Teilbereich II (Dammbereich) herrschen im Grundwasserleiter aufgrund der undurchlässigen horizontalen Randbedingung gespannte Druckverhältnisse, die basierend auf der in Kap. 3.3.1 bereits beschriebenen allgemeinen Lösung bestimmt werden können.

$$h(x) = C_1 \left(x + \frac{L_2}{2}\right) + C_2 \quad (3.31)$$

Für die Randbedingungen im Teilbereich II  $-L_2/2 \leq x \leq +L_2/2$ :

$$x_1 = -\frac{L_2}{2} \quad h(x_1) = h_2 \quad C_1 = \frac{h_3 - h_2}{L_2} \quad (3.32)$$

$$x_2 = \frac{L_2}{2} \quad h(x_2) = h_3 \quad C_2 = h_2 \quad (3.33)$$

kann die Druckhöhe  $h(x)$ , welche von den Piezometerhöhen  $h_2$  und  $h_3$  an den Fragmenträndern abhängt, mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$h_{II}(x) = \frac{h_2 + h_3}{2} + \frac{(h_3 - h_2)}{L_2} x \quad (3.34)$$

Allerdings sind die Druckpotentiale  $h_2$  und  $h_3$  zunächst unbekannt und müssen über die Gleichgewichtsbedingung der Durchflüsse an den Übergängen zwischen dem halbgespannten und gespannten Teilbereich gelöst werden.

Im Teilbereich III (Dammhinterland) liegt erneut ein halbgespannter Grundwasserleiter vor, der aufgrund des vorherrschenden Überdruckes auf die halbdurchlässige Deckschicht eine Zusickerung zur Oberfläche bedingt. Die Druckverteilung wird jedoch maßgebend von den gewählten hydraulischen Randbedingungen an den vertikalen Modellrändern in diesem Fragmentbereich  $L_2/2 \leq x \leq (L_2/2 + L_3)$  beeinflusst.

$$x_1 = \frac{L_2}{2} \quad h(x_1) = h_3 \quad C_1 = -\frac{h_3 - h_4}{2 \sinh(L_3/2)} \quad (3.35)$$

$$x = \left(\frac{L_2}{2} + L_3\right) \quad h(x_2) = h_4 \quad C_2 = \frac{h_3 - h_4}{2 \sinh(L_3/2)} \quad (3.36)$$

Nach Einsetzen der Integrationskonstanten  $C_1$  und  $C_2$  in die allgemeine Gleichung (3.26) ergibt sich als spezielle Lösung für die Druckhöhe  $h(x)$  folgende Gleichung:

$$h_{III}(x) = h_4 + (h_3 - h_4) \frac{\sinh\left(\frac{-2x + 2L_3 + L_2}{2\lambda}\right)}{\sinh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.37)$$

Die breitenabhängige Gesamtwassermenge  $Q$ , welche den jeweiligen Teilbereich durchfließt, errechnet sich als erste Ableitung der speziellen Lösungen für die Druckhöhe  $h(x)$  mithilfe folgender Gleichungen:

$$Q_I = T \frac{(h_1 - h_2)}{\lambda} \frac{1}{\tanh\frac{L_1}{\lambda}} = k m \frac{(h_1 - h_2)}{\lambda} \frac{1}{\tanh\frac{L_1}{\lambda}} \quad (3.38)$$

$$Q_{II} = T \frac{(h_2 - h_3)}{L_2} = k m \frac{(h_2 - h_3)}{L_2} \quad (3.39)$$

$$Q_{III} = T \frac{(h_3 - h_4)}{\lambda} \frac{1}{\tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} = k m \frac{(h_3 - h_4)}{\lambda} \frac{1}{\tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.40)$$



Unter der Voraussetzung, dass die Durchflussmenge  $Q$  aus Kontinuitätsgründen an den jeweiligen Fragmentgrenzen konstant sein muss, lassen sich die unbekanntes Piezometerhöhen  $h_2$  und  $h_3$  durch Gleichsetzen der Durchflüsse für die angrenzenden Teilbereiche  $Q_I = Q_{II}$  bzw.  $Q_{II} = Q_{III}$  mathematisch lösen.

$$h_2 = \frac{h_1 L_2 + \lambda h_1 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right) + \lambda h_4 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right)}{L_2 + \lambda \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right) + \lambda \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.41)$$

$$h_3 = \frac{h_4 L_2 + \lambda h_1 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right) + \lambda h_4 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right)}{L_2 + \lambda \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right) + \lambda \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.42)$$

Die hier beschriebene analytische Lösung der Unterströmung eines Dammes auf halbdurchlässiger Deckschicht mit finiter Länge des Vor- und Hinterlandes und freier Ein- und Ausströmung an den vertikalen Modellrändern behandelt eine vereinfachte Darstellung der in Natur vorkommenden Strömungsverhältnisse. Naturgemäß wird die gespannte Grundwasserströmung durch eine Vielzahl von unterschiedlichen Randbedingungen beeinflusst und wirkt sich somit bedeutend auf den Druckverteilung unterhalb der gering durchlässigen Deckschicht aus. Im Folgenden sollen die weiteren Fälle der Unterströmung untersucht werden.

### 3.3.2.2 Strömungsfeld mit begrenzter Länge und freiem/blockiertem Zu-/Abfluss

Die analytische Lösung für einen unterströmten Damm auf halbdurchlässiger Deckschicht mit freier/blockierter Ein-/Ausströmung kann analog zum vorhin beschriebenen Fall abgeleitet werden. Das in Abb. 3.5 dargestellte Strömungsfeld wird lediglich um die no-flow-Bedingung am luftseitigen Modellrand ergänzt. Während das Strömungsverhalten in den Fragmenten I und II (siehe Kap 3.3.2.1) unverändert bleibt und die Lösung mathematisch mit Gl. (3.30) und Gl. (3.34) bestimmt werden kann, führt die neu festgelegte hydraulische Randbedingung im Fragment III zum Stagnieren der Grundwasserströmung. Das Strömungsverhalten in diesem Teilbereich hängt damit in erster Linie vom Lekagekoeffizienten der Deckschicht ab.

In Hinblick auf die speziellen Lösungen für die ersten beiden Teilbereiche (Fragment I und II) wird auf die vorhergehenden Kapitel hingewiesen. Im Folgenden wird daher nur der Ansatz zur Berechnung der Druckhöhe bzw. des Durchflusses im Teilbereich III beschrieben, der jedoch stets in Kombination mit den restlichen beiden Elementarlösungen zu betrachten ist, um die Gesamtlösung für das betrachtete Strömungsgebiet zu finden.

Da der Ausfluss im Fragment III blockiert wird, hängt die Druckverteilung im Hinterland des Dammes in erster Linie von der zur Oberfläche vertikal gerichteten Zusickerung über die halbdurchlässige Deckschicht ab. Für den stationären Strömungszustand gelten daher folgende hydraulischen Randbedingungen:

$$x_1 = \frac{L_2}{2} : \quad h(x_1) = h_3 \quad C_1 = \frac{h_3 - h_4}{2 \cosh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.43)$$

$$x_2 = \left(\frac{L_2}{2} + L_3\right) : \quad \frac{dh}{dx} = 0 \quad C_2 = \frac{h_3 - h_4}{2 \cosh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.44)$$

Nach Einsetzen der Integrationskonstanten  $C_1$  und  $C_2$  in die allgemeine Gleichung (3.27) für das Fragment III ergibt sich als spezielle Lösung für die Druckhöhe  $h(x)$  folgende Gleichung:

$$h_{III}(x) = h_4 + (h_3 - h_4) \frac{\cosh\left(\frac{-2x + 2L_3 + L_2}{2\lambda}\right)}{\cosh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.45)$$

Die breitenabhängige Gesamtwassermenge  $Q$  errechnet sich als erste Ableitung der speziellen Lösung für die Druckhöhe  $h_{III}$  mithilfe folgender Gleichung.

$$Q_{III} = T \frac{(h_3 - h_4)}{\lambda} \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right) = k m \frac{(h_3 - h_4)}{\lambda} \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right) \quad (3.46)$$

Um die Druckhöhen  $h_2$  und  $h_3$  lösen zu können, werden die Durchflussmengen an jeweiligen Fragmentgrenzen unter Berücksichtigung der Kontinuität gleich gesetzt  $Q_I = Q_{II}$  bzw.  $Q_{II} = Q_{III}$  und mithilfe des Gleichungssystems die beiden Unbekannten analytisch bestimmt:

$$h_2 = \frac{\lambda h_1 + h_1 L_2 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right) + \lambda h_4 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right) \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)}{\lambda + L_2 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right) + \lambda \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right) \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.47)$$

$$h_3 = \frac{\lambda h_1 + h_4 L_2 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right) + \lambda h_4 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right) \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)}{\lambda + L_2 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right) + \lambda \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right) \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda}\right)} \quad (3.48)$$

### 3.3.2.3 Strömungsfeld mit infiniten Länge und freiem Zu-/Abfluss

Ergänzend zu den zuvor beschriebenen Fällen der Unterströmung von Dämmen auf halbdurchlässiger Deckschicht soll die analytische Lösung für ein Strömungsfeld mit unendlicher Länge der landseitigen Deckschicht abgeleitet werden. Hierfür wird ein freier Zu- und Abfluss an den vertikalen Modellrändern vorausgesetzt. Für die beiden Teilbereiche I und II bleibt die mathematische Lösung der Druckverteilung unverändert und kann mithilfe der Gleichung (3.30) und (3.34) bestimmt werden. Demnach ist die Elementarlösung lediglich für das Fragment III zu finden.

Der Berechnung der stationären Strömung in einem halbgespannten Grundwasserleiter mit unendlicher Ausdehnung im Hinterland (Teilbereich III) werden folgende hydraulischen Randbedingungen zugrunde gelegt:

$$x_1 = \frac{L_2}{2} : \quad h(x) = h_3 \quad C_1 = 0 \quad (3.49)$$

$$x_2 = \lim_{x \rightarrow \infty} x : \quad h(x_2) = h_4 \quad C_2 = \frac{h_3 - h_4}{e^{-\frac{L_2}{\lambda}}} \quad (3.50)$$

Die spezielle Lösung für die Druckhöhe  $h(x)$  kann unter Berücksichtigung der gewählten Randbedingungen mithilfe folgender Gleichung bestimmt werden:

$$h_{III}(x) = h_4 + (h_3 - h_4) e^{\frac{L_2 - x}{\lambda}} \quad (3.51)$$

Daraus ist ersichtlich, dass sich die Piezometerhöhe in einem halbgespannten Grundwasserleiter mit unendlicher Länge exponentiell an das Druckniveau der Geländeoberkante  $h_4$  annähert. Für den breitenabhängigen Durchfluss im Teilbereich III gilt:

$$Q_{III} = T \frac{(h_3 - h_4)}{\lambda} = k m \frac{(h_3 - h_4)}{\lambda} \quad (3.52)$$

Um die Druckverteilung im gesamten Strömungsgebiet angeben zu können, müssen zunächst die unbekanntenen Druckhöhen  $h_2$  und  $h_3$  an den jeweiligen Fragmentgrenzen mathematisch gelöst werden. Hierzu werden auf Basis der Kontinuität der Durchflussmengen die breitenspezifischen Durchflüsse in den einzelnen Teilbereichen gleich gesetzt ( $Q_I = Q_{II}$  bzw.  $Q_{II} = Q_{III}$ ) und daraus die Gleichungen abgeleitet.

$$h_2 = \frac{\lambda h_1 + h_1 L_2 + \lambda h_4 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right)}{\lambda + L_2 + \lambda \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right)} \quad (3.53)$$

$$h_3 = \frac{\lambda h_1 + h_4 L_2 + \lambda h_4 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right)}{\lambda + L_2 + \lambda \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda}\right)} \quad (3.54)$$

### 3.3.3 Druckverteilung in Abhängigkeit von Modellrandbedingungen

Bei der Betrachtung eines unterströmten Damms auf einer Deckschicht, deren Durchlässigkeit natürliche Streuungen aufweist, ist die Kenntnis über die Druckverteilung im darunter liegenden durchlässigen Untergrund von großer Bedeutung. Dabei sind insbesondere der Bereich des landseitigen Dammfußes sowie das angrenzende Hinterland hinsichtlich des Risikos eines

hydraulischen Versagens zu beurteilen. Hierzu bieten vereinfachte, analytische Lösungsansätze eine gute Methode, um den Druckverlauf unterhalb der Deckschicht in Abhängigkeit von den hydraulischen Eigenschaften des Untergrundes und den lokalen Randbedingungen zu bestimmen.

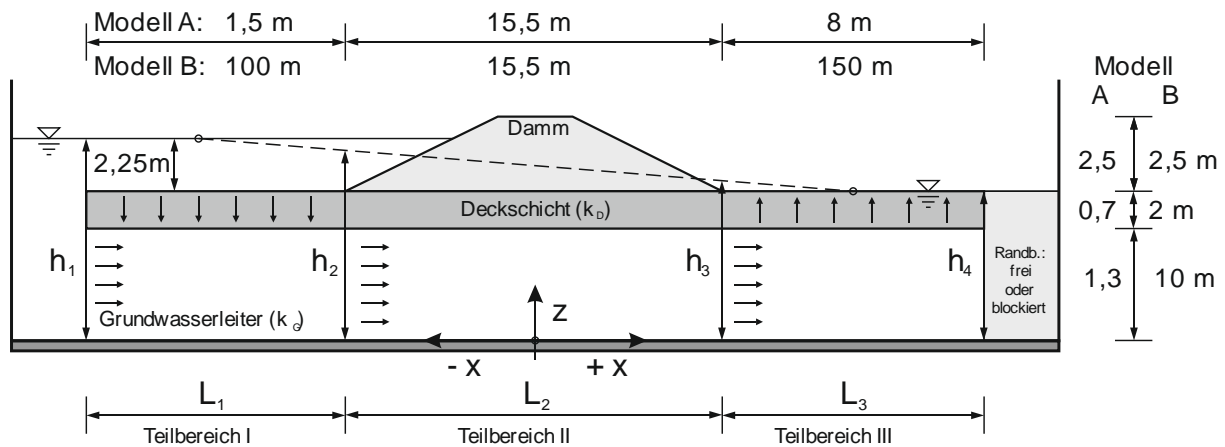


Abb. 3.7: Damm auf "halbdurchlässiger Deckschicht" – Geometrie des Strömungsmodells (adaptiert nach [69]).

Auf Grundlage der vorgestellten mathematischen Gleichungen sollen die Druckverhältnisse in einem (halb)gespannten Grundwasserleiter zufolge der Unterströmung eines Dammes exemplarisch berechnet werden. Zu diesem Zweck werden zwei Dammmodelle mit unterschiedlicher Länge des Vor- und Hinterlandes (Abb. 3.7 – Modell A und Modell B) betrachtet.

Die Geometrie im Fall A entspricht dem später beschriebenen physikalischen Modell, welches aus einem Vorland-, Damm- und Hinterlandbereich ( $L_1 = 1,5$  m,  $L_2 = 15,5$  m und  $L_3 = 8$  m) besteht, und ein Strömungsfeld ( $k = 1 \times 10^{-3}$  m/s) mit einer Mächtigkeit von  $m = 1,3$  m aufweist. Im Gegensatz dazu stellt der Fall B ein "fiktives" Damm-Modell dar, dessen Länge des Vor- und Hinterlandes ( $L_1 = 100$  m,  $L_2 = 15,5$  m und  $L_3 = 150$  m) der tatsächlichen Ausdehnung in der Natur nahe kommen.

Zur besseren Veranschaulichung der Unterschiede im Potentialverlauf wird der Durchlässigkeitsbeiwert (von  $k = 1 \times 10^{-4}$  m/s bis  $1 \times 10^{-9}$  m/s) der halbdurchlässigen Deckschicht (Mächtigkeit von  $t = 0,7$  m bzw.  $t = 2,0$  m) in Zehnerpotenzschritten variiert. Damit sollen unterschiedliche hydraulische Zustände im Grundwasserleiter sowie hinsichtlich der Durchströmung der Deckschicht analytisch bestimmt werden.

Abb. 3.8 zeigt für den stationären Strömungszustand die Druckverteilung in einem Grundwasserleiter mit freiem Zufluss und freiem bzw. blockiertem Abfluss und stellt die Drucklinien abhängig vom Leakagefaktor  $\lambda$  bzw. der Durchlässigkeit der Deckschicht dar. Im Falle einer unbehinderten Ausströmung im Hinterland, die mithilfe einer konstanten Potentialrandbedingung definiert ist (z.B. ein Graben mit gleichbleibendem Wasserstand), wird das Potential auf der Wasserseite entlang der gesamten Länge des Strömungsfeldes vollständig auf

das hydrostatische Niveau im Hinterland abgebaut. Bei der Annahme einer halbdurchlässigen Deckschicht mit einem sehr hohen  $k$ -Wert, der in etwa mit der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters ident ist, konzentriert sich der Druckabbau vorwiegend im Bereich  $L_2$ , unter dem Dammkörper, in dem gespannte Grundwasserverhältnisse herrschen. Im Gegensatz dazu wird das Strömungsverhalten im Vorland- und Hinterlandbereich durch die ausgeprägt starke Zu- bzw. Aussickerung über die oberflächennahe Trennschicht beeinflusst, die mit einem Druckausgleich einhergeht. Aus diesem Grund besitzen die Randbedingungen an den vertikalen Rändern nur eine untergeordnete Auswirkung auf die Druckverteilung. Wenn die Deckschicht einen geringen Durchlässigkeitsbeiwert aufweist, sodass diese als quasi "undurchlässig" anzunehmen ist, entspricht das Strömungsverhalten einer gespannten Grabenströmung. Der Druckabbau zwischen der Wasser- und Landseite kann daher mit einer linearen Funktion beschrieben werden. In diesem Fall stellt sich im Bereich des landseitigen Dammfußes aufgrund der reduzierten Leakage die größte hydrostatische Belastung auf die Deckschicht ein. Die Auswirkung der Deckschichtdurchlässigkeit wird bei der Betrachtung der Drucklinien für das Modell B deutlich.

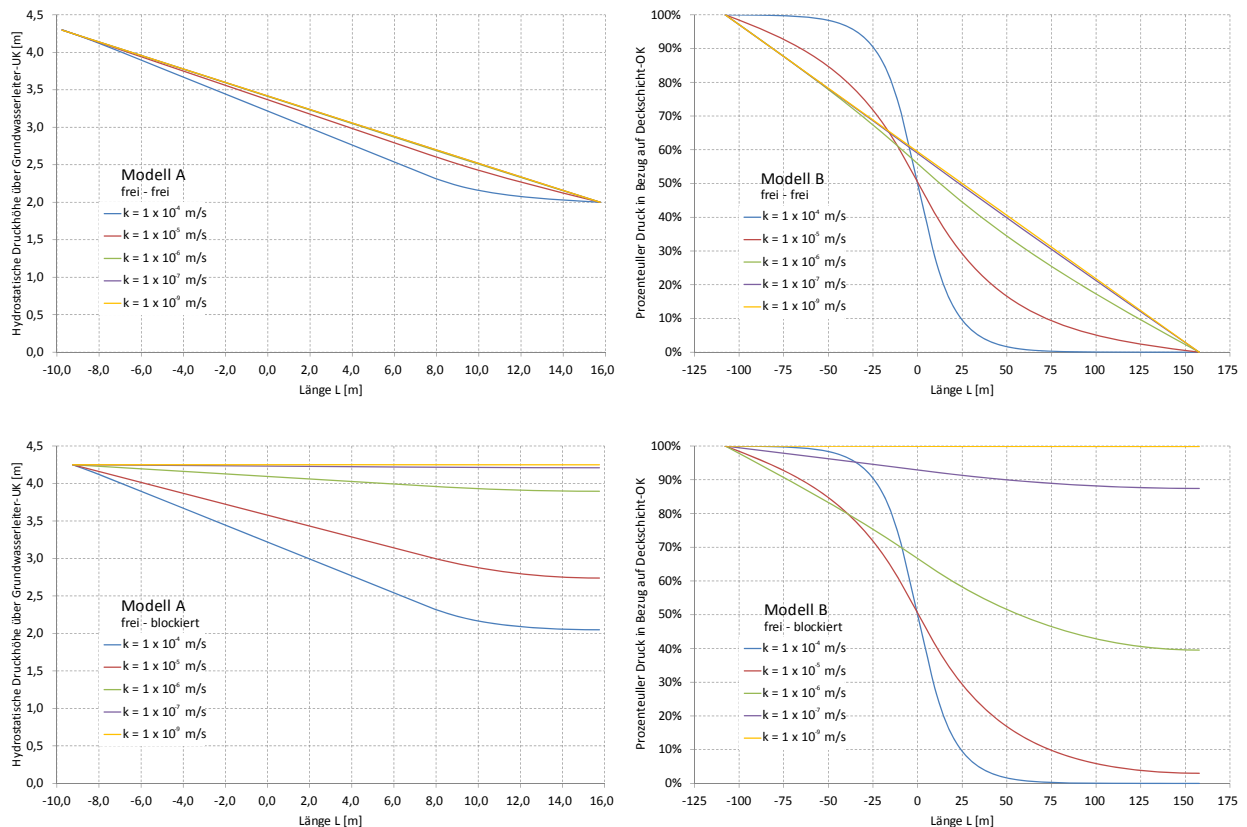


Abb. 3.8: Drucklinienverläufe in einem (halb)gespannten Grundwasserleiter in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit der bindigen Deckschicht und den vertikalen Modellrandbedingungen für Modell A (naturmaßstäbliches Modell, Kap. 6) und Modell B.

Im Falle, dass die Grundwasserbewegung im Hinterland statt einer freien Ausströmung blockiert wird, steigt der Druck in der wasserführenden Schicht deutlich an. In Abb. 3.8 sind die berechneten Drucklinien für beide Modelle dargestellt. Bei einer quasi "undurchlässigen" Deckschicht stagniert die Strömung, weshalb sich im gesamten Strömungsgebiet eine konstante Druckhöhe

einstellt, die dem Potential im Einstaubereich entspricht. Demnach ist die Strömung in einem halbgespannten Grundwasserleiter mit blockierter Ausströmung lediglich vom Leakagefaktor abhängig, d.h. mit steigender Durchlässigkeit der Deckschicht, wird das Druckpotential infolge der Aussickerung über die halbdurchlässige Deckschicht abgebaut.

### **3.4 Hydraulische Bemessungskriterien**

Bei Aufrechterhaltung der Grundwasserkommunikation unter einem Dammbauwerk wird die landseitige Deckschicht zufolge der Unterströmung einer hydrostatischen Belastung ausgesetzt. Die Größe und Verteilung des Überdruckes hängen dabei, wie mithilfe der vereinfachten analytischen Lösungen gezeigt, primär von den hydraulischen Randbedingungen in betrachtetem Strömungsgebiet ab. Können sich im Grundwasserleiter artesisch gespannte Druckverhältnisse ausbilden, wird die Sicherheit gegenüber einem Versagen des Untergrundes erheblich reduziert. Der Stabilitätsverlust wird durch unkontrolliertes Aufschwimmen der gering durchlässigen Deckschicht und/oder als Folge eines konzentrierten Feinteilchenausstrags durch hydraulischen Grundbruch eingeleitet. Vor allem die Erosionsprozesse entwickeln sich über längere Zeiträume meist unauffällig und führen durch Ausbildung von Erosionsröhren (Piping) zur progressiven Schwächung des Untergrundes [13] und [14].

Bei der Stabilitätsbetrachtung der bindigen Deckschicht ist daher die Beurteilung einer maximal zulässigen Druckhöhe (kritischer Überdruck) am landseitigen Dammfuß bzw. im Hinterland als hydraulisches Bemessungskriterium hinsichtlich der nachfolgend beschriebenen Druckentlastungen von großer Bedeutung. Da sich die Versagensmechanismen in ihrer hydraulischen Einwirkung und im Ablauf unterscheiden, werden zunächst der hydrostatische Fall des Auftriebs und abschließend die hydrodynamischen Prozesse beim hydraulischen Grundbruch bzw. infolge Erosion (innere Erosion, Suffosion, Piping) erläutert.

#### **3.4.1 Aufschwimmen**

Das Versagen durch Aufschwimmen ist vor allem bei zweischichtigem Untergrundaufbau maßgebend, für den eine quasi "undurchlässige" Deckschicht oberhalb einer grundwasserführenden Bodenschicht charakteristisch ist. Da die oberflächennahen, schluffig-tonigen Schichten aufgrund der geringen Durchlässigkeit nicht durchströmt werden, baut sich infolge der hydraulischen Einwirkung ein Überdruck im Grundwasserleiter auf. Wenn der Druck die Größe der Auflastspannung der feinkörnigen Deckschicht erreicht, wird diese praktisch gewichtslos. Für die Auftriebssicherheit wird damit die widerstehende Gewichtskraft signifikant reduziert. Nach Überschreiten der kritischen Druckhöhe bricht die Deckschicht auf der Landseite – meist im Bereich des Dammfußes – unkontrolliert auf und kann durch fortschreitende innere Erosion bzw. Piping zum Stabilitätsverlust des Dammes führen; "Vulkane" bilden sich aber oft

auch weit landeinwärts. Der in Modellversuchen beobachtete Vorgang des Aufschwimmens ist jedoch sehr komplex, was die genaue Festlegung des Bruchzustandes erschwert.

Im Falle von gering durchlässigen Deckschichten geht dem unkontrollierten Aufbrechen häufig ein Anheben der kohäsiven Bodenschicht voraus, das kurzzeitig die Ausbildung eines schmalen Hohlraumes an der Schichtgrenze zum Grundwasserleiter ermöglicht (Abb. 3.9). Dies wiederum begünstigt eine ungefilterte Umlagerung auch relativ grobkörniger Bodenpartikel, wie in Großversuchen bestätigt werden konnte. Ein derartiges Verhalten setzt jedoch eine bestimmte Mächtigkeit und vor allem Homogenität hinsichtlich der bodenmechanischen Parameter der stauenden Schicht voraus, die nicht immer gegeben sind. Insbesondere gering mächtige Deckschichten weisen natürliche oder künstlich verursachte Fehlstellen auf, welche bei hydraulischer Beanspruchung ihre Stabilität schwächen. Das unter Überdruck stehende Grundwasser strömt meist entlang solcher Inhomogenitäten (Risse, Trennflächen, Schichtgrenzen, Wühlöcher etc.) zur Oberfläche und weitet diese auf, sodass der darunter liegende grobkörnige Grundwasserleiter erodiert und die Bodenpartikel mit der Strömung transportiert werden können. Bei diesem Vorgang findet das Versagen nicht alleine infolge des Aufschwimmens, sondern vielmehr durch eine Überlagerung mit der inneren Erosion und anschließendem Piping, statt.

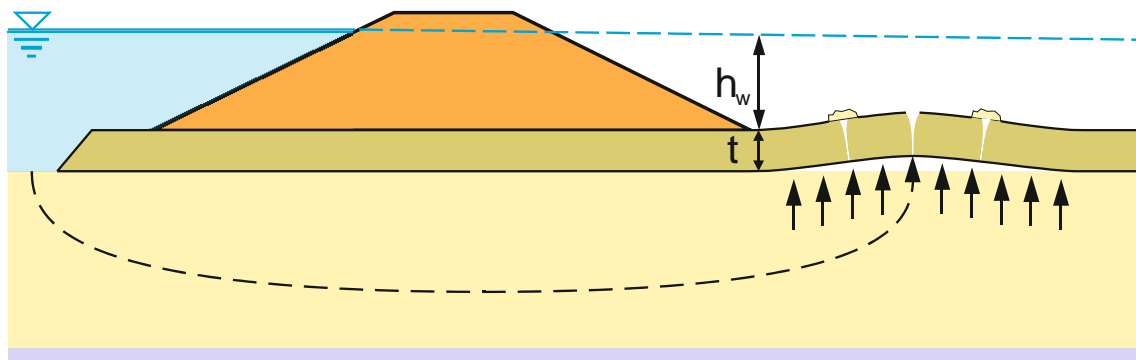


Abb. 3.9: Schematische Darstellung vom Aufschwimmen der bindigen Deckschicht zufolge der Unterströmung des Dammes.

Beim Nachweis gegen Aufschwimmen wird die Sicherheit in der Regel über die Gleichgewichtsbedingung zwischen den Kräften aus dem Bodeneigengewicht der Deckschicht und dem wirksamen Porenwasserdruck in der Sohlfuge ermittelt. Neben dem Ansatz mit totalen Spannungen – hier in Form des globalen Sicherheitskonzeptes – kann die Nachweisführung auch mit effektiven Spannungen erfolgen; gemäß EN 1997-1 wird die erstgenannte Methode empfohlen ( $\eta_{tot} = G_{tot} \gamma_{G;dst} / R_w \gamma_{G;stb}$ ).

$$\eta_{tot} = \frac{\gamma_{sat} t}{\gamma_w (h_w + t)} \quad (3.55)$$

Eine mathematisch äquivalente Lösung der Sicherheit  $\eta_{tot}$  nach dem Ansatz der totalen Spannungen kann auch mithilfe des kritischen ( $i_{krit} = \gamma' / \gamma_w$ ) und des vorhandenen hydraulischen Gradienten ( $i_{vorh} = h_w / t$ ) formuliert werden. Da jedoch das Herauslösen

(Erosion) einzelner Bodenpartikel aus der Bodenstruktur eines kohäsiven Boden nicht nur von der Gewichtskraft des unter Auftrieb stehenden Einzelkorns abhängt, sondern in erster Linie vom inneren Zusammenhalt der Bodenkörner (Binnendruck) beeinflusst wird, ist die Beurteilung der Sicherheit anhand des kritischen hydraulischen Gradienten nicht immer zutreffend [32], [67].

$$\eta_{tot} = \frac{\gamma_{sat} t}{\gamma_w (h_w + t)} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w \left( \frac{h_w}{t} + 1 \right)} = \frac{\gamma' + \gamma_w}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{i_{vorh} + 1} = \left( \frac{\gamma'}{\gamma_w} + 1 \right) \cdot \frac{1}{i_{vorh} + 1} = \frac{i_{krit} + 1}{i_{vorh} + 1} \quad (3.56)$$

Nach Umformen der Gleichung (3.55) lässt sich unter Berücksichtigung der geforderten Sicherheit  $\eta$  die zulässige Druckhöhe oberhalb der bindigen Deckschicht als Bemessungskriterium bestimmen.

$$h_{w,krit} = \frac{t}{\eta_{tot}} \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - \eta_{tot} \right) = \frac{t}{\eta_{tot}} \left( \frac{\gamma'}{\gamma_w} + 1 - \eta_{tot} \right) \quad (3.57)$$

Für die praktische Anwendung bedeutet die Definition eines kritischen Druckniveaus auf der Landseite des Dammes einen Alarmwert für den Wasserstand in einem Beobachtungspegel, dessen Filterstrecke sich im Grundwasserleiter unterhalb der feinkörnigen Deckschicht befindet. Wäre beispielsweise eine globale Sicherheit von  $\eta_{tot} = 2,0$  gefordert, würde sich bei der vereinfachten Annahme von  $\gamma'/\gamma_w \approx 1$  eine kritische Druckhöhe ergeben, die dem Niveau der Deckschichtoberkante entspricht.

Beim Ansatz der effektiven Spannungen zur Berechnung der Sicherheit gegen Aufschwimmen werden lediglich die auf das Korngerüst wirkenden Spannungen bzw. Kräfte berücksichtigt. Die mathematische Sicherheitsdefinition lautet:

$$\eta_{eff} = \frac{\gamma' t}{\gamma_w h_w} = i_{krit} \frac{t}{h_w} = \frac{i_{krit}}{i_{vorh}} \quad (3.58)$$

Aus der Gegenüberstellung beider Ansätze (Abb. 3.10) gemäß Gleichung (3.55) und (3.58) ist ersichtlich, dass eine Übereinstimmung der Sicherheitszahl lediglich im Grenzgleichgewichtszustand ( $\eta = 1,0$ ) vorliegt; anderenfalls weisen die Berechnungsergebnisse deutliche Unterschiede auf. Für den Fall, dass die Druckhöhe im gespannten Grundwasserleiter der Oberkante der Deckschicht entspricht, ist die Sicherheit nach dem Ansatz der totalen Spannungen lediglich vom Verhältnis der Wichte des gesättigten Bodens  $\gamma_{sat}$  und der Wichte des Wassers  $\gamma_w$  abhängig ( $\gamma'/\gamma_w \approx 1 \rightarrow \gamma_{sat}/\gamma_w \approx 2$ ). Hierzu liefert die Methode der effektiven Spannungen eine Sicherheit von  $\eta_{eff} \rightarrow \infty$  und beschreibt damit jenen Zustand, bei dem noch keine Durchströmung der Deckschicht stattfindet, d.h. der vorhandene hydraulische Gradient ist  $i_{vorh} = 0$ . Dabei wird angenommen, dass die feinkörnige Bodenschicht vollständig gesättigt ist.

Eine andere Form der Darstellung des Vergleichs der rechnerischen Sicherheit nach dem Ansatz mit totalen und effektiven Spannungen kann in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten erfolgen. Hierzu zeigt Abb. 3.11 für verschiedene kritische hydraulische Gradienten den



Zusammenhang zwischen der Sicherheit gegen Aufschwimmen und dem vorhandenen hydraulischen Gradienten. Daraus ist ersichtlich, dass lediglich im Grenzgleichgewichtszustand das Ergebnis nach den beiden Ansätzen ident ist, anderenfalls aber zu unterschiedlichen Zahlenwerten der berechneten Sicherheit führt.

Unabhängig von der Wahl der Berechnungsmethode gilt dieser beschriebene mathematische Ansatz als konservativ. Die Kohäsion bzw. die inneren Spannungen (Binnendruck) zwischen den feinen Bodenpartikeln werden dabei nicht berücksichtigt, sondern vielmehr als stille Reserve betrachtet. Unter Berücksichtigung der meist einige Hundertmeter bis zu mehrere Kilometer langen Abschnitte der Hochwasserschutz-, Rückstau-, Kanaldämme etc. (Linienbauwerke) wäre eine Untersuchung der Bodenparameter in einem sehr engen Raster nicht wirtschaftlich vertretbar und die Anomaliebereiche trotzdem lediglich durch Zufallstreffer auffindbar. Die natürliche Streuung der Bodenkennwerte samt den darin enthaltenen Anomalien stellt außerdem ein Restrisiko dar, welches durch die Anwendung von vereinfachten, aber auf der sicheren Seite liegenden Ansätzen deutlich minimiert werden kann.

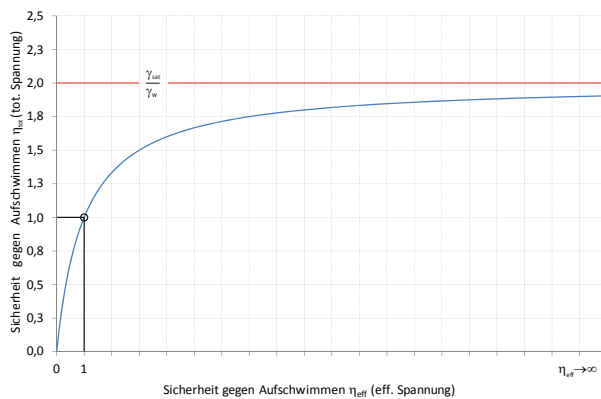


Abb. 3.10: Gegenüberstellung der rechnerischen Sicherheit  $\eta$  gegen das Aufschwimmen einer bindigen Deckschicht nach dem Ansatz mit totalen und effektiven Spannungen.

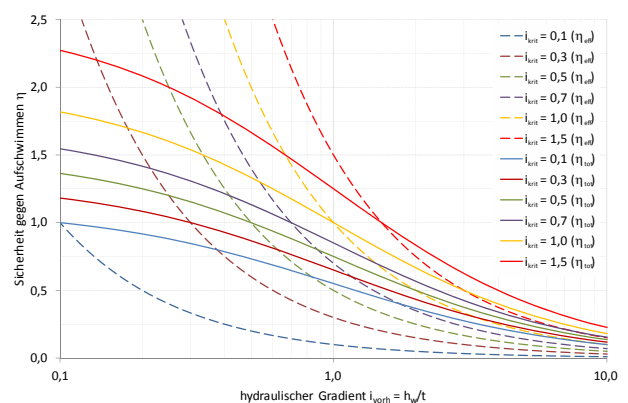


Abb. 3.11: Gegenüberstellung der rechnerischen Sicherheit  $\eta$  gegen das Aufschwimmen der bindigen Deckschicht in Abhängigkeit des kritischen und vorhandenen hydraulischen Gradienten beim Ansatz mit totalen und effektiven Spannungen (adaptiert nach [50]).

### 3.4.2 Hydraulischer Grundbruch

Der hydraulische Grundbruch (Abb. 3.12) tritt in erster Linie in kohäsionslosen, kiesig-sandigen bzw. sandig-schluffigen Böden auf, wenn die aufwärtsgerichteten Strömungskräfte gegen das Eigengewicht des Bodens wirken, sodass die effektive Spannung auf null reduziert wird. Nach Überschreiten dieses Gleichgewichtszustandes, bei dem der vertikale hydraulische Gradient  $i_{vorh}$  mit dem kritischen hydraulischen Gradient  $i_{krit}$  ( $i_{krit} = \gamma'/\gamma_w$ ) ident ist, werden die feinen Bodenpartikel aus der Kornstruktur herausgetragen und zugleich die Durchlässigkeit entlang

entstandener Erosionskanäle stark erhöht. Das sogenannte “Kochen“ (boiling) tritt als begleitender Effekt des hydrodynamisch verursachten Versagens des Untergrundes infolge konzentrierter vertikaler Sickerwasserausströmung auf. Dies ist vor allem bei halbdurchlässigen Deckschichten, bei denen eine Durchströmung vorausgesetzt wird, zu berücksichtigen. Hiervon sind auch die feinkörnigen Böden nicht ausgenommen, obwohl aufgrund der inneren Spannungen zwischen den Bodenteilchen ein deutlich höherer Widerstand gegen das Herauslösen aus der Bodenstruktur vorhanden ist. In kohäsiven Deckschichten mit geringer Durchlässigkeit konzentriert sich der Erosionsvorgang vielmehr entlang bevorzugter Wegigkeiten, die durch Fehlstellen bedingt sind.

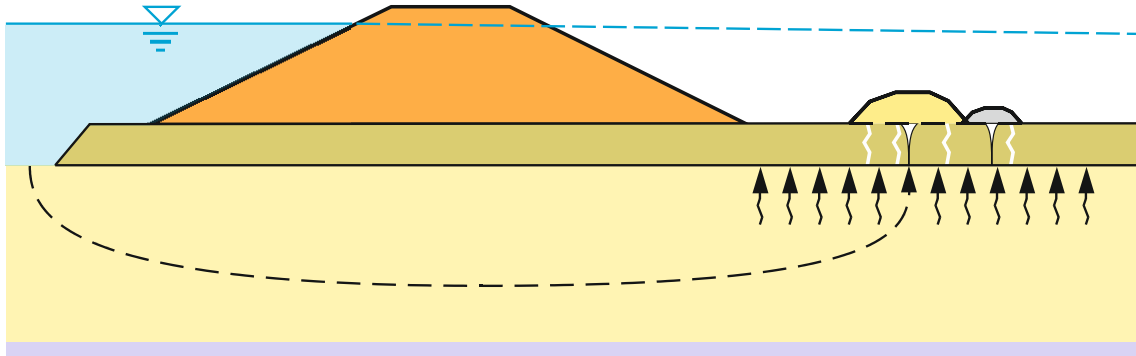


Abb. 3.12: Schematische Darstellung des hydraulischen Grundbruches im Bereich des landseitigen Dammfußes.

Die (klassische) Berechnung der Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch erfolgt nach dem Ansatz der effektiven Spannungen und wird üblicherweise wie folgt definiert:

$$\eta_{\text{eff}} = \frac{\gamma' t}{i \gamma_w t} = \frac{i_{\text{krit}}}{i_{\text{vorh}}} \quad (3.59)$$

Bei der Betrachtung der Erosionsstabilität ist stets zwischen dem vertikalen und horizontalen hydraulischen Gradienten zu unterscheiden. Da die Untergrundverhältnisse nur selten homogen sind, hat die Beurteilung der Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch im Einzelfall an die vor Ort angetroffenen Böden zu erfolgen. Beobachtungen aus der Praxis bestätigen, dass der Erosionsvorgang bei hydraulischen Gradienten beginnt, die deutlich unter dem kritischen hydraulischen Gradienten liegen. Dies zeigt sich auch anhand der auf Feldmessungen, Erfahrungen und Literaturrecherchen basierenden Zusammenstellung der kritischen Werte [12].

### 3.4.3 Innere Erosion, Suffosion und Piping

Die hydrodynamischen Prozesse durch innere Erosion, Suffosion und Piping (rückschreitende Erosion) sind stets in einer engen Verbindung mit den zuvor genannten Versagensmechanismen zu betrachten, die oftmals das Anfangsstadium einer fortschreitenden Schwächung des Untergrundes darstellen. Aus langzeitlicher Sicht besteht vor allem bei temporär beanspruchten Hochwasserschutzdämmen ein besonders hohes Risiko eines progressiven Erosionsbruches. Insbesondere während unregelmäßig auftretenden hydraulischen Einwirkungen können die

Bodenpartikel innerhalb der Bodenstruktur zufolge konzentrierter Wasserströmung umgelagert bzw. transportiert werden. Bei lang andauerndem Ausspülvorgang bildet sich nach einem Initialbruch der Deckschicht rückschreitend von der Landseite zur Wasserseite eine Erosionsröhre aus (Piping - Abb. 3.13). Erreicht diese den Fluss bzw. Wasserspeicher, tritt ein Grundbruch des Dammes ein.

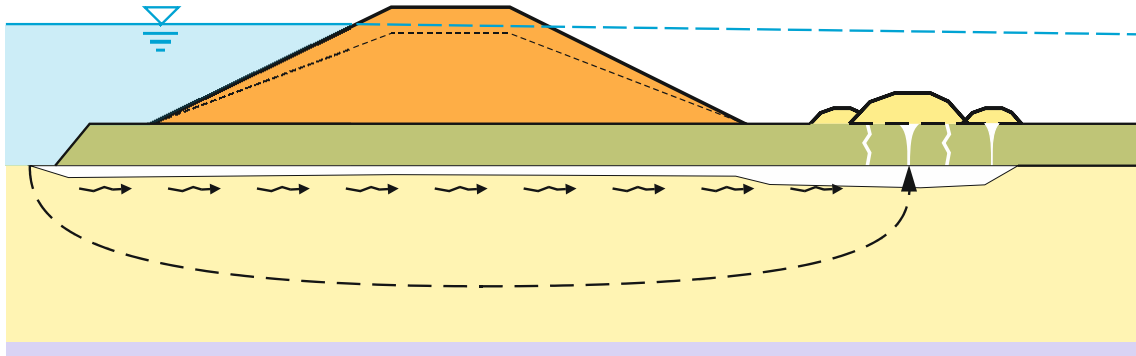


Abb. 3.13: Schematische Darstellung der rückschreitenden Erosion zufolge lang andauernder Unterströmung des Dammes.

Für die Beurteilung der Sicherheit hinsichtlich der Röhrenbildung im Untergrund stehen unterschiedliche Ansätze, wie z.B. die von *Chugaev*, *Bligh*, *Lane*, *Müller-Kirchenbauer*, *Weijers* und *Sellmeijer*, *Witt et al.* etc., zur Festlegung des kritischen hydraulischen Gradienten zur Verfügung. Aufgrund des Zusammenspiels von mehreren physikalischen Prozessen beim Erosionsgrundbruch sind diese Kriterien jedoch mit großen Unsicherheiten behaftet und oftmals nur innerhalb einer geringen Körnungsbandbreite für einen homogenen Untergrund anwendbar. Hierzu kommt die stichprobenartige Erkundung zur Bestimmung der bodenphysikalischen Eigenschaften des Untergrundes, die als Basis für eine Extrapolation des bodenphysikalischen Verhaltens im Sinne einer großräumigen Beurteilung dient. Obwohl numerische Modelle in Ergänzung zu den Messungen der Druckpotentiale vor Ort eine gute Abschätzung der hydraulischen Gradienten liefern, lässt sich das Röhrenbildungsverhalten aufgrund der Komplexität nur bedingt mithilfe analytischer Modelle beschreiben. Aus diesem Grund stellen Beobachtungen im Zuge der Dammverteidigung eine mögliche Ergänzungsmethode zur Abschätzung der kritischen Erosionszustände dar.

# 4 Druckentlastungssysteme

## 4.1 Grundlagen der Druckentlastung

Hydraulische Druckentlastungssysteme stellen für technische Einrichtungen einen integralen Bestandteil dar, weil sie den Systemüberdruck durch eine kontrollierte Ausströmung des Fluids um ein bestimmtes Maß reduzieren, und somit einen ausreichenden Schutz vor Beschädigungen gewährleisten. Im Dammbau sind zahlreiche Wasserrückhaltebauwerke (Hochwasserschutz- und Rückhaltedämme, Talsperren etc.) einer Unterströmung ausgesetzt, die in vielen Fällen in einen Porenwasserüberdruck unterhalb von Gründungselementen oder auf die oberflächennahe Deckschicht resultiert. Zum Schutz gegen ein unkontrolliertes Versagen durch Aufschwimmen oder hydraulischen Grundbruch sind häufig technische Maßnahmen im Sinne einer Druckentlastung des Untergrundes notwendig. Dem Überdruck kann außerdem auch mithilfe von filterstabilen Bermen am landseitigen Dammfuß entgegengewirkt werden.

Druckentlastungssysteme im Dammbau sind vertikal im Untergrund eingebaute, stark durchlässige säulen- oder wandartige Elemente mit variierender Einbindung in die gut durchlässigen Bodenschichten. Damit bilden sie eine genau definierte hydraulische Verbindung der grundwasserführenden Schicht mit der Geländeoberfläche und bauen den kritischen hydrostatischen Druck bei gleichzeitigem Sickerwasseraustritt gezielt ab. Im Wesentlichen handelt es sich dabei um "künstliche Brunnen", welche durch den kontrollierten Druckabbau die Sicherheit gegenüber dem hydraulischen Versagen (innere Erosion, Piping, Aufschwimmen) des Untergrundes zufolge der (Damm)Unterströmung in bedeutendem Maße erhöhen. Damit jedoch aufgrund der konzentrierten Anströmung der Filterfläche kein Auswaschen der Bodenpartikel aus dem durchlässigen Untergrund stattfindet, werden der Ausbildung von Druckentlastungen bestimmte Filterkriterien zugrunde gelegt. Von der Dimensionierung des mineralischen Kornfilters bzw. geotextilen Filters wird neben der mechanischen und hydraulischen Wirksamkeit auch das langzeitliche Verhalten der Entspannungselemente beeinflusst. Je nach Aufbau, geometrischer Form und Herstellungsart unterscheidet man zwischen:

- Entlastungsdrainagen
  - Drainagegräben
  - Sickerschlitze
  - Drainagesäulen (Kiessäulen oder Schotterpfähle)
- Entlastungsbrunnen

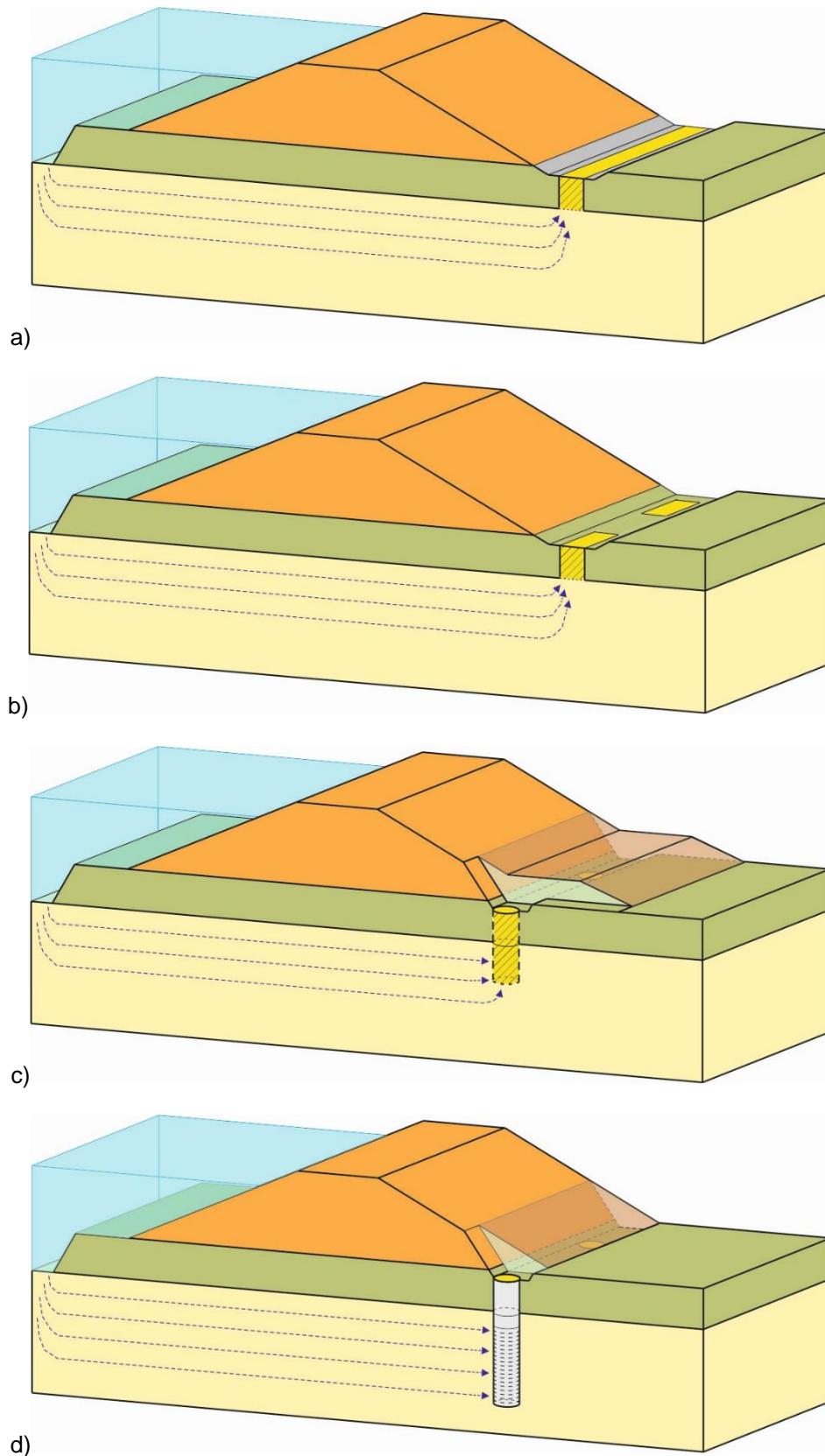


Abb. 4.1: Schematische Darstellung ausgewählter Systeme zur Druckentlastung [14]:  
a) Entlastungsgraben mit Vliesummantelung, b) Aufgelöste vliesummantelte Sickerschlitze, c) Vliesummantelte Kiessäulen ("Schotterpfähle") in Kombination mit Auflastfilter (Dammverteidigungsweg), d) Entspannungsbrunnen

Derartige Entspannungselemente werden überwiegend unmittelbar am landseitigen Dammfuß angeordnet oder direkt in das (Damm)Bauwerk integriert. Damit bilden sie einen wichtigen Bestandteil der wasserbaulichen Schutzanlagen. Insbesondere im Falle eines zweischichtigen Untergrundaufbaus stellen die Druckentlastungen eine effiziente Sicherungsmaßnahme gegen das Aufbrechen/Erodieren der oberflächennahen, gering durchlässigen Bodenschichten oberhalb des Grundwasserleiters dar. Durch den gezielten Druckabbau minimieren sie somit auch in Gebieten ohne eine ausgeprägte Deckschicht das Risiko einer progressiven Erosion des Untergrundes.

## 4.2 Entlastungsdrainagen

### 4.2.1 Drainagegraben

Der filterstabile Entlastungsgraben stellt eine längs des landseitigen Dammfußes verlaufende Künette aus Drainagematerial zur Druckentlastung der durchlässigen Untergrundschichten dar und dient gleichzeitig auch zur Ableitung der Sickerwässer. Damit die Entlastungswirkung bei einem Hochwasser bzw. Einstau gewährleistet werden kann, muss stets eine hydraulische Verbindung zwischen dem Grundwasserleiter und der Geländeoberfläche vorhanden sein. Darüber hinaus darf der stark durchlässige Drainagekies (RK 32/63 mm;  $k \geq 1 \times 10^{-2}$  m/s) zufolge der Zuströmung zum Graben nicht kolmatieren oder ein Auswaschen der feinen Bodenpartikel aus dem Untergrund ermöglichen. Hierfür haben sich vor allem Geokunststoffe sehr gut bewährt, die neben der Filterfunktion auch eine vollständige Trennung des Drainagematerials zum feinkörnigen Boden der durchhörten Deckschicht sowie zu den wasserführenden Sedimenten langfristig sicherstellen.

Die geometrischen Abmessungen der Drainagegräben richten sich an die Abmessungen der Aushubwerkzeuge (z.B. Tieflöffelbreite beim Aushub mittels Bagger), die topografischen Verhältnisse und das bodenmechanische Verhalten der Deckschicht sowie die Grundwassersituation. Die Grabenbreite beträgt in der Regel zwischen 60 cm und 100 cm; erforderlichenfalls sind auch größere Breiten möglich, jedoch nicht unbedingt zweckmäßig. Im Gegensatz dazu hängt die Tiefe überwiegend von der Lage der gut durchlässigen Schichten ab. Wenn aufgrund geringer Standsicherheit des Untergrundes und/oder des hohen Grundwasserstandes keine Einbindung hergestellt werden kann, so ist mindestens ein Anschluss an den Grundwasserträger über die gesamte Sohlfläche des Grabens zu gewährleisten. Bei größeren Aushubtiefen, nicht standfesten und/oder weichen Böden können bei der Herstellung auch Grabenverbauelemente eingesetzt werden. In solchen Fällen ist darauf zu achten, dass das Filtervlies lose ohne Zugbeanspruchungen verlegt und der Kies beim Füllvorgang schonend eingebracht werden. Das Ziehen der Verbauwände sollte langsam erfolgen, um dabei allfällige Beschädigungen vom Filtervlies zu vermeiden.





Abb. 4.2: Herstellung eines vliesummantelten Druckentlastungsgrabens am landseitigen Dammfuß mit eingebautem Drainagerohr zur Sickerwasserableitung.

Bei nicht ausreichender Standfestigkeit der freien Grabenwand oder bei hohem Grundwasserstand stellen sogenannte Kiessäulen (Drainagesäulen) oder allenfalls aufgelöste Sickerschlitze eine Alternative zum Entlastungsgraben dar.

### 4.2.2 Sickerschlitze

Sickerschlitze entstehen durch den Aushub schmaler Schächte mit begrenzten Abmessungen und geringer Einbindetiefe in den Grundwasserleiter. Die Einbindung hängt in erster Linie von der Standfestigkeit der grundwasserführenden Schichten und der Lage des Grundwasserspiegels ab. Wie bereits bei den Entlastungsgräben beschrieben, erfordern die Drainageschlitze ebenfalls eine filterstabile Ausführung. Hierzu werden die in einem – entsprechend der Dimensionierung – festgelegten Achsabstand angeordneten Durchörterungen der feinkörnigen Deckschicht mit einem Filtervlies verkleidet und anschließend mit Drainagekies verfüllt.

### 4.2.3 Drainagesäulen (Kiessäulen)

Drainagesäulen (auch “Kiessäulen“, “Kiespfähle“, “Schottersäulen“ genannt) sind mithilfe der Rüttelstopfverdichtung oder mit der Methode der modifizierten verrohrten Drehbohrung hergestellte zylinderförmige, vliesummantelte Entlastungselemente aus stark durchlässigem Drainagematerial (RK 32/63 mm;  $k \geq 1 \times 10^{-2}$  m/s). Die Vliesummantelung stellt eine Trenn- und Filterschicht zum umliegenden Boden dar und verhindert eine Umlagerung der Bodenkörner in die Kiessäule ohne dabei das Durchströmungsverhalten nennenswert zu beeinträchtigen. Aufgrund der hohen Flexibilität beider Herstellungsverfahren ist eine freie Anpassung der Säulenlänge an die Tiefenlage und die Mächtigkeit der gut durchlässigen Schichten möglich. Die üblichen

Durchmesser der Kiessäulen betragen in der Regel ca. 60 cm bzw. 70 cm, können aber unter Berücksichtigung der zu erzielenden Entlastungswirkung “frei“ gewählt werden.

Zur kontrollierten Entlastung des Überdruckes auf die gering durchlässige Deckschicht oder Bauwerksfundamente werden die einzelnen Drainagesäulen zu einem übergeordneten Druckentlastungssystem zusammengefasst. Der Wirkungsgrad und die austretende Sickerwassermenge hängen dabei nicht nur von der Ausbildung der einzelnen Kiessäulen ab, sondern werden von dem gewählten Achsabstand und der Einbindetiefe maßgebend beeinflusst. Darüber hinaus sind bei der Bemessung auch die topografischen sowie die lokal anzutreffenden bodenphysikalischen und hydraulischen Untergrundverhältnisse zu berücksichtigen.

Hinsichtlich einer gezielten Ableitung des Sickerwassers aus den Kiessäulen werden diese in der Regel an einen Drainagegraben direkt angebunden. Damit jedoch keine Verschmutzung vom Kies durch Oberflächenwässer stattfindet, sind die Säulenköpfe ebenfalls durch ein Filtervlies zu schützen. Beschädigungen der Vliesummantelung als Folge unsachgemäßer Herstellung können langfristig eine Reduktion der Entlastungswirkung bewirken, indem durch wiederholte hydraulische Belastung die Schluff- bzw. Sandkörner aus dem Untergrund in den Drainagekies der Entlastungssäule umgelagert werden und dessen Durchlässigkeit verringern. Obwohl langzeitliche Kolmatierungseffekte der Außenfläche des geotextilen Filters an Entlastungsdrainagen bislang nicht beobachtet wurden, sind diese nicht gänzlich auszuschließen. Die Gefahr lässt sich jedoch durch entsprechende Dimensionierung der Filtervliese deutlich minimieren.

#### 4.2.3.1 Herstellung mit Rüttelstopfverdichtung

Bei der Herstellung der Kiessäulen mit der Methode der Rüttelstopfverdichtung wird beim erstmaligen dynamischen Absenkvorgang des Schleusenrüttlers mit Druckluftunterstützung ein Hohlraum in der feinkörnigen Deckschicht und zum Teil auch in den darunter liegenden Bodenschichten zufolge Bodenverdrängung geschaffen. Anschließend wird der Rüttler aus dem Untergrund gezogen und ihm ein vorgefertigter “Geotextilsack“ mit vernähter oder zusammengebundener Sohlfläche übergezogen. Samt der Vliesummantelung wird dieser erneut in den bereits hergestellten Hohlraum eingebracht und bis auf die gewünschte Tiefe in die gut durchlässige Schicht schonend eingebunden. Durch ein langsames Anheben tritt der Drainagekies an der Spitze des Rüttlers über eine Rohrführung aus. Dabei wird der Hohlraum innerhalb des Geotextilsackes bis zur Geländeoberfläche ohne zusätzliche Verdichtung des Drainagematerials ausgefüllt.

Mit dieser Herstellungsmethode können die Kiessäulen zwar sehr effizient hergestellt werden, eine Adaptierung der Säulenlänge in Abhängigkeit der angetroffenen Schichten ist jedoch nur auf Basis vauseilender direkten Bodenaufschlüsse möglich. Darüber hinaus ist auch die erzeugte Erschütterungswirkung auf die naheliegenden Bauwerke zu beachten.





Abb. 4.3: Herstellung von vliesummantelten Kiessäulen mit dem Rüttelstopfverfahren [13].

#### 4.2.3.2 Herstellung mit verrohrtem Bohrverfahren

Mit dem modifizierten Drehbohrverfahren werden vliesummantelte Kiessäulen im Schutze einer Verrohrung hergestellt. Dabei wird zunächst eine Ansatzbohrung in der feinkörnigen Deckschicht mithilfe der Bohrschnecke durchgeführt. Diese seichte Bohrung (ca. 0,5 m) dient lediglich zum Positionieren und Aufstellen der Verrohrung, welche mithilfe einer speziellen Eindrückvorrichtung mit dem weiteren Bohrvorgang in den Untergrund abgesenkt wird. Nach Erreichen der erforderlichen Einbindetiefe in die grundwasserleitende Schicht werden die aufgelockerten Bodenreste ausgehoben und eine Vliesummantelung in die Verrohrung eingehängt. Damit jedoch Beschädigungen am Filtervlies vermieden werden, muss dieses einen ausreichenden Bewegungsspielraum aufweisen. Das anschließende Befüllen erfolgt über einen Trichter von der Oberfläche aus. Insbesondere bei größeren Kiessäulentiefen ist die Verwendung eines Schüttrohres empfehlenswert, um die Fallhöhe und somit auch die Belastung auf das Vlies zu reduzieren. Nach Fertigstellung der Kiessäule wird die Verrohrung langsam aus dem Untergrund gezogen. Der Ziehvorgang muss schonend erfolgen, damit das Filtervlies nicht verletzt wird.

Dem direkten Bodenaufschluss beim Bohrvorgang und somit einer gezielten Anpassung der Säulenlänge an die angetroffenen Untergrundschichten steht ein Nachteil gegenüber: Die Verrohrung lässt sich zwar je nach Bedarf verlängern, hierzu sind jedoch ausreichend Rohrverlängerungen (0,5 m, 1 m, 2 m bzw. 4 m-Rohrschüsse) auf der Baustelle vorrätig zu halten. Außerdem besteht bei hohem Grundwasserstand die Gefahr eines hydraulischen Grundbruches, der zusätzlich durch die Sogwirkung beim Ziehen der Bohrschnecke aus dem Bohrloch begünstigt wird.



Abb. 4.4: Herstellung von vliesummantelten Kiessäulen mit der Methode der verrohrten Bohrung [13].

## 4.2.4 Filterwirksamkeit

### 4.2.4.1 Grundlagen zur Filterfunktion

Die Filterwirksamkeit der Drainageelemente zur Druckentlastung wird maßgebend von der Vliesummantelung beeinflusst, deren Dimensionierung bislang jedoch nur wenig Beachtung gewidmet wurde. Ohne diese Filterschicht würde bei hydraulischer Belastung – nach Erreichen des kritischen hydraulischen Gradienten – bereits nach kurzer Zeit infolge der Kornumlagerung aus dem umliegenden Aquifer eine Kolmatierung des enggestuften Drainagematerials stattfinden. Der geotextile Filter soll daher die Erosion der grundwasserführenden Sedimente verhindern und zugleich aber eine ungehinderte Durchströmung gewährleisten. Um diesen geometrischen und hydraulischen Anforderungen gerecht zu werden, sind bei der Bemessung folgende Kriterien zu berücksichtigen:

- *Kriterium für den Bodenrückhalt:* das Filtervlies muss ausreichend kleine Öffnungen aufweisen, um den Großteil der Bodenpartikel zurückzuhalten, bzw. einen starken Partikeltransport durch die Filterebene („Piping“) zu verhindern;
- *Durchlässigkeitskriterium:* der geotextile Filter muss für die gesamte Betriebsdauer eine ausreichend hohe Durchlässigkeit besitzen, damit ein Anstieg des Porenwasserdrucks vor der Filterschichtebene vermieden wird;
- *Kolmationskriterium:* die Filteröffnungen des Geotextils müssen groß genug sein, um ein Verstopfen zu vermeiden, zugleich aber in ausreichender Menge (Zahl der Porenkanäle) vorhanden sein, damit im Falle der durch die Bodenpartikel blockierten („blocking“) und kolmatierten („clogging“) Poren keine Durchflussverminderung eintritt;

- *Robustheitskriterium*: die mechanischen Eigenschaften des verwendeten Geotextils müssen stets an die Einbaubedingungen angepasst sein; darüber hinaus dürfen chemische und biologische Einflussfaktoren die Filterwirksamkeit während der gesamten Gebrauchsdauer nicht negativ beeinträchtigen.

Für die Filterbelastung der Vliesummantelung von Druckentlastungsdrainagen ist charakteristisch, dass das Druckgefälle mit der Hochwasserwelle schwanken kann. Außerdem findet auch eine Richtungsänderung der Wasserströmung beim Zurückfließen des Sickerwassers über die Drainageelemente in den Grundwasserleiter statt. Dieser Vorgang hat jedoch aufgrund der geringen hydraulischen Gradienten keinen Einfluss auf eine mögliche Brückenbildung („bridging“) in der Grenzschicht Boden/Filter.

Zur Festlegung der maßgebenden Kornverteilungslinie für die Bemessung der geotextilen Filter ist wegen der natürlichen Heterogenität des Grundwasserleiters in der Regel ein Körnungsband heranzuziehen. In solchen Fällen sind die geometrischen Kriterien auf den feinkörnigen Rand des Kornverteilungsbandes zu bemessen, während für die Bestimmung der hydraulischen Filterwirksamkeit (Durchlässigkeitskriterium) der grobkörnige Rand des Bandes maßgebend ist [37]. Insbesondere bei Linienbauwerken ist im Falle von größeren Bandbreiten der angetroffenen Aquifer-Böden eine abschnittsweise Anpassung an die Bodenverhältnisse entlang des charakteristischen Dammabschnittes zu empfehlen.

Als geotextile Filter sind vornehmlich mechanisch verfestigte Filtervliese zu verwenden, weil sie eine ausgeprägte dreidimensionale Struktur besitzen, die eine gute mechanische und hydraulische Filterwirksamkeit gewährleistet. Im Gegensatz dazu neigen thermisch verfestigte Geokunststoffe leichter zu verschlämmen und weisen aus langzeitlicher Sicht ein stärker reduziertes Durchlässigkeitsvermögen auf.

Nach dem heutigen Stand der Technik werden der Bemessung der geotextilen Filter einige ausgewählte Ansätze zugrunde gelegt. Für den praktischen Einsatz sind beispielsweise die Filterregeln von [55] im Gebrauch, welche in [22] um die empirischen Erkenntnisse aus Laborversuchen von [62] erweitert wurden. Darüber hinaus ist auch der Bemessungsansatz von [42], [64] weit verbreitet. Im deutschsprachigen Raum, in Deutschland bzw. in Österreich, erfolgt die Bemessung gemäß [37], welche durch das neue Merkblatt [38] ersetzt wurde, bzw. gemäß der [83]. In der Schweiz erschien im Jahr 2014 die aktualisierte Schweizer Norm [86], welche ebenfalls Empfehlungen für die Dimensionierung von geotextilen Filtern enthält.

#### 4.2.4.2 Bodenrückhalte Kriterium

In erosions- bzw. suffosionsstabilen Böden bilden einzelne Körner mit einem bestimmten Durchmesser ein stabiles Korngerüst, welches die kleineren Bodenpartikel innerhalb der Bodenmatrix zurückhält und die Umlagerung zufolge der Strömung verhindert. Die Öffnungen eines geotextilen Filters – in der Kontaktebene zwischen dem zu filternden Aquifer und dem Drainagekies – müssen daher so gewählt sein, dass sie die Funktion der korngerüstbildenden

Partikel übernehmen und so den Bodenrückhalt gewährleisten. Das Filtergeotextil darf dabei nicht verstopfen, und sollte möglichst viele Porenkanäle aufweisen, damit der Durchfluss nicht beeinträchtigt wird. Dieser vom *Giroud* beschriebene Ansatz der Brückenbildung vor dem Geotextil gilt vor allem bei hydrostatischer Belastung des geotextilen Filters und setzt einen engen Kontakt zwischen Boden und Filtervlies voraus.

Maßgebender Parameter für die Filterbemessung ist die Form der Kornverteilungslinie des zu filternden Bodens (Grundwasserleiter), die bei den meisten Filterregeln über den Ungleichförmigkeitsgrad  $C_U$  den Eingang in die Dimensionierung findet. Außerdem sollte auch die Lagerungsdichte berücksichtigt werden, da diese ebenfalls das Filtrationsverhalten beeinflusst, d.h. in einem locker gelagerten Boden findet der Partikeltransport zu einem früheren Zeitpunkt statt als in einer dicht gelagerten Bodenmatrix.

Im Folgenden werden in Anlehnung an [51] ausgewählte und durch den praktischen Einsatz bewährte Filterregeln zur Beurteilung des Bodenrückhaltevermögens im Detail beschrieben.

### **Empfehlungen nach Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM)**

Die Dimensionierung der geotextilen Filter nach [22] basiert auf einer Kombination der von [55] aufgestellten Filterkriterien mit den empirisch abgeleiteten Bemessungsregeln von [61]. Dabei werden für Böden mit  $d_{50} > 0,075$  mm (weniger als 50 % der Körner fallen durch das Sieb mit einer Öffnungsweite von 0,075 mm durch – gemäß *USCS* (Unified Soil Classification System) definiert der Korndurchmesser von  $d = 0,075$  mm die Schlämmkorgrenze) in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl insgesamt 4 Kategorien für die Bemessung der Öffnungsweite  $O_{95}$  festgelegt. Für suffosionsstabile Böden wird dieser Kennwert entsprechend den Empfehlungen von Holtz, wie folgt, berechnet:

$$O_{95} \leq B d_I \quad (4.1)$$

Der Koeffizient  $B$  stellt für den Fall der hydrostatischen Filterbelastung einen von der Ungleichförmigkeitszahl abhängigen Faktor dar:

$$C_U \leq 2 \quad B = 1 \quad \text{und} \quad d_I = d_{85}$$

$$2 < C_U \leq 4 \quad B = 0,5 C_U \quad \text{und} \quad d_I = d_{85}$$

$$4 < C_U < 8 \quad B = 8 / C_U \quad \text{und} \quad d_I = d_{85}$$

Für grobkörnige Böden mit weitgestufter oder intermittierend gestufter Kornverteilungslinie empfiehlt *Lafleur* auf Grundlage der Filtrationsversuche statt  $d_{85}$  einen kleineren Korndurchmesser für die Bestimmung der Öffnungsweite zu wählen. Damit soll verhindert werden, dass die feineren Partikeln infolge der Umlagerung durch die Filteröffnungen durchtreten können. Die vierte Bemessungskategorie nach *Holtz* wurde daher in [22] durch die Filterregeln von *Lafleur* ersetzt; dabei wurde aber der ursprünglich festgelegte Grenzwert für die Ungleichförmigkeitszahl von  $C_U = 6$  auf 8 erhöht.



$C_U \geq 8$	$B = 1$	und	$d_l = d_{50}$	für linear verlaufende Körnungslinie
	$B = 1$	und	$d_l = d_{30}$	für konkav verlaufende Körnungslinie
	$B = 1$	und	$d_l = d_G$	für intermittierend gestufte Körnungslinie

Der Korndurchmesser  $d_G$  entspricht dem Minimum der Ausfallkörnung.

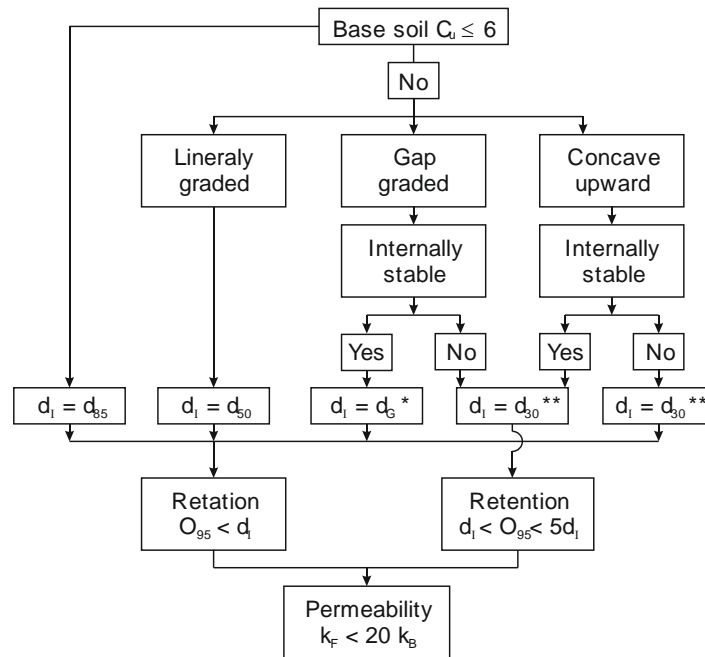


Abb. 4.5: Bemessungsdiagramm für geotextile Filter nach *Lafleur* (1996); (Anm.: \*)  $d_G$  = lower size of the gap, \*\*) Risk of piping of finer particles) [61].

Darüber hinaus führte *Lafleur* für suffosive Böden im Gegensatz zu der Ungleichung (4.1) ein etwas aufgelockertes Kriterium für den Bodenrückhalt ein. In Böden mit Ausfallkörnung oder mit konkav verlaufender Kornverteilungslinie verursachen die zufolge der Strömung umgelagerten Partikel ein Blockieren (“blinding“) der Filtervliesoberfläche. Dies hat gleichzeitig auch eine Abnahme des Durchflusses zur Folge. Um bei suffosionsgefährdeten Böden die Ablagerung der Bodenteilchen vor dem Filter zu vermeiden, muss die Öffnungsweite des Geotextils so groß gewählt sein, dass ein kontrollierter Austrag bestimmter Korndurchmesser ermöglicht wird. Hierzu wird folgender Ansatz vorgeschlagen:

$$d_{30} \leq O_{95} \leq 5 d_{30} \quad (4.2)$$

### Empfehlungen von Giroud et al.

Das von *Giroud* in [42] entwickelte Bodenrückhaltekriterium für die Bemessung der Öffnungsweite  $O_F$  geotextiler Filter berücksichtigt neben der Ungleichförmigkeitszahl auch die Lagerungsdichte des zu filternden Bodens. Daraus wird das Verhältnis  $O_{95}/d'_{50}$  abgeleitet, wobei  $d'_{50}$  dem mittleren Korndurchmesser einer linearisierten Kornverteilungslinie entspricht. Das Kriterium lässt sich aber für jede beliebige Korngröße umformulieren. Die in der Literatur

angegebenen Bemessungsformeln beziehen sich daher häufig auch auf den von *Terzaghi* in seinem Filterkriterium definierten Korndurchmesser  $d_{85}$  (Korndurchmesser bei 85% Siebdurchgang).

Als Grundlage für die Bestimmung der Öffnungsweite wird zunächst die Kornverteilungslinie linearisiert, d.h. durch eine tangential an den mittleren Bereich verlaufende Gerade ersetzt, und für diese lineare Sieblinie die Ungleichförmigkeitszahl  $C'_U$  ermittelt:

$$C'_U = \frac{d'_{60}}{d'_{10}} = \frac{d'_{50}}{d'_0} = \frac{d'_{100}}{d'_{50}} = \sqrt{\frac{d'_{100}}{d'_0}} \quad (4.3)$$

Die Korndurchmesser der linearen Korngrößenverteilung (Abb. 4.6) werden mit einem Apostroph gekennzeichnet. In den meisten Fällen gilt:  $d_{50} \approx d'_{50}$ .

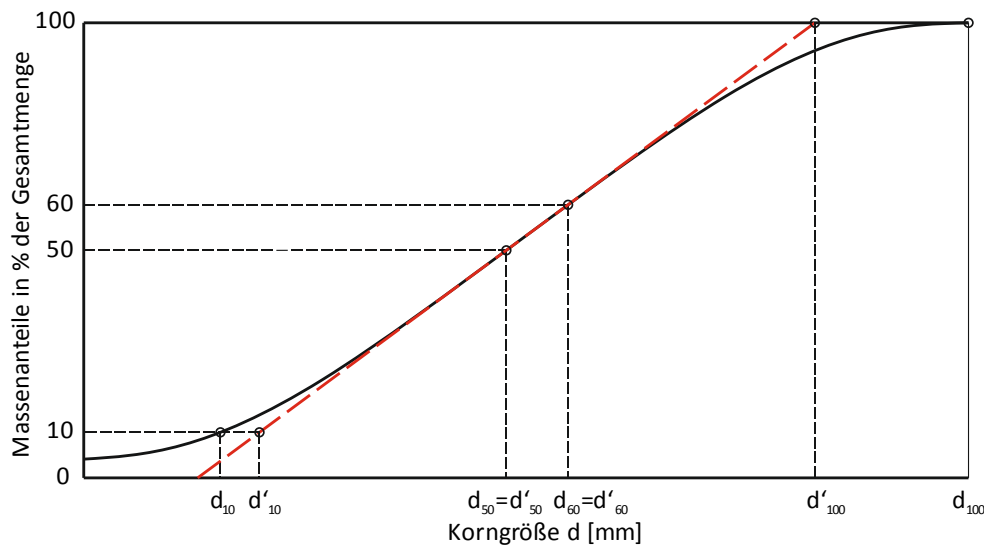


Abb. 4.6: Exemplarische Darstellung einer linearisierten Kornverteilungslinie nach *Giroud* (adaptiert nach [45] )

Für Böden mit Ausfallkörnungen (diese kommen beispielsweise häufig an der Donau vor), in denen die feinen Partikel durch die Poren zwischen den größeren Körnern transportiert werden können, ist der Ansatz mit der Linearisierung jedoch nicht mehr gültig. Damit beschränkt sich die Anwendbarkeit dieser Filterregel vorwiegend auf Böden mit stetiger Kornverteilungslinie.

Bei einer geometrischen Betrachtung der von *Giroud* in [44], [45] untersuchten Bodenmatrix wird die Ungleichförmigkeitszahl der linearisierten Kornverteilungslinie von  $C'_U = 3$  als Grenzwert für eine stabile Kornstruktur gegenüber der Einzelkornmobilität angesehen und stellt eine wesentliche Basis für die Ableitung des Rückhalte Kriteriums dar. Auf diese Weise werden die zu filternden Böden in zwei Gruppen unterteilt. Darüber hinaus wird angenommen, dass bei einer lockeren Lagerung alle Bodenteilchen durch die Filteröffnung transportiert werden können, wenn diese größer als der Korndurchmesser ist. Im Gegensatz dazu wird ein dicht gelagerter Boden erst dann instabil, wenn gleichzeitig zwei Bodenpartikel die Filteröffnung passieren.

In grobkörnigen Böden mit  $C'_U \leq 3$  bilden die größeren Körner eine stabile Struktur und halten somit die feineren Partikel vor einer möglichen Umlagerung zurück. In Abhängigkeit von der

Lagerungsdichte ergeben sich folgende Zusammenhänge für die Berechnung der Öffnungsweite [45]:

$$\text{für lockere Lagerung} \quad I_D < 35\% \quad O_{95} \leq 1 C'_U d'_{50} \quad (4.4)$$

$$\text{für mitteldichte Lagerung} \quad 35\% < I_D < 65\% \quad O_{95} \leq 1,5 C'_U d'_{50} \quad (4.5)$$

$$\text{für dichte Lagerung} \quad I_D > 65\% \quad O_{95} \leq 2 C'_U d'_{50} \quad (4.6)$$

Für grobkörnige Böden mit einer Ungleichförmigkeitszahl (nach Linearisierung der Kornverteilungslinie) von  $C'_U \geq 3$  gilt [45]:

$$\text{für lockere Lagerung} \quad I_D < 35\% \quad O_{95} \leq \frac{9}{C'_U} d'_{50} \quad (4.7)$$

$$\text{für mitteldichte Lagerung} \quad 35\% < I_D < 65\% \quad O_{95} \leq \frac{13,5}{C'_U} d'_{50} \quad (4.8)$$

$$\text{für dichte Lagerung} \quad I_D > 65\% \quad O_{95} \leq \frac{18}{C'_U} d'_{50} \quad (4.9)$$

Eine Zusammenfassung dieser Gleichungen für die Bestimmung der Öffnungsweite  $O_{95}$  eines Filtergeotextils ist in Abhängigkeit der Kornzusammensetzung des zu filternden Bodens in dem folgenden Bemessungsdiagramm dargestellt.

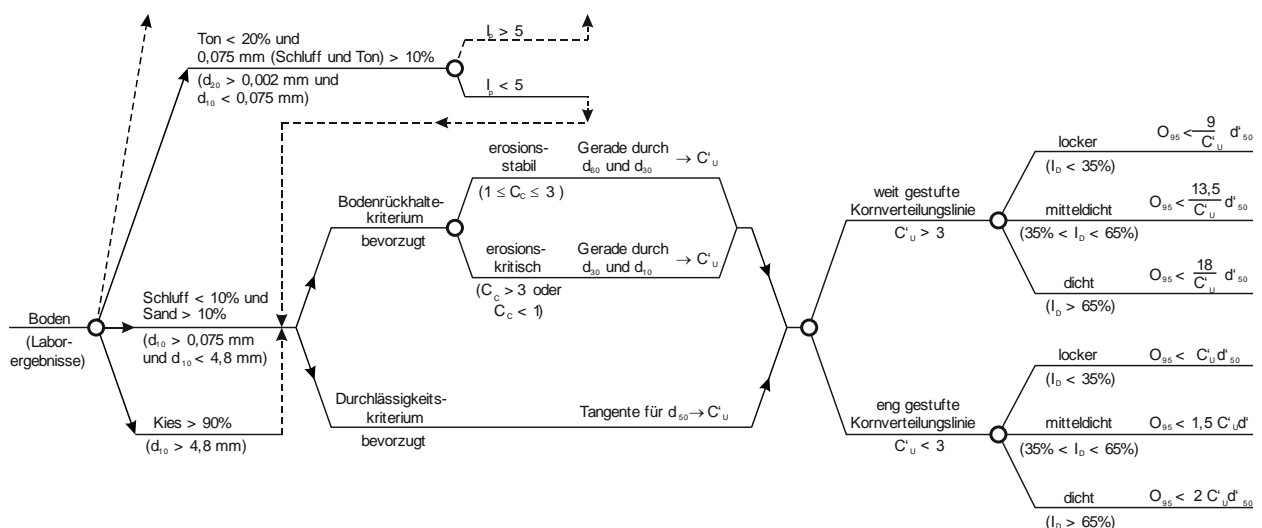


Abb. 4.7: Auszug aus dem Bemessungsdiagramm nach Giroud et al. für grob- und gemischtkörnige Böden [64]. (Anm.:  $C'_U$  beschreibt die Ungleichförmigkeitszahl einer linearisierten Kornverteilungslinie gemäß Abb. 4.6).

### Empfehlungen nach Merkblatt DWA-M 511

Das Merkblatt [38] der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall stellt auf Basis der vorhin genannten Bemessungsregeln und nationaler Erfahrungen eine Neuformulierung des früheren Merkblattes DVWK 221/1992 – Anwendung von Geotextilien im

Wasserbau dar. Bei der Dimensionierung der geotextilen Filter wird damit neben der Ungleichförmigkeitszahl auch die Lagerungsdichte des Bodens berücksichtigt. Als Bezugsgröße für die Bestimmung der Öffnungsweite  $O_{90}$  dient der mittlere Korndurchmesser  $d_{50}$  der Kornverteilungslinie des zu filternden Bodens. Obwohl bei der Definition der beiden letztgenannten Kennwerte geringe Unterschiede zu den vorher beschriebenen, internationalen Methoden bestehen, haben sich diese in Europa seit mehreren Jahren bewährt. Der Vorschlag zum neuen Dimensionierungsansatz lässt sich nach [51] am besten mit einer modifizierten Longnormalverteilung beschreiben, welche eine Anpassungskurve an die Kriterien von [44], [45], [22] und [37] darstellt, dabei jedoch die physikalischen Unstetigkeiten im Verlauf der zugrunde gelegten Bemessungskurven vermeidet [51].

$$f(x) = \frac{O_{90}}{d_{50}} = 1 + \frac{24}{\sqrt{2\pi} \cdot 0,55 C_U} \exp\left(-\frac{(\ln C_U - 1,65)^2}{2 \cdot 0,55^2}\right) \quad (4.10)$$

Das Diagramm mit der Longnormalverteilung zur Bestimmung des zulässigen Abstandsverhältnisses  $O_{90}/d_{50}$  ist unter Berücksichtigung der Grenzwerte für eine dichte (+10%) bzw. lockere Lagerung (-10%) des zu filternden Bodens Abb. 4.8 zu entnehmen.

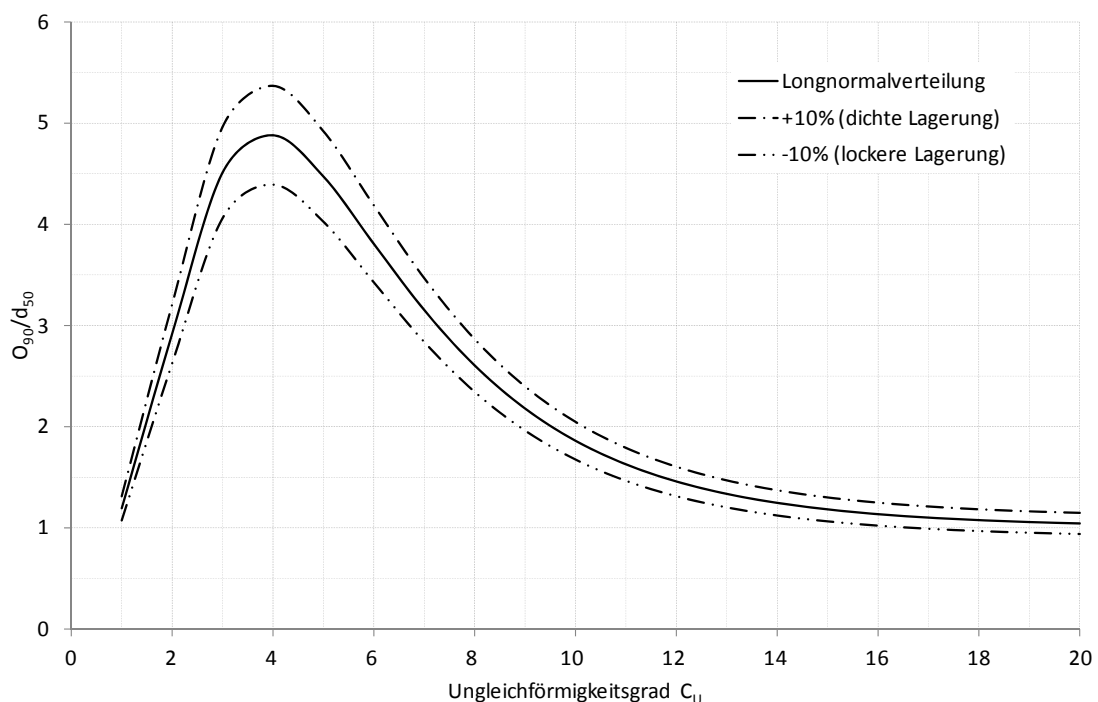


Abb. 4.8: Bemessungsdiagramm gemäß DWA-M 511 zur Bestimmung des zulässigen Abstandsverhältnisses  $O_{90}/d_{50}$  in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl  $C_U$  des Bodens [51].

Gemäß dem dargestellten Bemessungsdiagramm ergeben sich tendenziell größere Öffnungsweiten im Bereich der Ungleichförmigkeitszahl von  $2 < C_U < 6$ . Darüber hinaus (für  $C_U < 2$  und  $C_U > 6$ ) wird das Verhältnis  $O_{90}/d_{50}$  stärker begrenzt, wobei die Gültigkeitsgrenze mit  $C_U = 20$  definiert



ist. Für Böden mit höherer Ungleichförmigkeitszahl kann daher hilfsweise  $O_{90} = d_{50}$  gesetzt werden.

### **Empfehlungen nach RVS 08.97.03 (10/1997)**

Die Anforderungen an die Filterwirksamkeit (mechanische und hydraulische Filterstabilität) von Filtergeotextilien gemäß [83] sind gegenüber den vorhin beschriebenen Methoden lediglich durch eine Grenzwertbedingung definiert. Auf diese Art und Weise wird die wirksame Öffnungsweite  $O_{90}$  eines Geotextils für Filter und Drainagen unabhängig von der Bodenart und des bodenmechanischen Verhaltens festgelegt.

$$0,1 \leq O_{90} \leq 0,2$$

Darüber hinaus müssen auch die Kriterien hinsichtlich Permittivität und Transmissivität eingehalten werden, damit ein ausreichendes Durchflussvermögen gegeben ist.

### **Empfehlungen gemäß SN 670 241: 2014**

Die schweizerische [86], welche im Wesentlichen auf dem [82] des Schweizerischen Verbandes für Geokunststoffe basiert, unterscheidet bei der Beurteilung der Filterwirksamkeit eines Geotextils zwischen zwei Bodenbereichen. Dabei stellt der Korndurchmesser  $d_{50}$  das Grenzwertkriterium dar. Für einen Boden (Anforderungsbereich I), dessen Kornverteilungslinie die Bedingung  $d_{50} \leq 0,06 \text{ mm}$  erfüllt, wird die wirksame Öffnungsweite  $O_{90}$  des Filtergeotextils unter Berücksichtigung von

$$0,05 \leq O_{90} \leq d_{85} \quad (4.11)$$

festgelegt. Damit wird eine offenporige Struktur der Filtergeotextilien erreicht, die einen Transport von bestimmten Bodenpartikeln durch die Filterebene zur Folge hat. Nachdem sich vor dem Geotextil eine stabile Kornstruktur ausgebildet hat, ist dieser Ausspülvorgang beendet.

Für die zweite Bodengruppe mit  $d_{50} > 0,06 \text{ mm}$  (Anforderungsbereich II) wird ergänzend zu der erstgenannten Bedingung (4.11) ein weiteres Kriterium eingeführt, wobei für die Bemessung das Minimum maßgebend ist.

$$0,05 \leq O_{90} \leq 5 d_{10} \sqrt{C_U} \quad (4.12)$$

Unter Berücksichtigung der Bemessungsregeln für den Anforderungsbereich II ergeben sich vorwiegend feinporige Geotextilstrukturen, welche ein hohes Bodenrückhaltevermögen besitzen, wobei im Falle suffusionsanfälliger Böden eine Kolmationsgefahr besteht. Dieser mögliche Einfluss auf die Durchlässigkeit ist somit bei der Dimensionierung zu beachten.

#### 4.2.4.3 Durchlässigkeitskriterium

Damit der geotextile Filter einen möglichst geringen Einfluss auf eine mögliche Durchflussverminderung der Entlastungsdrainage und somit auch auf die Entspannungswirkung besitzt, müssen bestimmte Anforderungen an das Wasserdurchlässigkeitsverhalten erfüllt sein.

Demnach darf der Durchlässigkeitsbeiwert des Geotextils den  $k$ -Wert des Grundwasserleiters  $k_{GWL}$  nicht unterschreiten, weshalb im Einbauzustand folgende Forderung einzuhalten ist [38], [51]:

$$k_{\text{Geotextil}} \geq 20 - 50 k_{\text{GWL}} \quad (4.13)$$

Dieses hydraulische Kriterium erlaubt somit ein begrenztes Blockieren und/oder Kolmatieren einiger Porenkanäle durch die umgelagerten Kornfraktionen, ohne dabei einen Anstieg des Porenwasserdruckes zu bewirken. Letztlich wird damit die Systemdurchlässigkeit vom Filtervlies berücksichtigt, welche erfahrungsgemäß nach Einbau unter den im Laboratorium ermittelten  $k$ -Wert  $k_{\text{Geotextil}}$  fällt. Der Durchlässigkeitsbeiwert des Geotextils mit der Dicke  $d$  kann unter Berücksichtigung der im Labor bei einer Potentialdifferenz von  $h = 50$  mm ermittelten Durchflussgeschwindigkeit senkrecht zur Ebene  $v_{H50}$  (gemäß [77]) bestimmt werden.

$$k_{\text{Geotextil}} = v_{H50} \frac{d}{h} = v_{H50} i \quad (4.14)$$

#### 4.2.4.4 Kolmationskriterium

Das Langzeitverhalten eines Filtergeotextils wird maßgebend von der Kolmationsneigung beeinflusst, welche in einem engen Zusammenhang mit den beiden vorhin genannten Kriterien für die Festlegung der Filteröffnungsweite  $O_F$  ( $O_{90}$ ) und der Durchlässigkeit  $k_{\text{Geotextil}}$  steht. Aufgrund der konzentrierten Anströmung der Druckentlastungselemente führt die anfängliche Umlagerung feiner Partikel zum Blockieren einzelner Porenkanäle an der Vliesoberfläche sowie im Inneren der faserigen Struktur. Dieser Vorgang wird häufig durch eine unzulässige Reduktion der Durchlässigkeit begleitet und hat eine Beeinträchtigung der Filterfunktion zur Folge.

Um die Kolmationsgefahr zu minimieren, wird neben einer großen Filteröffnungsweite innerhalb der zulässigen Grenzen für den Bodenrückhalt ein möglichst großes Porenvolumen empfohlen. Mit der Forderung nach einem großen Porenanteil wird sichergestellt, dass der geotextile Filter ausreichend viele Filteröffnungen besitzt. Davon ist (positiv) auch die Zahl der Fließwege betroffen. Nach [55] sollte der minimale Porenanteil des Geotextils – je nach zu filterndem Boden – folgende Grenzwerte nicht unterschreiten:

$$n \geq 50 \% \quad \text{für Böden mit } d_5 \leq 0,075 \text{ mm}$$

$$n \geq 70 \% \quad \text{für Böden mit } d_5 \geq 0,075 \text{ mm}$$

*Giroud* ([45]) definiert für Filtervliese ebenfalls eine Mindestporosität von  $n \geq 55$  %. Allerdings weisen beide Autoren darauf hin, dass der Porenanteil von Vliesen im nicht belasteten Zustand in der Regel größer als 70 % ist und damit dieses Kriterium meistens eingehalten wird.

Für suffusionsanfällige Böden mit intermittierender oder weitgestuften Kornverteilungslinie, wo die einzelnen Körner aus der Bodenmatrix zufolge starker Strömung herausgelöst werden können, sind im Einzelfall – ergänzend zu den oben angeführten Vorschlägen – Filtrationsversuche zur Beurteilung des Kolmationspotentials durchzuführen. [62] zeigte anhand seiner Untersuchungen

das Risiko einer Kolmation der geotextilen Filter in solchen Böden auf und leitete daraus Bemessungsgrundlagen ab (Abb. 4.5), die in CFEM teilweise berücksichtigt sind. Diese wurden ebenfalls in [38] zur Begrenzung der Filteröffnungsweite eingearbeitet.

Das Merkblatt [38] (Entwurf) weist diesbezüglich auch auf ein ausreichendes Porenvolumen bzw. Gesamtvolumen der geotextilen Filter auf, woraus sich auch die Forderung nach einer Mindestdicke ( $d \geq 30 \cdot O_{90}$ ) ableitet. Damit sollen ausreichend viele dreidimensionale Fließwege in einem Geotextil gewährleistet werden, welche auch langfristig die Funktionsfähigkeit sicherstellen. Dieser Ansatz führt jedoch beispielsweise im Vergleich zu den Erfahrungen mit Filtergeokunststoffen in Österreich tendenziell zu größeren Dicken der geotextilen Filter.

Dies bestätigt nur, dass das "Kriterium der Dicke" in den diversen Empfehlungen nicht eindeutig festgelegt ist. [45] stellte in seinen Analysen fest, dass sich bei einer Anzahl von mehr als 25 Engstellen, welche durch die Fasern gebildet werden und für den Bodenrückhalt maßgebend sind, die Öffnungsweite reduziert. Demnach würden mit zunehmender Dicke die einzelnen Fließwege die gleiche Öffnungsweite besitzen, welche bei unendlich dicken Filtervliesen dem kleinsten Engstellendurchmesser entspräche. Damit wäre eine Kolmation nicht auszuschließen. Obwohl aus hydraulischer Sicht diese Forderung nach einer Mindestfilterdicke noch weitere Überlegungen bedarf, stellt diese zugleich eine Anforderung an die mechanischen Eigenschaften hinsichtlich der Robustheit.

#### 4.2.4.5 Robustheitskriterien

Bei der Herstellung von Druckentlastungsdrainagen stellt der Einbauvorgang oftmals die stärkste mechanische Beanspruchung für die Vliesummantelung dar, wobei bis dato nach der Fertigstellung keine Möglichkeit im Sinne einer zerstörungsfreien Kontrolle möglich ist. Mit der Einhaltung der Robustheitskriterien soll sichergestellt werden, dass beim Einbau und vor allem während des Füllvorganges der Entlastungselemente mit dem Drainagematerial keine Beschädigungen des geotextilen Filters auftreten. Aus diesem Grund werden an das Filtergeotextil bestimmte Anforderungen hinsichtlich Festigkeit, Widerstandsfähigkeit etc. gelegt, denen bei der Wahl besondere Aufmerksamkeit zu widmen ist [51].

Die mechanischen Eigenschaften sind dabei gemäß gültiger Normen in Abhängigkeit von den vor Ort angetroffenen Randbedingungen festzulegen. In Tab. 4.1 werden hierzu einige Richtwerte (Mindestanforderungen) vorgeschlagen.

Darüber hinaus hängt das Langzeitverhalten eines geotextilen Filters von chemischen und biologischen Einflüssen ab, welche das Filterverhalten stark beeinträchtigen können. Diese Prozesse (z.B. Eisen-, Kalkausfällungen etc.) beschleunigen den Kolmationsprozess und reduzieren die Durchlässigkeit des Filtergeotextils. Die durch biologische Prozesse verursachte Kolmatierung kann vor allem im Falle periodischer Wasserspiegelschwankungen auftreten. Um dem Verlust der Filterwirksamkeit vorzubeugen, werden gemäß der früheren [37] möglichst offenporige Filtervliese empfohlen.

Tab. 4.1: Robustheitskriterien – Empfehlungen zu Mindestanforderungen (Richtwerte) an das Filtergeotextil für die Vliesummantelung von Druckentlastungsdrainagen (Drainagematerial: 32/63 mm).

Eigenschaften	Prüfverfahren	Anforderungen
Flächenbezogene Masse	EN ISO 9864	$\geq 250 \text{ g/m}^2$
Dicke	EN ISO 9863-1	$\geq 2,5 \text{ mm}$
Höchstzugkraft (md / cmd)	EN ISO 10319	$\geq 25 \text{ kN/m}$
Höchstzugkraftdehnung (md / cmd)	EN ISO 10319	$> 60 \%$
Stempeldurchdruckkraft	EN ISO 12236	$\geq 3,5 \text{ kN}$
Dynamischer Durchschlagwiderstand (Kegelfallversuch)	EN ISO 13433	$< 5 \text{ mm}$

#### 4.2.4.6 Gegenüberstellung der Kriterien

Bei der Festlegung der optimalen hydraulischen und mechanischen Eigenschaften der Vliesummantelung von Druckentlastungsdrainagen kommt der Einhaltung der vorgestellten Kriterien eine besondere Bedeutung zu. Damit wird sichergestellt, dass die Wirkungsweise auch langfristig gegeben ist. Während die allgemeinen Anforderungen hinsichtlich Kolmationsneigung, Durchlässigkeit und Robustheit in den diversen Regelwerken relativ einheitlich definiert sind, herrschen zwischen den beschriebenen Ansätzen zur Bestimmung der wirksamen Öffnungsweite – trotz vieler Gemeinsamkeiten – gewisse Abweichungen. Diese beruhen zum Teil auf unterschiedlichen theoretischen Grundlagen sowie empirischen Erkenntnissen. Die international anerkannten Bemessungsregeln gemäß *Holtz* und *Lafleur* (zusammengefasst in [22]), *Giroud* und letztendlich auch das Merkblatt [38] (früher [37]) berücksichtigen die Ungleichförmigkeitszahl  $C_u$  als maßgebende Kenngröße für die Dimensionierungen der Filteröffnungsweite. In den beiden letztgenannten Ansätzen wird auch die Lagerungsdichte des Bodens der Beurteilung des Bodenrückhaltevermögens zugrunde gelegt, die erstmals von *Giroud* in Betracht gezogen wurde. Bei der Bemessung geht er von einer Linearisierung der Kornverteilungslinie aus, die jedoch nur für Böden mit einer stetigen Korngrößenverteilung anwendbar ist. Die Auswirkung des Verlaufes der Kornverteilungslinie auf die Wirkungsweise geotextiler Filter wurde von *Lafleur* auf Basis von Filtrationsversuchen beschrieben. Darauf aufbauend wurden Bemessungsregeln für drei Arten von Sieblinien (lineare, intermittierend gestufte und konkave Form) definiert, womit der Anwendungsbereich auch um suffosionsgefährdete Böden erweitert wurde. Diese Erkenntnisse wurden teilweise in das Merkblatt [38] übernommen.

Im Gegensatz zu diesen grundlegenden Bemessungsansätzen basieren die Empfehlungen gemäß [83] primär auf Erfahrungswerten, ohne dabei das bodenphysikalische Verhalten und die Bodenart

näher zu betrachten. Damit werden der Wahl der Filteröffnungsweite des geotextilen Filters Grenzen (siehe) gesetzt, wobei eine weitere Optimierung vom Erfahrungsreichtum des Anwenders abhängt. Um jedoch Fehleranfälligkeit zu vermeiden, wurde der empfohlene Grenzbereich sehr eng gewählt, dennoch sind vor allem bei Böden mit Neigung zur Suffosion ergänzende Untersuchungen zur Festlegung der Filteröffnungsweite notwendig.

Die Empfehlungen der Schweizer Norm [86] beruhen primär auf Erfahrungen, welche größtenteils im [82] beschrieben sind. Dabei wird das zum Teil modifizierte Filterkriterium von *Terzaghi* auf die geotextilen Filter angewandt und daraus Grenzwerte für die Bestimmung der Öffnungsweite abgeleitet. Diese Vorgehensweise erscheint für den konkreten Fall der Filtervliese von Entlastungsdrainagen als nicht sinnvoll, da sich dabei zu große Filteröffnungsweiten ergeben.

Bei der Anwendung der beschriebenen Ansätze zur Bemessung von geotextilen Filtern ist zu beachten, dass im Falle zu großer, rechnerisch ermittelter Öffnungsweite  $O_{90}$  eine Anpassung an die marktüblichen Produkte zulässig ist. Demnach können auch kleinere Filteröffnungsweiten gewählt werden. In solchen Fällen sind jedoch ergänzende Untersuchungen mittels Laboratoriumsversuche notwendig.

#### **4.2.5 Kontrollen und Erhaltungsmaßnahmen**

Aufgrund der im Dammbauwerk integrierten Bauweise ist eine direkte Begutachtung der Druckentlastungsdrainagen (Gräben, Sickerschlitze oder Kiessäulen) nach Einbau/Fertigstellung kaum möglich. Herstellungsbedingt verursachte Verletzungen der Vliesummantelung bleiben daher meist unentdeckt. Demnach ist beim Hochwasser bzw. Rückstau im Zuge der Dammbeggehungen entsprechend der Hochwasserdienstregelung die Umgebung der Entspannungsdrainagen auf Vernässungen sowie Sickerwasseraustritte mit allfälligen Erosionserscheinungen visuell zu kontrollieren. Darüber hinaus können mithilfe automatischer Aufzeichnung der Wasserstände in den Beobachtungspiegeln entlang von ausgewählten Messprofilen indirekte Kontrollen der Entlastungswirkung durchgeführt werden. Anhand der Daten aus längeren Beobachtungszeiträumen – ergänzt um Quantifizierung der austretenden Sickerwässer – lassen sich Rückschlüsse über die hydraulische Wirkungsweise ziehen. Wird dabei eine Leistungsminderung gegenüber dem prognostizierten bzw. früher gemessenen SOLL-Zustand festgestellt, ist zunächst die Auswirkung auf die Gesamtstabilität des Bauwerkes zu untersuchen, bevor Adaptierungen des Druckentlastungssystems durchgeführt werden. Eine Regenerierung der bestehenden Drainage durch Freilegen und Wiederherstellung ist jedoch technisch sehr aufwendig. Demnach wird beim Verlust der Entlastungswirkung die Herstellung eines sekundären Druckentlastungssystems empfohlen.

Bei ordnungsgemäß hergestellten Entspannungsdrainagen können insbesondere Beschädigungen der oberflächennahen Filtergeotextilabdeckung (im Falle ohne Dammverteidigungsweg) des Drainagesammelgrabens langfristig eine Verschlämmung vom Drainagekies verursachen. Deswegen sind die unmittelbar angrenzenden Bereiche an die Drainage vom Bewuchs und von

Fremdkörpern freizuhalten. Diese Kontrollen sollten im Rahmen der Dampfpflegearbeiten durchgeführt werden.

## 4.3 Druckentlastungsbrunnen

### 4.3.1 Aufbau eines Brunnens

Der Druckentlastungsbrunnen wird in ein Bohrloch installiert und der Ringraum zwischen dem Brunnenrohr und der Bohrlochwand im Bereich des Grundwasserleiters mit Filterkies ausgefüllt. Dieser muss entsprechend den Filterkriterien unter Berücksichtigung der Kornverteilung des umgebenden Bodens abgestuft sein und soll ein Auswaschen der feinen Bodenkörner aus dem Untergrund verhindern. Eine ungehinderte Wasserströmung in den Brunnen muss jedoch aufrechterhalten bleiben. Damit über den Ringraum keine unkontrollierte Ausströmung des Grundwassers stattfindet bzw. der Brunnen durch Wasserzuflüsse aus der Oberfläche verschmutzt wird, bedarf es im Bereich der gering durchlässigen Schichten einer Ringraumabdichtung. Als hydraulische Dichtungsbarrieren eignen sich beispielsweise hochquellfähige Tone, pumpfähige Ton-Bindemittelgemische, Tonkugeln bzw. -pellets, und unmittelbar im Kopfbereich des Bohrloches kann die Versiegelung auch mithilfe von Abdichtungszementen erfolgen [99].

Die Brunnenrohre bestehen meistens aus einem perforierten oder geschlitzten Filterrohr mit einer Bodenkappe am Fuß. Im Anschluss an die Filterstrecke, im Bereich der nicht wasserführenden Deckschicht, befindet sich ein Vollwandrohr, welches das Sickerwasser zur Oberfläche leitet. Im Kopfbereich sollte das Rohr eine Rückschlagklappe besitzen, um einen Rückfluss der Oberflächenwässer sowie ein Verstopfen/Verunreinigen des Entlastungsbrunnen durch Fremdkörper zu verhindern. Dem Schutz des Brunnenkopfes vor Beschädigungen und Vandalismus dient außerdem eine Abdeckung oder ein Brunnenschacht (siehe Abb. 4.9).

Für die Herstellung von Entspannungsbrunnen können Filter- und Vollwandrohre aus unbehandeltem bzw. rostfreiem Stahl, Messing, Kupfer, Aluminium, Kunststoff (PVC), glasfaserverstärktem Kunststoff etc. verwendet werden. Das gewählte Material sollte stets an die örtlichen Bedingungen sowie an die chemischen Eigenschaften des Grundwassers angepasst sein. Darüber hinaus müssen die Rohre auch allfälligen mechanischen Belastungen standhalten. Von diesen Einflussfaktoren wird die Funktionsdauer des Brunnens beeinflusst.

Die Wahl der Abmessungen eines Entlastungsbrunnens richtet sich in erster Linie an die zu erzielende Entspannungswirkung des Gesamtsystems und an das Brunnenfassungsvermögen entsprechend den Dimensionierungsempfehlungen gemäß [98]. Der Durchmesser entspricht der Nennweite der handelsüblichen Rohrprodukte für den Brunnenbau und variiert von mind. 6“ (Zoll) bis 36“; je nach Bedarf auch größer. Die Festlegung des Rohrdurchmessers hat auch Notwendigkeit von Pumpversuchen zur Entsandung sowie die periodischen Instandhaltungsmaßnahmen zu berücksichtigen. Die Brunnentiefe (Länge der Filterstrecke) ist

nahezu unbegrenzt und hängt von der Lage und der Mächtigkeit der grundwasserleitenden Schichten ab.

Nach dem Ausbau des Brunnenentlastungssystems können ausgewählte Brunnen mit Messgeräten zur Sickerwasserquantifizierung oder Druckpotentialregistrierung instrumentiert werden. Ergänzt um zusätzliche Grundwasserbeobachtungspegel im Hinterland lassen sich wertvolle Erkenntnisse über die hydraulische Wirkungsweise gewinnen. Diese Messdaten ermöglichen zudem eine Optimierung des Systems durch nachträglich hergestellte Entlassungsbrunnen. Im Notfall kann die Durchflusskapazität temporär auch durch Einsetzen von Pumpen erhöht werden. Dieser hohen Systemflexibilität stehen die technisch und wirtschaftlich anspruchsvollere Herstellung und vor allem die Erhaltung gegenüber [98].

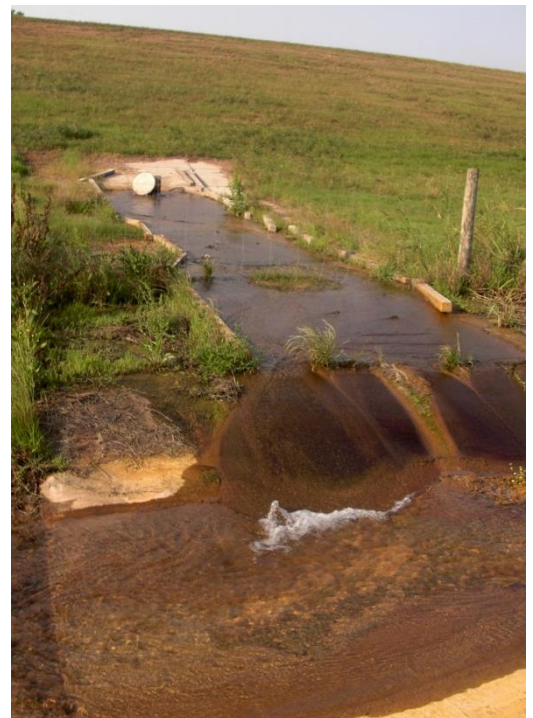
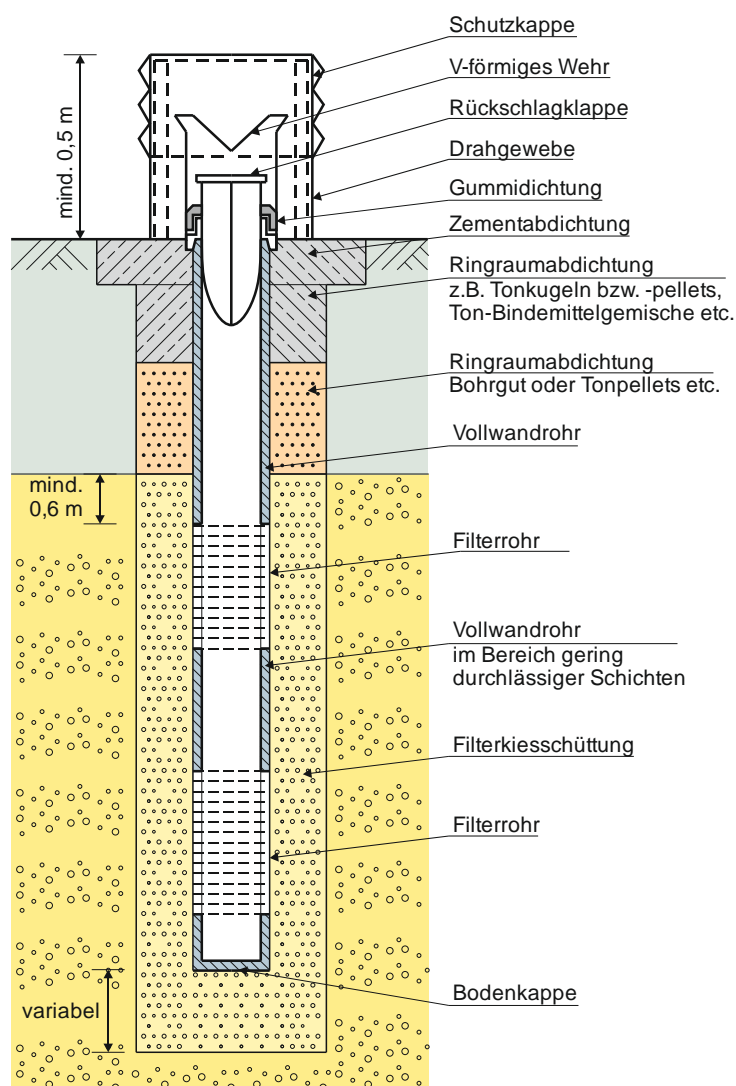


Abb. 4.9: Schematische Darstellung eines Entlastungsbrunnens gemäß EM 1110-2-1914 (adaptiert nach [99]). Detail der Sickerwasserableitung zum Graben und Detail des Brunnenkopfes ohne Schutzkappe [2].

### 4.3.2 Herstellung

Für die Herstellung von (Entlastungs)Brunnen steht eine große Bandbreite an unterschiedlichen Bohrverfahren zur Verfügung, die vorwiegend in Abhängigkeit von den Untergrundeigenschaften und den Brunnenabmessungen zum Einsatz kommen. Aufgrund der großen Vielfalt und unterschiedlicher Merkmale der Bohrmethode wird an dieser Stelle lediglich eine grobe Zusammenstellung ohne eine detaillierte Beschreibung der jeweiligen Verfahren vorgestellt.

In den letzten Jahrzehnten haben sich als wirtschaftliche Bohrmethode vor allem die Drehbohrverfahren mit Spülung durchgesetzt. Hierzu zählen sogenannte direkte (z.B. Rotary-Bohrverfahren) und indirekte Spülverfahren (Saug- oder Lufthebebohrverfahren). Das dabei verwendete Spülungsmedium, meist Wasser mit biologisch abbaubaren Additiven oder Druckluft bzw. Druckluft mit Wasser, übernimmt die Stützung des Bohrloches und dient zugleich zum Austrag des Bohrgutes. Dieses wird mithilfe eines Meißels gelöst und entweder im Ringraum zwischen Bohrgestänge und Bohrlochwandung (direkt) oder innerhalb des Bohrgestänges (indirekt) kontinuierlich zur Oberfläche befördert.

Eine weitere Herstellungsmöglichkeit bietet das Schlagbohrverfahren, bei dem die Bohrung im Schutze einer Verrohrung abgeteuft wird. Die Gesteinslösung bzw. der Bodenaushub findet dabei an der Bohrlochsohle mit schlagenden, drehenden oder drehschlagenden Werkzeugen (Greifer, Schappe, Bohrschnecke, Kernrohr etc.) statt, wobei das gelöste Bohrgut diskontinuierlich zutage gefördert wird.

### 4.3.3 Filterwirksamkeit

Die Entspannungswirkung eines Brunnens wird maßgeblich von der mechanischen und hydraulischen Filterwirksamkeit der Filterrohre und vor allem der Filterschüttung beeinflusst. Im Sinne der klassischen Filterregeln nach *Terzaghi, U.S. Army Corps of Engineers (USACE)*, *Cistin/Ziems* etc., muss der Kornfilter den zu schützenden Boden in ausreichendem Maße zurückhalten und zugleich ein druckloses Abfließen des zuströmenden Wassers gewährleisten. Im Brunnenbau haben die Filterkiese eine weitere Aufgabe zu erfüllen, sie sollen nämlich beim Entsandn das Unterkorn der durchlässigen Ringraumschüttung und die Feinteile des Grundwasserleiters durchlassen. Infolge der Brunnenfilterentwicklung entsteht in radialer Umgebung des Filterrohres ein abgestufter Stützkornfilter mit verbesserten hydraulischen Eigenschaften. *Nahrgang* und *Schweizer* weisen in ihren Untersuchungen [75] darauf hin, dass sich durch den Austrag feiner Sedimente in den Stützkornschalen der Bohraureole ein hydraulisch wirksamer Porenkanaldurchmesser einstellt, der in etwa dem suffosionsgefährdeten Teilchen des angrenzenden natürlichen Grundwasserleiters entspricht. Damit bildet sich eine stabile Stützkornfilterschicht aus, die weitere Sedimentausspülungen sowie eine Kolmatierung des Filters verhindert [76].

Das langzeitliche Filterverhalten eines Entlastungsbrunnens wird außerdem durch alterungsbedingte Leistungsrückgänge begleitet, welche zufolge physikalischer, chemischer und



biologischer Prozesse in unmittelbarem Nahbereich des Brunnenfilters ausgelöst werden. Bei falsch dimensionierten Kiesfiltern bewirkt die Reduktion der Durchlässigkeit aufgrund langfristiger Umlagerung feiner Bodenpartikel aus dem Untergrund in den Filter bzw. einer Kolmation der Filterstrecke eine Verminderung der Entspannungswirkung. Noch häufiger führen jedoch verschlammte Oberflächenwässer zur Verstopfung der Filterrohre. Außer dem genannten Feststoffeintrag (Versandung) verursachen eisenoxidierende Mikroorganismen ([34] und [56]) sowie aufgrund chemischer Ausfällung entstandene Verockerung und Versinterung der Brunnenrohre einen Funktionsverlust. Neben der Inkrustation kann auch die Korrosion der metallischen Werkstoffe zur Beeinträchtigung der Filterwirksamkeit führen.

#### 4.3.3.1 Methoden zur Bestimmung der Filterkiesschüttung

Die Wahl des geeigneten Sand- bzw. Kiesfilters im Ringraum eines Entlastungsbrunnen richtet sich in erster Linie an die Kornverteilung des Aquifers. Bei ausgeprägt geschichteten Grundwasserleitern hat die Festlegung der Filterkiesschüttung anhand der feinsten Korngrößenverteilung des Körnungsbandes der jeweiligen Bodenschicht zu erfolgen. Feinkörnige, gering durchlässige Schichten (Zwischenstauer) sind dabei nicht zu berücksichtigen. Im Folgenden werden zwei Methoden zur Filterkiesbestimmung näher vorgestellt.

Das von *U.S. Army Corps of Engineers (USACE)* publizierte Engineering Manual [98] für Entlastungsbrunnen empfiehlt zur Einhaltung der Filterbedingung ein Abstandsverhältnis zwischen dem Korndurchmesser bei 15-M% der Kornverteilungslinie des Kiesfilters  $d_{15,F}$  und dem Korndurchmesser bei 85-M% der Kornverteilungslinie des Grundwasserleiter (zu schützender Boden)  $d_{85,B}$  von mindestens 5. Zusätzlich hat die Filterkiesschüttung auch das hydraulische Kriterium zu erfüllen, indem der Korndurchmesser des Filters  $d_{15,F}$  drei- bis fünfmal größer als der Korndurchmesser des Grundwasserleiters  $d_{15,B}$  gewählt wird.

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} < 5 \quad (4.15)$$

$$\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} > 3-5 \quad (4.16)$$

In Hinblick auf die Steilheit der gewählten Kornverteilungslinie – beschrieben durch die Ungleichförmigkeitszahl  $C_U$  – des Filters sind gemäß [98] sowohl enggestufte als auch gut gestufte Filter erlaubt. Bei den gleichkörnigen Filtermaterialien muss zusätzlich eine Bedingung von  $C_U < 2,5$  eingehalten werden. Im Falle der gut gestuften Kiesfilter gilt eine Bandbreite von  $2,5 < C_U < 6$ . Mit der oberen Begrenzung des  $C_U$ -Wertes soll die Entmischung beim Schüttvorgang minimiert werden. Darüber hinaus wird die radiale Dicke der enggestuften Filterkiesschüttungen von 10 cm bis 15 cm und bei gut gestuften Filtern von 15 cm bis 20 cm vorgeschlagen.

Auf diese Weise wird das passende Körnungsband für das Filtermaterial gesucht. Natürliche sowie künstlich aufbereitete mineralische Böden mit überwiegend runder Kornform, welche die oben genannten Kriterien erfüllen, können für den Ausbau der Entlastungsbrunnen verwendet werden.

Neben dem vorgestellten Filterkriterium gibt es noch ausgewählte Filterregeln, die in der Brunnenbaupraxis ebenfalls Einsatz finden. Die meisten davon wurden jedoch unter Berücksichtigung eines waagrechten Filters und einer vertikalen Sickerströmung entgegen bzw. in Schwerkraftrichtung empirisch abgeleitet und sind daher nur beschränkt einsetzbar. *Davidenkoff* untersuchte im Rahmen von Laborversuchen die Zusammensetzung der Brunnenfilter [30]. Basierend auf dem Abstandsverhältnis der mittleren Korndurchmesser  $d_{50,F} / d_{50,B} = 7 - 15$  als Funktion des  $d_{50,B}$  wurde hierzu ein Bemessungsdiagramm [30] empfohlen. Im Gegensatz dazu wählte *Bieske* einen anderen Ansatz (siehe [10]) und leitete aus einer Vielzahl von Kornverteilungslinien sandig-kiesiger Grundwasserleiter ein sogenanntes Kennkorn ab, das den Wendepunkt der Steigung im oberen Bereich vor allem S-förmiger Sieblinien beschreibt. Die Schüttkornbestimmung erfolgt dabei für Korngrößenverteilungen, bei denen die Körner mit  $d > 10$  mm ausgesiebt werden (Abb. 4.10). Durch die anschließende Multiplikation des graphisch ermittelten Kennkorns mit einem Filterfaktor von  $F = 5$  ergibt sich der Schüttkorndurchmesser, dem eine Filterkiesfraktion beispielsweise gemäß [31] zugrunde liegt.

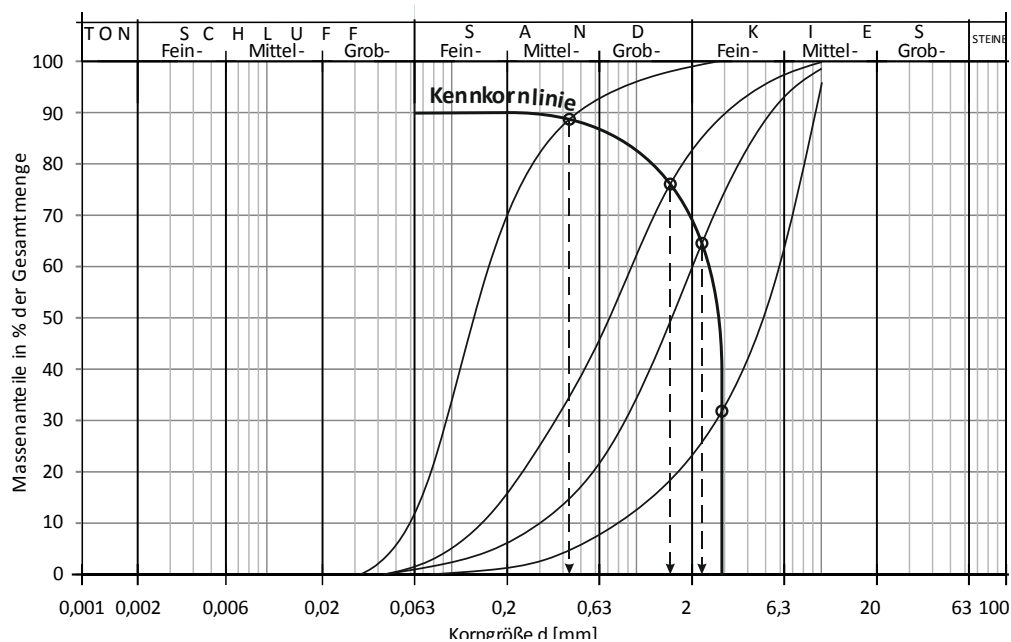


Abb. 4.10: Schüttkornbestimmung mit dem Kennkornverfahren nach [10].

In deutschsprachigem Raum erfolgt nach dem heutigen Stand der Technik die Bemessung der Filterkiesschüttung für Brunnen vorwiegend nach dem Verfahren gemäß [35] in Kombination mit der [31]. Für die Ermittlung des erforderlichen Schüttkorndurchmesser  $D_S$  gilt die folgende Formel.

$$D_S = d_g F_g \quad (4.17)$$

Der maßgebende Korndurchmesser  $d_g$  des Aquifers kann gemäß Merkblatt [35] entweder aus der Korngrößenverteilung mithilfe der Wendepunktmethode oder aus der Siebrückstandskurve bestimmt werden. Die erstgenannte Methode bedient sich einer graphischen Ermittlung des Wendepunktes mittels Steigungsdreiecke für stets gleiche Ordinatenabschnitte. Dabei wird der maßgebende Korndurchmesser jenem Punkt der meist S-förmigen Kornverteilungslinie zugeordnet, an dem die Tangente die größte Steigung aufweist. Für intermittierende Korngrößenverteilungen wird  $d_g$  aus dem ersten Wendepunkt im Bereich der kleineren Korngrößen festgelegt.

Werden die Siebrückstände der jeweiligen Korngrößen in halblogarithmischem Diagramm aufgetragen, lässt sich  $d_g$  aus dem Mittelwert des Maximums und des nächstgrößeren Korndurchmessers der Verteilungskurve bestimmen. In Abb. 4.11 sind die Siebrückstandslinien gemäß [10] beispielhaft für zwei unterschiedliche Bodenarten dargestellt, die im Zuge der später beschriebenen Modellversuche als grundwasserleitende Schichten eingesetzt wurden. Wenn sich im Verlauf der Dichteverteilung mehrere ausgeprägte Scheitelpunkte einstellen, ist der kleinere Wert der Korngröße für die Festlegung des maßgebenden Korndurchmessers heranzuziehen. Für Siebrückstandslinien ohne ein eindeutiges Maximum ist  $d_g$  dem  $d_{30}$  gleichzusetzen.

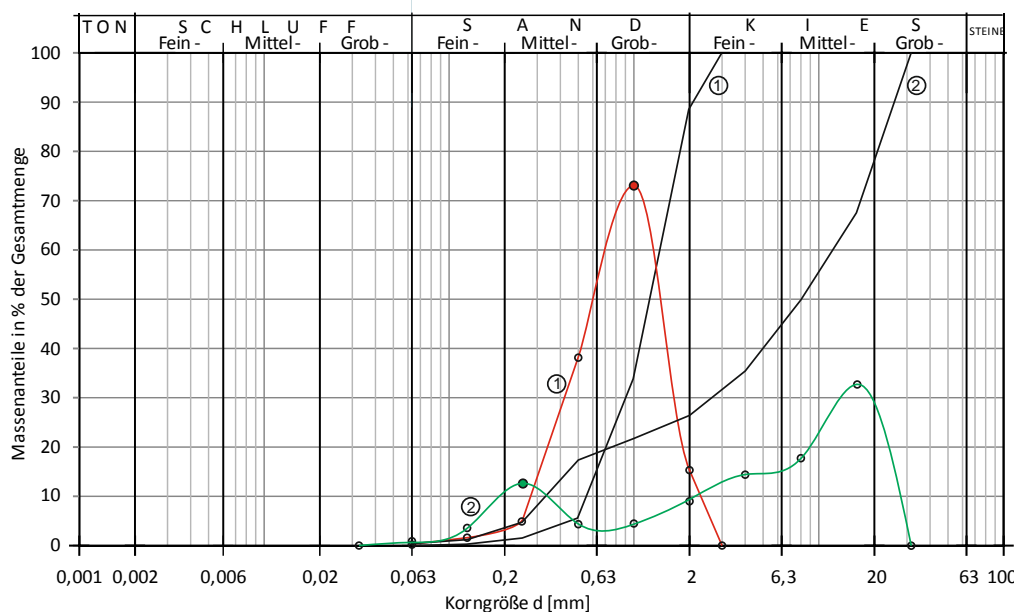


Abb. 4.11: Bestimmung des maßgebenden Korndurchmessers  $d_g$  aus Siebrückstandskurven der Kornverteilungslinien von verwendeten Böden (Grundwasserleiter 1 und 2) für die untersuchten Damm-Modelle.

Um damit den Schüttkorndurchmesser  $D_s$  zu ermitteln, schlägt das Merkblatt [35] einen von der Ungleichförmigkeitszahl des Grundwasserleiters abhängigen Filterfaktor  $F_g$  vor, mit dem der maßgebende Korndurchmesser  $d_g$  multipliziert wird. Darauf aufbauend wird gemäß der DIN 4924 die entsprechende Korngruppe für den geeigneten Filterkies bzw. -sand gewählt, der die mechanischen und hydraulischen Kriterien erfüllt.

für  $1 < C_U < 5$

$$F_g = 5 + C_U$$

für  $C_U \geq 5$

$$F_g = 10$$

Die hier beschriebene Methode basiert hauptsächlich auf den Laboruntersuchungen und den theoretischen Ansätzen von *Nahrgang* und *Schweizer* ([75]) und wird zur Filterkiesbestimmung im Brunnenbau empfohlen. Sie führt teilweise zu ähnlichen Ergebnissen wie das semiempirische Kennkornverfahren nach [10]. Für Brunnen zur Druckentlastung, welche zwar nur temporär – bei hydraulischer Beaufschlagung – wasserleitend wirksam sind, stellt somit das Merkblatt [35] eine Alternative zu den klassischen Filterkriterien dar.

#### 4.3.3.2 Dimensionierung der Filteröffnungsweite

Die Schlitz- bzw. Öffnungsweite der Filterrohre bestimmt den freien Durchlass eines Brunnen und wird in Abhängigkeit von der gewählten Filterkiesschüttung festgelegt. Darüber hinaus muss die Schlitzweite so gewählt sein, dass die Druckverluste infolge der Strömung des Wassers in den Brunnen über die Schlitz- bzw. Öffnungen auf das Minimum reduziert werden.

Gemäß [99] wird ein Bemessungskriterium für die Wahl der Schlitzweite empfohlen, dem nach 50 % der Körner der feinsten Sieblinie des Körnungsbandes für den Filterkies durch das Filterrohr zurückgehalten werden müssen. Die maximale Öffnungsweite entspricht somit dem Korndurchmesser  $d_{50,F}$ .

Im Gegensatz dazu schlägt [36] vor, dass die Schlitzweite der Filterrohre den halben Durchmesser des mittleren Kornes der festgelegten Schüttfraktion ([31]) nicht übersteigen soll. Damit wird beim Entsandungsvorgang sowie beim Aktivieren des Brunnen ein Auswaschen der Körner aus der Filterschüttung mit Ausnahme des Unterkornanteiles vermieden. Lediglich die suffosionsgefährdeten Bodenteilchen, die durch den Filter transportiert werden, müssen auch die Schlitz- bzw. Öffnungen des Filterrohres passieren können, um eine Kolmation des Filterbrunnens zu verhindern.

Aus dem Vergleich der beiden hier beschriebenen Ansätze zur Bestimmung der Filteröffnungsweite ist ersichtlich, dass das amerikanische Kriterium nach *U.S. Army Corps of Engineers* ein begrenztes Auswaschen der feinen Bodenkörner sowohl aus dem Grundwasserleiter als auch aus der Filterschüttung zulässt. Für eine einwandfreie hydraulische Wirkungsweise ist daher die Ausbildung eines stabilen Kornfilters um den Brunnen von großer Bedeutung. Darüber hinaus ermöglichen größere Öffnungsweiten der Filterrohre eine Reduktion der Druckverluste am Entlastungsbrunnen.

#### 4.3.4 Kontrollen und Erhaltungsmaßnahmen

Brunnen als konstruktive Bestandteile von wasserbaulichen Anlagen erfordern regelmäßige Kontrollen, um ihre plangemäße Druckentlastungsfunktion zu beurteilen und diese auch langfristig aufrechtzuerhalten. Dazu zählen visuelle Begutachtungen der über dem Gelände

herausstehenden Teile eines Entlastungsbrunnens, welche von Fremdkörpern und anderen Hindernissen (z.B. Pflanzen, Sträucher etc.) in dessen unmittelbaren Umgebung fernzuhalten sind. Ähnlich wie die Versandung bzw. Verschlammung der Brunnenköpfe im Zuge des Betriebs behindern sie die freie Ausströmung des Wassers und reduzieren die Entlastungswirkung.

Die periodischen Routinekontrollen von Druckentlastungsbrunnen – mit temporärer hydraulischer Beaufschlagung – entlang von Hochwasserschutz- und Rückstaudämmen sollten in Anlehnung an [98] einmal jährlich erfolgen und dabei an die saisonale Eintrittswahrscheinlichkeit der Hochwässer bzw. an den Einstauwasserstand angepasst sein. Darüber hinaus haben zusätzliche Begehungen beim Hochwasser (> 10-jährliches Ereignis) zu erfolgen, im Zuge der auch die Umgebung der Druckentlastungsstellen auf Vernässungen und Wasseraustritte hinsichtlich allfälliger Erosion des Untergrundes zu kontrollieren ist [98]. Dabei ist auf mögliche Sandaustritte aus den Brunnen sowie Beschädigungen zu achten. Wertvolle Informationen über die hydraulische Wirkungsweise des Druckentlastungssystems liefern permanente Wasserstandmessungen mittels Datenlogger-Pegelsonden entlang ausgewählter Messprofile. Damit lassen sich auch Sickerwasseraustritte an den speziell dafür mit Messinstrumenten ausgerüsteten Messbrunnen quantifizieren. Aufgrund der alterungsbedingt ausgelösten Prozesse sollten zur Beurteilung des Fassungsvermögens und der Filterwirksamkeit der Brunnen alle 5 Jahre Pumpversuche sowie ein Brunnenmonitoring durchgeführt werden. Mithilfe bohrlochgeophysikalischer Untersuchungen ([7]) kann der IST-Zustand und das Ausmaß der Alterung begutachtet werden. Wird eine Leistungsminderung festgestellt, so sind Maßnahmen zur Regenerierung einzelner Brunnen unumgänglich.

Neben Versandung und Korrosion führt insbesondere Inkrustation (Verockerung, Versinterung oder Verschleimung) langfristig zur Reduktion der Entlastungswirkung. Um die Ablagerungen aus dem Innenraum zu entfernen, bedient man sich (hydro)mechanischer und chemischer Regenerierungsmethoden und deren Kombination. Bei den Erstgenannten werden mittels Bürsten, Kolben oder durch Luft- bzw. Wasserspülungen sowie Intensiventnahme die Brunnen gereinigt. Im Gegensatz dazu benutzen chemische Verfahren organische oder anorganische Säuren zur Auflösung der Ablagerungen am Filterrohr und in der Filterkiesschüttung sowie in unmittelbar angrenzendem Grundwasserleiter [56].

# 5 Kleinmaßstäbliche Modellversuche

## 5.1 Einleitung

Versuche an geometrisch verkleinerten Modellen haben sich bereits im Zuge der Voruntersuchungen für die Planung des später beschriebenen naturmaßstäblichen Dammodells sehr gut bewährt. Gegenüber dem physikalischen System (Prototyp) weisen sie einen höheren Grad der experimentellen Kontrolle auf und ermöglichen eine variationsreiche Überprüfung maßgebender Modellparameter unter extremen Randbedingungen. Dies betrifft vor allem Art, Anordnung, Anzahl und Einbindetiefe der Entlastungselemente sowie Größe der hydraulischen Belastung zufolge des simulierten Hochwassers. Aus diesem Grund wurden die Untersuchungen im Naturmaßstab durch eine Reihe von im Labor durchgeführten, kleinmaßstäblichen Versuchen ergänzt, deren Ergebnisse zugleich zur qualitativen Beurteilung der am naturmaßstäblichen Dammodell gewonnenen Messdaten dienen. Außerdem konnten anhand dieser Modellversuche die Ergebnisse numerischer Vergleichsrechnungen überprüft und zusätzliche Testversuche durchgeführt werden. Die kleinmaßstäblichen Modellversuche zeichnen sich durch folgende Vorteile aus:

- Reduzierter Zeit- und Arbeitsaufwand bei der Herstellung und Adaptierung des Modells.
- Verkürzte Dauer bei der Versuchsdurchführung.
- Hoher Grad an Homogenität hinsichtlich der Einbaudichte und der Durchlässigkeit der Bodenschichten.
- Hohes Maß an Variationsmöglichkeiten und experimenteller Kontrolle bei der Untersuchung der Auswirkung von maßgebenden Einflussfaktoren (Anordnung, Anzahl, Geometrie, Einbindetiefe etc.) auf die Wirkungsweise der Druckentlastungselemente.
- Hohe Zuverlässigkeit der Ergebnisse durch die große Anzahl an Versuchen.

Die maßstäbliche, hydraulische Modellierung kann mit hoher Verlässlichkeit zur Verifizierung der Wirkungsweise von Entlastungsdrainagen am Prototyp eingesetzt werden, wenn innerhalb des verkleinerten Modells laminare Strömungsvorgänge eingehalten und die geometrischen Größen gemäß Ähnlichkeitsgesetzen unverzerrt abgebildet werden. Eine weitere Voraussetzung ist, dass die Durchlässigkeit einzelner Bodenschichten im Modell nur geringe Abweichungen gegenüber dem  $k$ -Wert in der Natur (Prototyp) besitzt. Die absolute Größe des Durchlässigkeitsbeiwertes hat einen direkten Einfluss auf die Durchflussrate des Sickerwassers und den Verlauf der Druckverteilung innerhalb der gut durchlässigen Untergrundsicht.

## 5.2 Modellgeometrie und Modellaufbau

Das kleinmaßstäbliche Modell stellt innerhalb einer Plexiglasrinne einen Vertikalschnitt durch einen Dammkörper einschließlich dessen Untergrundes im Maßstab 1:10 dar. Die Versuchsrinne für das Schnittmodell besitzt eine Breite von 50 cm und wurde durch eine Querwand in ein Becken mit einer Länge von 235 cm umgebaut. Die Plexiglaswände bilden dabei eine feste, undurchlässige Randbedingung für die am Dammmodell untersuchten Strömungsvorgänge. Abb. 5.1 und Abb. 5.2 zeigen den Modellaufbau für die maßstäblichen Versuche.



Abb. 5.1: Das kleinmaßstäbliche Dammmodell (Maßstab 1:10).

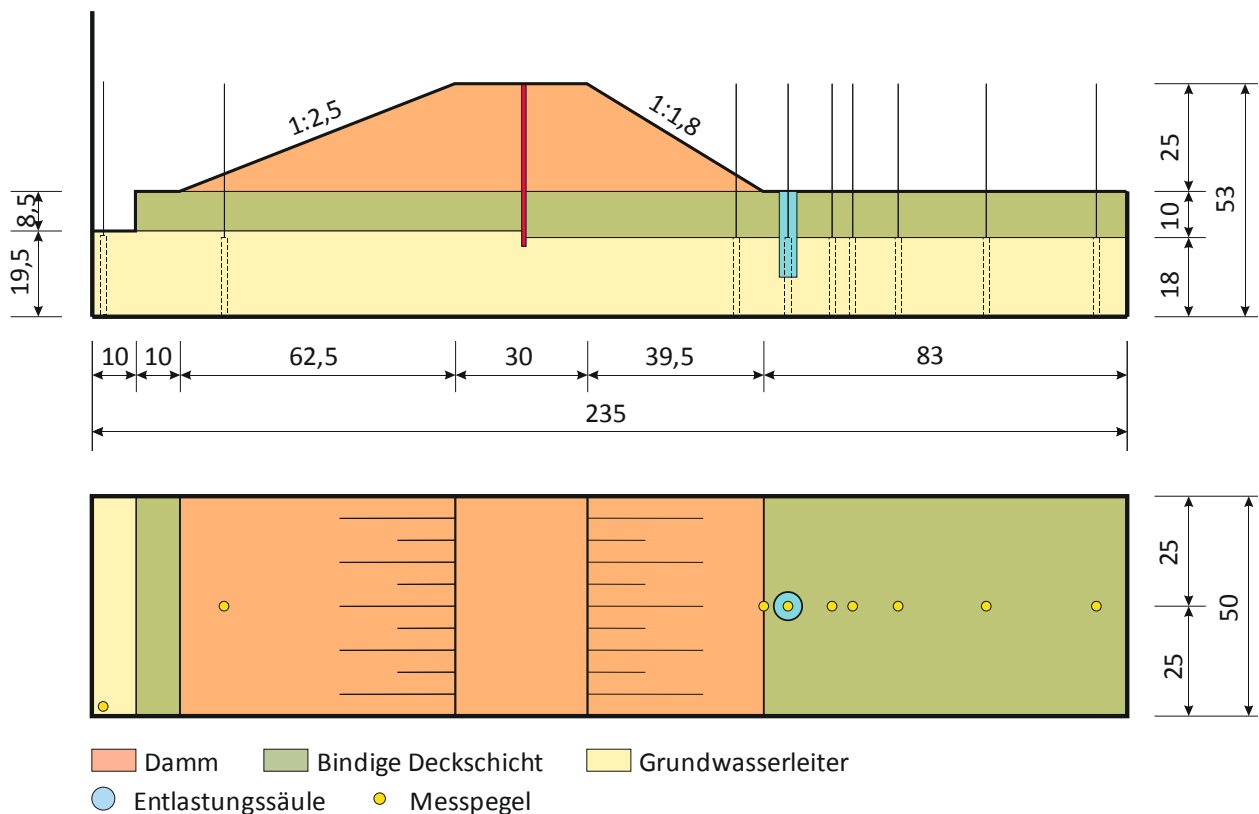


Abb. 5.2: Das kleinmaßstäbliche Dammmodell - Schnitt und Grundriss (Bemaßung in cm).



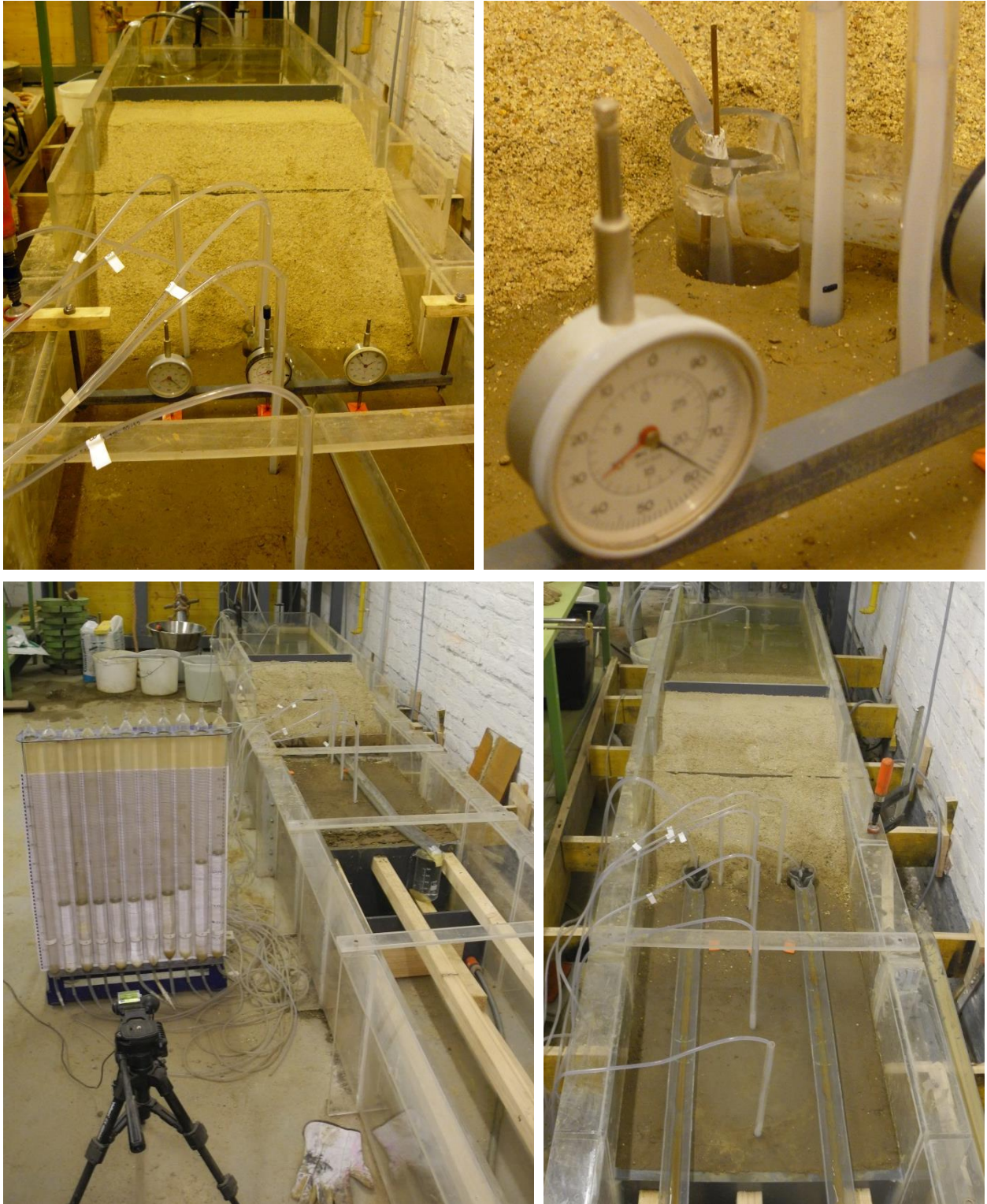


Abb. 5.3: Kleinmaßstäbliches Modell: Entlastungssäule mit Halbrohr zur Wasserableitung (oben links und rechts); Wasserharfe (unten links); Modell mit zwei Entlastungssäulen (unten rechts).

Das geometrisch verkleinerte Dammodell gegründet auf einem zweischichtigen Untergrund. Der Untergrundaufbau wird im Modell durch eine im Mittel 18 cm starke gut durchlässige Schicht (Grundwasserleiter) und die darüber liegende gering durchlässige, feinkörnige Deckschicht mit einer mittleren Mächtigkeit von 10,5 cm nachgebildet. Der homogene Damkörper besitzt eine



Höhe von 25 cm und eine Kronenbreite von 30 cm. Die Neigung der wasserseitigen Dammböschung beträgt 1:2,5, die landseitige Böschung wurde wegen Vergrößerung des Hinterlandbereiches etwas steiler, und zwar mit 1:1,8 ausgeführt. Zur Abdichtung des Modelldammes dient eine innenliegende unvollkommene Dichtwand aus Plexiglas, die im Sinne einer Tauchwand in die durchlässige Schicht einbindet, diese aber nicht vollständig absperrt. Aufgrund des geringen Verbauungsverhältnisses von lediglich ca. 15 % können eine freie Wasserströmung unterhalb des Dammes gemäß Theorie von *Dachler* [29] aufrechterhalten und die Sicherheit gegenüber Erosion des Untergrundes entlang der Schichtgrenze durch die Verlängerung des Sickerweges gering erhöht werden.

Unmittelbar am landseitigen Dammfuß erfolgte die Druckentlastung der gering durchlässigen Schicht mit Hilfe einer bzw. zwei Säulen oder eines Grabens. Die säulenförmigen Entlastungselemente wurden mithilfe von Plexiglasrohren mit variierendem Durchmesser, Einbindetiefe und Durchlässigkeit (mit/ohne Kies) nachgebildet, welche stets symmetrisch zur Modellachse angeordnet waren. Unter Berücksichtigung der Beckenbreite von 50 cm entspricht somit das Modell mit der Einzelsäule bzw. zwei Säulen einer Säulenreihe mit einem Achsabstand von 50 cm bzw. 25 cm. Zur kontrollierten Wasserableitung wiesen die Rohre im Kopfbereich einen V-förmigen Überfall auf, dessen tiefster Punkt bei allen durchgeführten Versuchen 2 cm (+/- 2 mm) über der Deckschichtoberkante lag. Dieser Überstand diente zum besseren Anschluss des Plexiglasrohres an ein im Gefälle verlegtes Halbrohr, welches zur Ableitung der Sickerwässer zum Messzylinder außerhalb des Modells genutzt wurde. Das Befüllen des Einstaubereiches vom Dammmodell erfolgte mit Leitungswasser über einen an der Stirnseite der Versuchsrinne angebrachten Wasserschlauch.

Für die Herstellung des Entlastungsgrabens wurden zwei parallel zueinander – über die gesamte Schnittmodellbreite – verlaufende Plexiglasscheiben verwendet, wobei die vom Damm abgewandte Platte ebenfalls einen Überfall in V-Form sowie einen Halbrohranschluss zur Wasserableitung aufwies. Im Zuge der Modellversuche wurden, wie bereits bei den Säulenelementen erwähnt, die Breite, die Einbindetiefe und die Durchlässigkeit (mit/ohne Kiesfüllung) des Grabens variiert.

Zur Messung der Druckpotentiale in der gut durchlässigen Schicht wurden entlang der Modellachse bis zu 11 Beobachtungspiegel aus Plexiglas mit einem Innen-/Außendurchmesser von 9/13 mm angeordnet. Im Falle der Modellversuche mit der Einzel- bzw. Doppelsäule ergänzten zusätzliche Pegel das Messpegelnetz, die neben bzw. zwischen den Entlastungselementen orthogonal zum Hauptmessprofil eingebaut wurden. Diese Messrohre besitzen eine Filterstrecke über die gesamte Mächtigkeit der durchlässigen Schicht und werden zur Registrierung der Potentialänderungen über Schläuche an eine Wasserharfe angeschlossen. Auf dem Prinzip der kommunizierenden Gefäße wird der Druck in den Messpegeln über die entlüfteten, vollständig mit Wasser gefüllten Schlauchleitungen an die Wasserzylinder der Messharfe übertragen und gemessen. In Abb. 5.4 sind die Lage und die Verteilung der Beobachtungspiegel für die durchgeführten Versuchsreihen dargestellt.

Eine wesentliche Voraussetzung für eine einwandfreie Übertragung der Messergebnisse aus den Modellversuchen auf den Prototyp bzw. in die Natur war eine gleichmäßige Ausführung des modellierten Untergrundes, insbesondere der gut durchlässigen Schicht (Grundwasserleiter). In der Vorbereitungsphase wurde daher der Auswahl geeigneter Böden eine besondere Bedeutung gewidmet. Der Einbau erfolgte lagenweise mit anschließender gleichmäßiger Verdichtung, um ein homogenes Durchlässigkeitsverhalten zu erzielen. Aus geotechnischer Sicht beeinflussen vor allem der Verdichtungsgrad  $D_{pr}$  bzw. die Lagerungsdichte  $D$  sowie die Anisotropie eines Bodens die Größe des Durchlässigkeitsbeiwerts, weshalb Schwankungen des  $k$ -Wertes von einer bis zu zwei Zehnerpotenzen derselben Bodenart keine Seltenheit sind. Dieses Risiko konnte jedoch aufgrund der gewählten Vorgehensweise bei der Festlegung und dem Einbau der Böden signifikant reduziert werden.

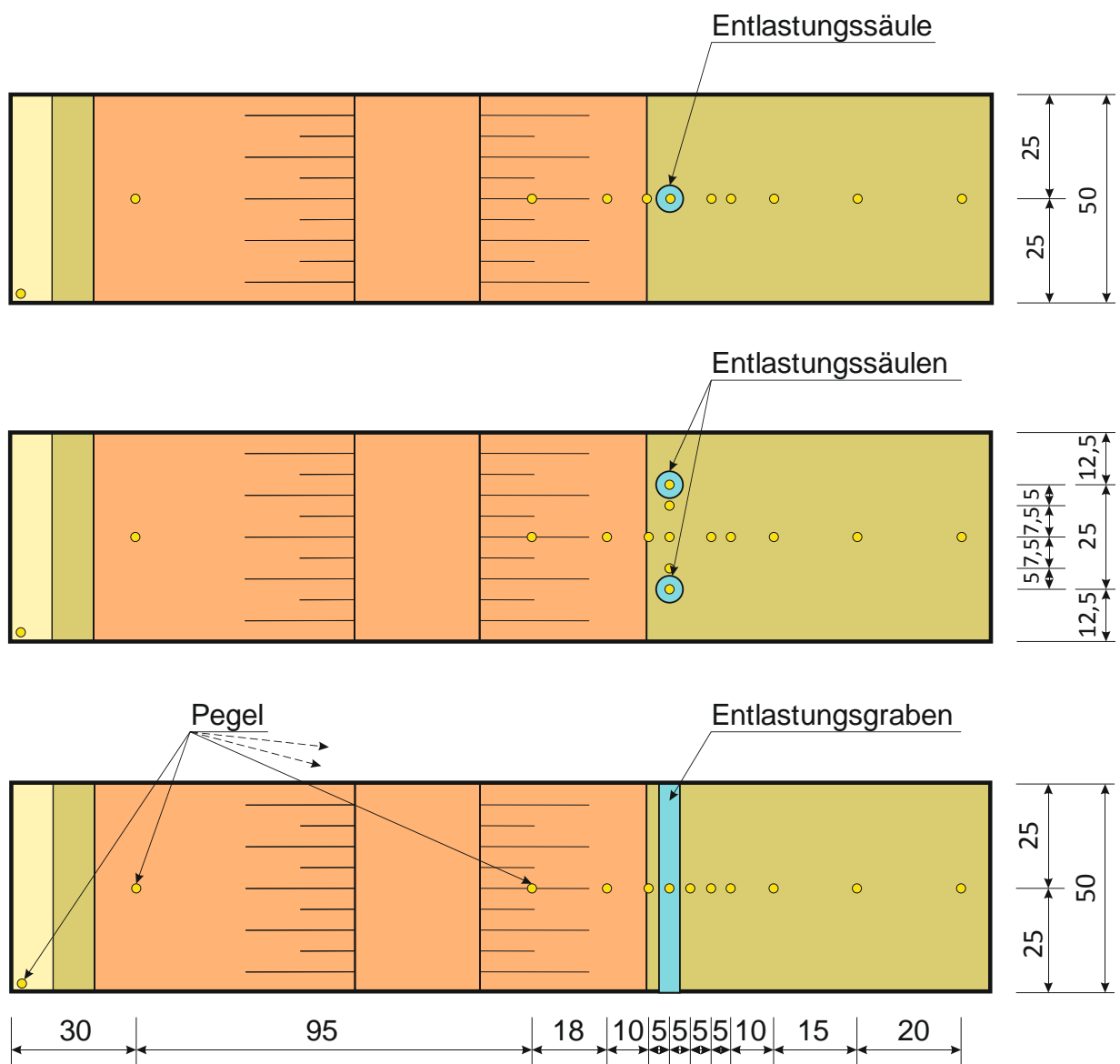


Abb. 5.4: Schematische Darstellung der Lage und der Verteilung von Beobachtungspegeln für die unterschiedlichen Versuchsreihen. (Bemaßung in cm)

Bei der Herstellung der feinkörnigen Deckschicht musste vor allem auf die dichte Ausbildung der Kontaktebene zur Plexiglaswand geachtet werden, damit keine Kontakterosion bzw. konzentrierte Durchströmung auftreten. Um die unerwünschten Wegigkeiten zu unterbinden, wurde beim Einbau Bentonitpulver in der Kontaktebene eingestreut. Bei Wasserzutritt vergrößert der Bentonit aufgrund seiner quellenden Eigenschaften mehrfach sein Volumen und dichtet den Boden gegen die Wand ab. Für den Dammkörper wurden aufgrund der vorhandenen Dichtwand keine besonderen Einbaukriterien festgelegt.

Das beschriebene kleinmaßstäbliche Modell wurde in Anlehnung an das naturmaßstäbliche Dammmodell eines Hochwasserschutzdammes an der March im Maßstab 1:10 mit geringfügigen geometrischen Adaptierungen nachgebildet. Die Unterschiede zum Basismodell bestehen in der um 25% größeren Modellbreite und in der Mächtigkeit der Untergrundschichten. So weisen die gering durchlässige Deckschicht und die darunter liegende gut durchlässige Schicht um etwa 20% bzw. 14% größere Schichtstärke gegenüber dem Modell im Naturmaßstab auf. Trotz dieser geringen Unterschiede ist die Übertragbarkeit der Ergebnisse gegeben.

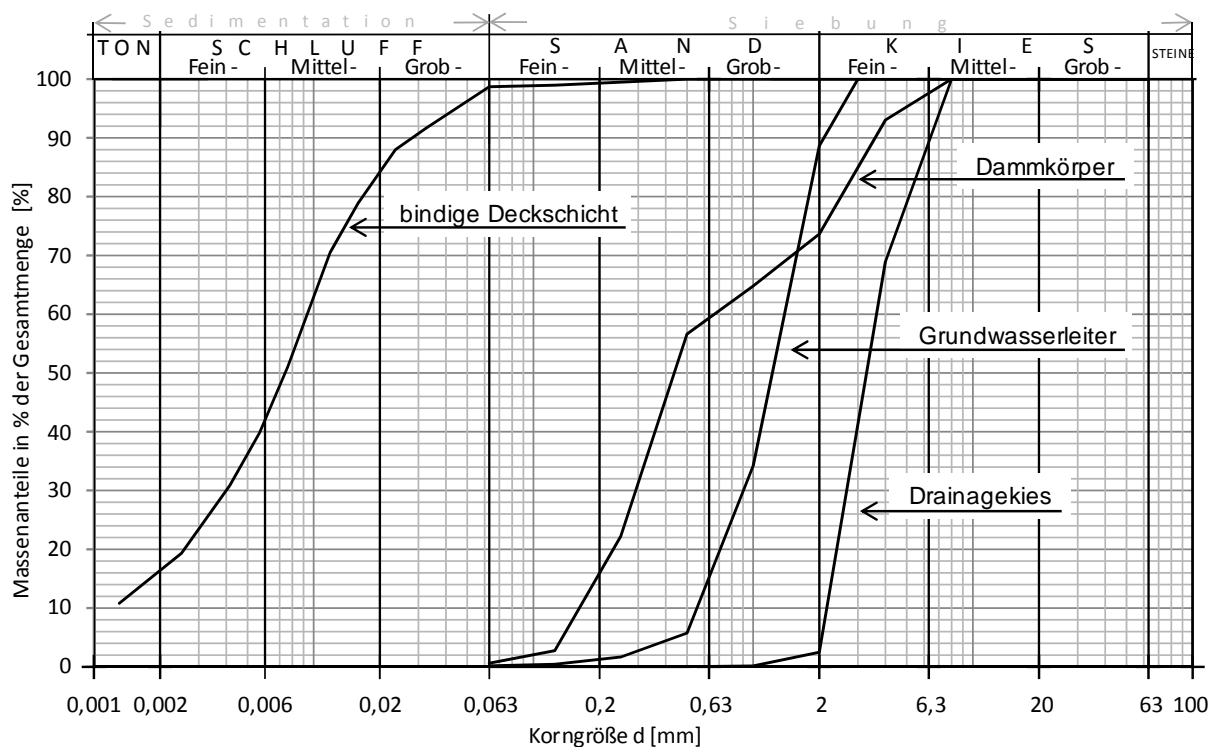


Abb. 5.5: Kornverteilungslinien der verwendeten Böden für das kleinmaßstäbliche Modell.

### 5.3 Böden für Modellversuche

Die Wahl der geeigneten Böden für die kleinmaßstäblichen Modellversuche erfolgte auf Grundlage der bodenphysikalischen Eigenschaften der verwendeten Schüttmaterialien beim Bau des naturmaßstäblichen Dammmodells. Obwohl das maßstäbliche Modell eine geometrische Skalierung des Prototyps darstellt, wurde auf die Anwendung des Maßstabsfaktors – gemäß dem

Modellmaßstab von 1:10 – auf die Korngröße der gewählten Modell-Böden verzichtet. Es wurde vielmehr darauf geachtet, dass der Durchlässigkeitsbeiwert der modellierten Bodenschichten gegenüber dem physikalischen System (Prototyp) unverändert bleibt bzw. von diesem nur gering abweicht. Das Erfüllen dieser Bedingung war daher eine wesentliche Voraussetzung für eine qualitative Übertragbarkeit der gewonnenen Ergebnisse in die Natur. Hierzu war es notwendig, die Streuung der Bodenkennwerte der einzelnen Bodengruppen im Modell – *Dammkörper, bindige Deckschicht, Grundwasserleiter* – möglichst gering zu halten, um unerwünschte Einflüsse auf die Messergebnisse zu vermeiden. Im Folgenden werden die bodenphysikalischen Eigenschaften der verwendeten Böden exemplarisch anhand repräsentativer Stichproben vorgestellt. In Abb. 5.5 sind die Kornverteilungslinien der untersuchten Bodenproben der jeweiligen Bodengruppe dargestellt.

### 5.3.1 Dammkörper

Der Dammkörper besteht aus enggestuften feinkiesigen Sanden mit 26 M% Kies, 73 M% Sand, 1 M% Schluff bzw. Ton und weist bei einer Lagerungsdichte von  $D = 0,65$  einen Durchlässigkeitsbeiwert von  $k = 7,1 \times 10^{-5}$  m/s (bei  $T = 10^\circ\text{C}$ :  $k_{10} = 5,5 \times 10^{-5}$  m/s) auf; der zugehörige Porenanteil beträgt  $n = 0,30$ . Die Korndichte der untersuchten Bodenprobe wurde zu  $\rho_s = 2,66$  g/cm<sup>3</sup> bestimmt.

Die Verdichtbarkeit des Schüttmaterials für den Modelldammkörper wurde im Proctorversuch untersucht und ergab eine Proctordichte von  $\rho_{pr} = 1,85$  g/cm<sup>3</sup> bei einem optimalen Wassergehalt von  $w_{opt} = 11,5$  %.

Im Zustand der lockersten Lagerung beträgt die Trockendichte  $\rho_d = 1,68$  g/cm<sup>3</sup> bei einem maximalen Porenanteil von  $n_{max} = 0,36$ . In der dichtesten Lagerung weist der feinkiesig-sandige Boden eine Trockendichte von  $\rho_d = 1,95$  g/cm<sup>3</sup> und einen Porenanteil von  $n_{min} = 0,26$  auf.

An das bodenphysikalische Verhalten des Modelldammkörpers wurden aufgrund der vorhandenen Dichtwand (aus Plexiglas), welche eine Dammdurchströmung verhindert, keine besonderen Anforderungen gestellt. Dessen Funktion besteht primär in der geometrischen Abgrenzung des Staubereichs, um ähnliche Randbedingungen wie im großmaßstäblichen Modell zu simulieren.

### 5.3.2 Bindige Deckschicht

Für die bindige Deckschicht wurde ein tonig, schluffiger Boden geringer Durchlässigkeit verwendet, welcher im Zuge der Kiesherstellung beim Wasch- und Siebvorgang als Schlämmkorn ( $< 0,063$  mm) anfällt. Das Bodenmaterial stammt aus dem Kieswerk der Firma *Herzer Bau- und Transport GmbH* (Herzer) in Markgrafneusiedl und wurde auch für die Herstellung der bindigen Deckschicht im naturmaßstäblichen Modell herangezogen. Die Kornverteilungslinie der beispielhaft untersuchten Bodenprobe weist 1 M% Sand, 82 M% Schluff und 17 M% Ton auf. Die Korndichte beträgt  $\rho_s = 2,80$  g/cm<sup>3</sup>.

Der Wassergehalt, der nach Abschluss der Modellversuche aus der landseitigen Deckschicht entnommenen 20 Bodenproben (mittels Ausstechzylinder) liegt im Mittel bei  $w_n = 21,4\%$  und somit geringfügig unter der Ausrollgrenze von  $w_p = 23,5\%$  (Fließgrenze:  $w_l = 33,5\%$ ). Der Plastizitätsindex beträgt  $I_p = 10,0\%$ . Gemäß der Klassifizierung nach ÖNORM B 4400-1 (anhand der A-Linie im Plastizitätsdiagramm von *Casagrande*) handelt es sich um einen leicht plastischen Ton halbfester Konsistenz ( $I_c = 1,2$ ).

Das Feuchtraumgewicht variiert zwischen  $\rho = 2,03$  und  $2,12 \text{ g/cm}^3$  (Mittelwert:  $\rho = 2,08 \text{ g/cm}^3$ ) und die zugehörige Trockendichte weist einen Streubereich von  $\rho_d = 1,63$  bis  $1,75 \text{ g/cm}^3$  (im Mittel:  $\rho_d = 1,71 \text{ g/cm}^3$ ) bei einem Porenanteil von  $n = 0,37$  bis  $0,42$  auf. Der Vergleich der ermittelten Trockendichten mit der Proctordichte ergab eine Streuung der Verdichtungsgrade zwischen  $D_{pr} = 93,0\%$  und  $99,4\%$ .

Die Verdichtbarkeit der gering durchlässigen, feinkörnigen Deckschicht wurden mit Hilfe des Proctorversuchs beurteilt. Die Proctordichte der untersuchten Stichprobe beträgt  $\rho_{pr} = 1,76 \text{ g/cm}^3$  bei einem optimalen Wassergehalt von  $w_{opt} = 18,8\%$ .

Im Durchlässigkeitsversuch wurde entsprechend der tonig-schluffigen Charakteristik ein Durchlässigkeitsbeiwert von  $k = 1,3 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  ( $k_{10} = 1,1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ ) bei einem Porenanteil von  $n = 0,39$  ermittelt. Der Verdichtungsgrad der untersuchten Proben betrug im Mittel  $D_{pr} = 97,0\%$ .

Die Anforderungen an das Schüttmaterial für die bindige Deckschicht berücksichtigen neben einer geringen Wasserdurchlässigkeit auch eine ausreichende Erosionsstabilität des feinkörnigen Bodens. Nur unter diesen Voraussetzungen lassen sich artesisch gespannte Druckverhältnisse ohne unkontrollierte Druck- und Wasserverluste im Modell naturgetreu nachbilden. Die verwendeten leicht plastischen bis mittelpastischen Tone besitzen naturgemäß einen geringen Durchlässigkeitsbeiwert. Außerdem reduzieren die homogene Ausführung der Bodenschicht und vor allem der innere Zusammenhalt (Binnendruck) zwischen den feinen Ton-Partikeln bedeutend die Anfälligkeit gegenüber Erosion. In feinkörnigen Böden tritt ein Erosionsvorgang erst bei höheren kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  auf, die im Modellversuch nicht erreicht werden. Demnach besteht vielmehr die Gefahr eines Aufschwimmens der Deckschicht, das in diesem Falle den Initialzustand eines Versagens darstellt.

Ein weiteres Kriterium für die Eignung des feinkörnigen Bodenmaterials war dessen Sensibilität auf Wasserzutritt. Bei niedriger Ausrollgrenze des feinkörnigen Bodens findet eine rasche Konsistenzänderung (halbfest zu plastisch) statt, die eine Abnahme der Festigkeit zur Folge hat. In solchen Fällen wäre das im Zuge der mehrfach wiederholten Modellversuche aufgeweichte Deckschichtmaterial nicht ausreichend standsicher und erosionsstabil. Dies könnte zu Aufbrüchen und somit zu unerwünschten Druckverlusten führen, welche die Ergebnisse hinsichtlich einer kontrollierten Druckentlastung verfälschen würden.

### 5.3.3 Grundwasserleiter

Bei dem Grundwasserleiter handelt es sich um einen aus Linzer bzw. Melker Sanden künstlich aufbereiteten Quarzsand mit einem Korngrößenbereich von 0,5 mm bis 2,0 mm. Die exemplarisch untersuchte Bodenprobe weist eine enggestufte Kornverteilungslinie ( $C_U = 2,5$  und  $C_C = 1,1$ ) mit 11 M% (Fein)Kies, 88 M% Sand und 1 M% Schluff bzw. Ton auf. Gemäß ÖNORM B 4400-1 kann der Quarzsand als gering feinkiesiger Grobsand bezeichnet werden. Die Korndichte beträgt  $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ .

Die Verdichtbarkeit dieser Bodenschicht wurden mit Hilfe von Proctorversuchen beurteilt. Die ermittelte Proctordichte beträgt  $\rho_{pr} = 1,69 \text{ g/cm}^3$  bei einem optimalen Wassergehalt von  $w_{opt} = 5,5 \%$ . Die Proctorkurve weist aufgrund der enggestuften Korngrößenverteilung einen sehr flachen Verlauf auf. Demnach kann bei gleichbleibender Verdichtungsarbeit nahezu unabhängig von den Wassergehaltsänderungen ein gleichmäßiger Verdichtungszustand erzielt werden. Dieses Verdichtungsverhalten war vor allem beim Einbau der gut durchlässigen Schicht von Vorteil, weil sich damit ein höherer Grad an Homogenität erreichen ließe.

Die lockerste Lagerung weist eine Trockendichte von  $\rho_d = 1,56 \text{ g/cm}^3$  bei einem maximalen Porenanteil von  $n_{max} = 0,41$  auf. Die dichteste Lagerung der Quarzsandprobe beträgt  $\rho_d = 1,73 \text{ g/cm}^3$  bei einem minimalen Porenanteil von  $n_{min} = 0,35$ .

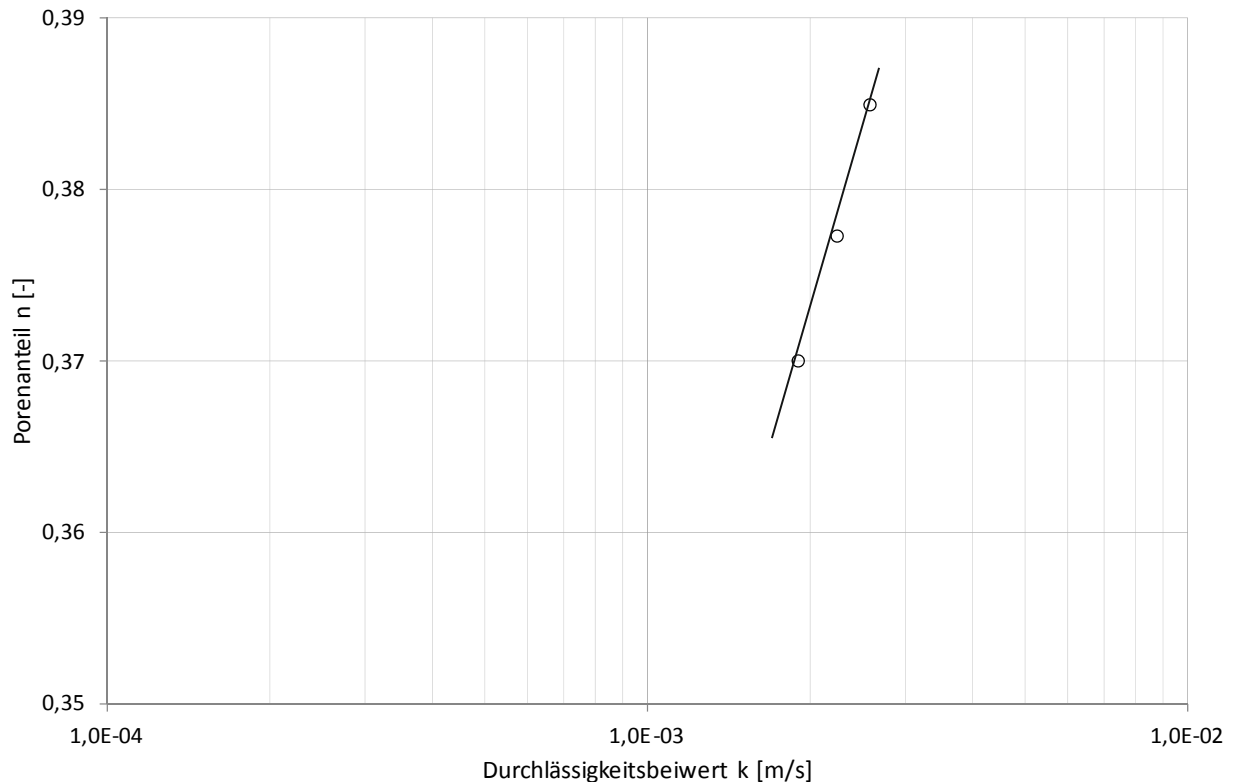


Abb. 5.6: Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  und dem Porenanteil  $n$  für das verwendete Grundwasserleiter-Schüttmaterial.

Der Durchlässigkeitsbeiwert der grundwasserleitenden Modellschicht stellt hinsichtlich der Interpretation der Messergebnisse einen maßgebenden Bodenkennwert dar und war daher auch ein wesentliches Kriterium bei der Wahl des geeigneten Bodens für die Modellversuche. Aus diesem Grund wurde der Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit eine besondere Bedeutung gewidmet. Die im Labor durchgeführten Durchlässigkeitsversuche mit konstanter Druckhöhe dienten in erster Linie zur Abschätzung des Einflusses der Lagerungsdichte auf die absolute Größe des  $k$ -Wertes. Das Diagramm in Abb. 5.6 zeigt in halblogarithmischer Darstellung den linearen Zusammenhang zwischen dem vertikalen Durchlässigkeitsbeiwert und dem zugehörigen Porenanteil  $n$ . Daraus ist ersichtlich, dass der  $k$ -Wert innerhalb einer engen Bandbreite von  $k = 1,9 \times 10^{-3}$  bis  $2,6 \times 10^{-3}$  m/s bei einem Porenanteil von  $n = 0,37$  bis  $0,39$  streut. Damit konnte das homogene Durchlässigkeitsverhalten des verwendeten Quarzsandes genau überprüft werden.

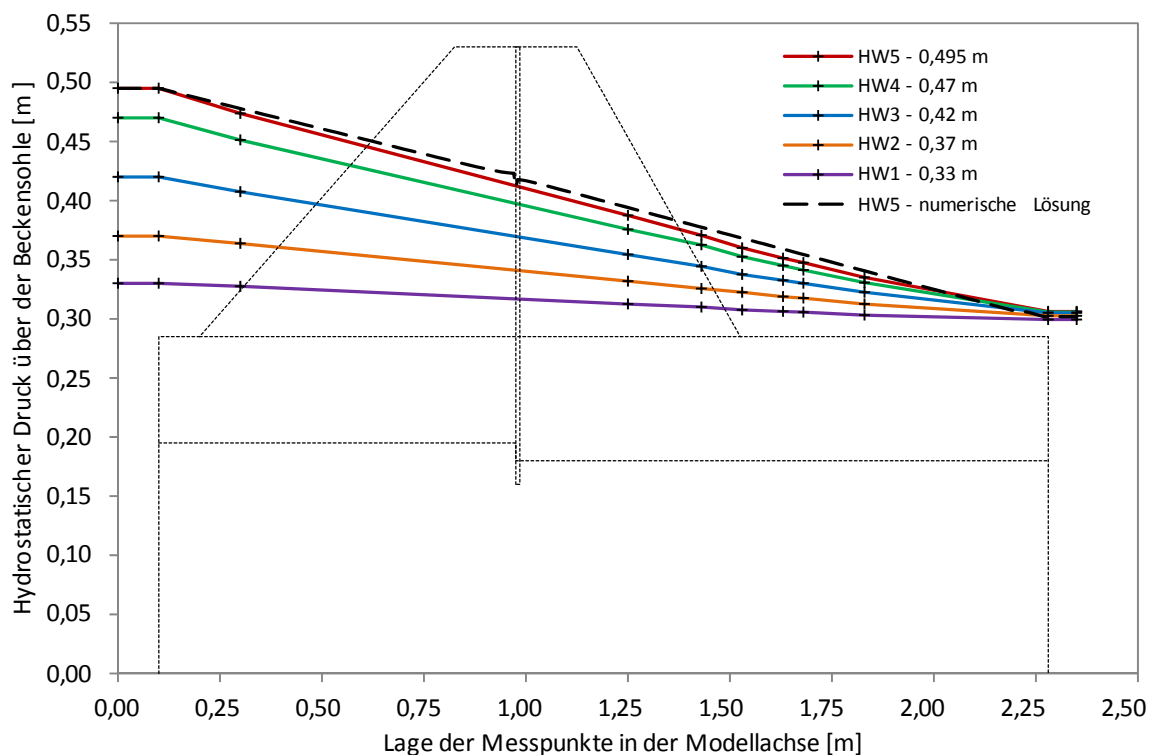


Abb. 5.7: Drucklinien unterhalb der gering durchlässigen Deckschicht für unterschiedliche Wasserstände – Versuch zur Bestimmung der Gesamtdurchlässigkeit des Grundwasserleiters.

Zur Beurteilung der Gesamtdurchlässigkeit der vorwiegend horizontal durchströmten gut durchlässigen Bodenschicht wurde ergänzend ein Versuch direkt am kleinmaßstäblichen Modell durchgeführt. Abb. 5.7 zeigt anhand eines schematischen Längenschnittes den Versuchsaufbau. Hierzu wird der modellierte Untergrund an jedem Ende vertikal durch eine gelochte Scheibe begrenzt, sodass sich nahezu eine einheitliche Querschnittsfläche  $A$  über den gesamten Sickerweg  $L$  der Wasserströmung ergibt. Während der Versuchsdurchführung wird der Wasserspiegel im Einstaubereich (wasserseitig vom Modelldamm) für jede Stufe der Ganglinie (siehe Kap. 5.4) konstant gehalten. Dabei tritt das den Grundwasserleiter durchströmende Wasser am landseitigen

Modellrand(ende) ungehindert über einen V-förmigen Überfall aus. Aus der gemessenen Wassermenge während der stationären Staustufen, dem Höhenunterschied zwischen den beiden Wasserspiegeln und den geometrischen Abmessungen der gut durchlässigen Untergrundsicht kann unter Berücksichtigung des Gesetzes nach *Darcy* die Gesamtdurchlässigkeit in horizontaler Richtung bestimmt werden. Der ermittelte mittlere horizontale Durchlässigkeitsbeiwert beträgt  $k_H = 1,18 \times 10^{-3}$  m/s bei einem Porenanteil von  $n = 0,35$  und stimmt auch gut mit den Ergebnissen der Laborversuche überein.

Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  eines Bodens ist naturgemäß ein richtungsabhängiger Kennwert. Vorwiegend aufgrund der Schichtung ergeben sich zum Teil deutliche Unterschiede zwischen horizontaler und vertikaler Durchlässigkeit. Bei sandig-kiesigen Böden kann erfahrungsgemäß der Anisotropiefaktor von 1 bis 15 variieren. Im Falle des verwendeten enggestuften Quarzsandes konnte mithilfe der durchgeführten Durchlässigkeitsversuche in Kombination mit begleitenden Kontrollen beim Einbau ein nahezu homogenes, isotropes Verhalten ( $k_H / k_V \approx 1 - 2$ ) des modellierten Grundwasserleiters bestätigt werden.

Der Nachweis über die Gleichmäßigkeit der Strömung konnte zudem anhand des linearen Verlaufs der ermittelten Druckpotentiallinien (Abb. 5.7) auf Grundlage der aufgezeichneten Drücke in den Messpegeln erbracht und damit auch die wesentliche Voraussetzung für die Kalibrierung des numerischen Vergleichsmodells erfüllt werden. Die gut durchlässige Schicht besitzt zwar einen geringfügig abweichenden  $k$ -Wert gegenüber dem Grundwasserleiter im Großmaßstab (1:1), dennoch bilden die kleinmaßstäblichen Versuche eine wichtige Grundlage für die Beurteilung der Wirkungsweise von unterschiedlichen Modellparameter (Art, Geometrie, Einbindetiefe, Systemdurchlässigkeit der Entlastungselemente etc.) auf die Druckentlastung. Die höhere Durchlässigkeit zeigt sich besonders vorteilhaft in der verkürzten Versuchsdauer. Außerdem wird das Risiko einer konzentrierten Wasserströmung in der Kontaktebene zur Beckenwand stark reduziert und eine gleichmäßige Durchströmung der durchlässigen Schicht sichergestellt.

Für den höchsten Einstauwasserstand (HW5 = 0,495 m über der Beckensohle) ist hier die am kalibrierten numerischen Modell (siehe Kap. 7.4) berechnete Druckverteilung unterhalb der gering durchlässigen Deckschicht exemplarisch dargestellt. Damit ergibt sich für einen Durchlässigkeitsbeiwert von  $k = 1,16 \times 10^{-3}$  m/s – dieser  $k$ -Wert liegt innerhalb der gemessenen Schwankungsbandbreite – eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der physikalischen Modellierung und der numerischen Näherungslösung.

#### 5.3.4 Drainagekies

Als Drainagekies für die maßstäblichen Kiessäulen wurde ein enggestufter Feinkies mit der Körnung 2/4 mm verwendet. Aufgrund der gleichkörnigen Kornverteilungslinie konnte eine geringe Streuung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte gewährleistet werden.



Im Zustand der lockersten Lagerung beträgt die Dichte des trockenen Bodens  $\rho_d = 1,51 \text{ g/cm}^3$  bei einem maximalen Porenanteil von  $n_{max} = 0,43$ . In der dichtesten Lagerung weist das Drainagematerial eine Trockendichte von  $\rho_d = 1,63 \text{ g/cm}^3$  auf und der zugehörige Porenanteil liegt bei  $n_{min} = 0,39$ .

Um die Bandbreite der Durchlässigkeit festzulegen, erfolgten die Durchlässigkeitsversuche mit konstanter Druckhöhe für beide Grenzzustände der Lagerungsdichte und ergaben eine Streuung von  $k = 1,1 \times 10^{-2} \text{ m/s}$  bis  $5,2 \times 10^{-2} \text{ m/s}$  ( $k_{10} = 1,0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$  bis  $5,0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ ).

## 5.4 Versuchsablauf

Die Untersuchungen am maßstäblichen Modell dienten in erster Linie zur Beurteilung der Wirkungsweise von verschiedenen Entspannungssystemen. Hierzu wurden die Druckpotentialverläufe unterhalb der feinkörnigen Bodenschicht entlang der Symmetrieachse des Modells sowie der orthogonalen Querachse durch das Entlastungselement am landseitigen Dammfuß gemessen. Die Aufzeichnung der Wasserdrücke in den Messpegeln, welche über Schläuche mit den Messharfe-Zylindern verbunden waren, erfolgte für genau festgelegte Staustufen/Hochwasserstände mithilfe photographischer Aufzeichnungsmethode und anschließender visueller Auswertung der Bilder. Die absolute Größe des Druckpotentials konnte auf der im Hintergrund der Messharfe angebrachten Skala mit einer Stricheinteilung von 2,5 mm abgelesen werden. Während des gesamten Versuchsablaufs wurde die Registrierung der Drücke zusätzlich mittels einer Videoaufzeichnung unterstützt. Ergänzend zu jeder Potentialmessung fand eine Durchflussmessung des aus dem Entlastungselement austretenden Sickerwassers mit einem Messglas statt.

Der Durchführung der Modellversuche wurde eine instationäre Hochwasserganglinie mit stufenförmiger Charakteristik zugrunde gelegt. Diese weist mehrere ausgeprägte Plateaus auf, innerhalb welcher sich ein stationärer Strömungszustand im Modell einstellen konnte. Die Ganglinie mit insgesamt 5 konstanten Wasserstandstufen (siehe Abb. 5.8) entspricht somit dem Füllvorgang des Modell-Staubereiches und blieb bei allen Tests aufgrund besserer Vergleichbarkeit der Messdaten unverändert. Der gewählte treppenartige Verlauf ermöglicht die Untersuchung des Einflusses von unterschiedlichen Druckpotentialen (Wasserständen) auf die absolute Größe des Druckabbaus, auf die Aufweitung des Druckentlastungstrichters sowie auf die Durchflussmenge des Sickerwassers aus der Entspannungsdrainage.

Vor dem Beginn jedes Versuches musste darauf geachtet werden, dass die Voraussetzung einer vollständigen Sättigung der durchlässigen Schicht erfüllt ist, damit das für die Auswertung herangezogene Filtergesetz von *Darcy* nicht seine Gültigkeit verliert. Die luftgefüllten Poren würden die Gesamtdurchlässigkeit der wasserführenden Bodenschicht beeinflussen und können damit eine negative Auswirkung auf das Messergebnis haben. Obwohl für die Modellversuche ein

Leitungswasser statt einem entlüfteten Wasser verwendet wurde, wird der Einfluss der Luft im Wasser aufgrund der relativ großen Durchflussfläche und des langsamen Füllvorganges vor Versuchsbeginn als gering eingeschätzt und daher vernachlässigt.

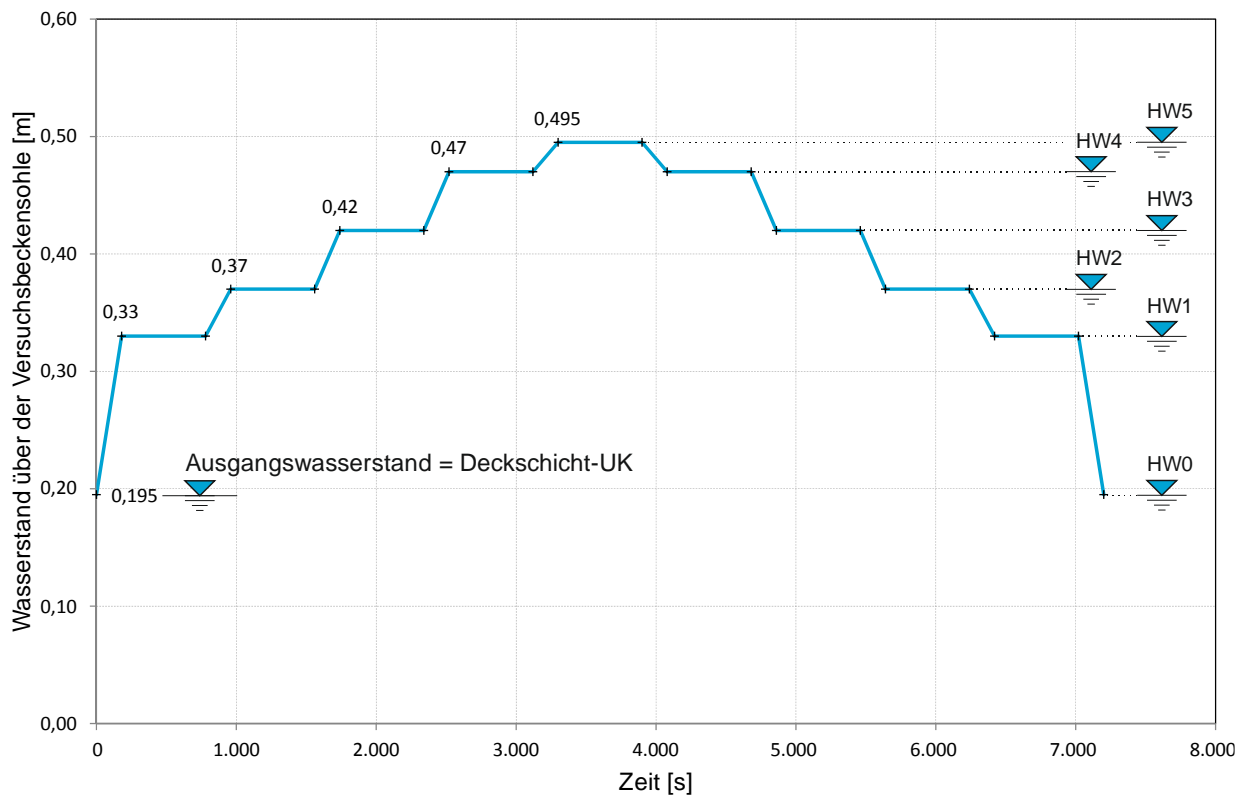


Abb. 5.8: Exemplarische Darstellung der HW-Ganglinie für kleinmaßstäbliche Modellversuche in Bezug auf die Beckensohle (= Bezugsebene bzw. Null-Niveau).

## 5.5 Versuche mit einer Entlastungssäule

### 5.5.1 Allgemeines

Die Wirkungsweise der Einzel-Säule wurde für unterschiedliche Säulendurchmesser mit variiertem Einbindung in die gut durchlässige Schicht und unterschiedlicher Systemdurchlässigkeit in 52 Doppelversuchen (Vor- und Hauptversuch) untersucht. Die Aufzeichnung des Druckverlaufes und die Quantifizierung der Sickerwässer erfolgten für jede stationäre Stufe der simulierten Hochwasserganglinie, und zwar sowohl für den steigenden als auch für den fallenden Ast. Diese Vorgehensweise wurde gewählt, um den Einfluss allfälliger Ungenauigkeiten bei der Messung zu minimieren, und um mögliche Streuungen der Ergebnisse besser beurteilen zu können. Abb. 5.9 zeigt eine Übersicht über die durchgeführten Modellversuche, deren Reihenfolge mit Rücksicht auf die geringstmögliche Störung der Strömungsverhältnisse durch die Auflockerung der gut durchlässigen Schicht für den darauf folgenden Versuch festgelegt wurde.

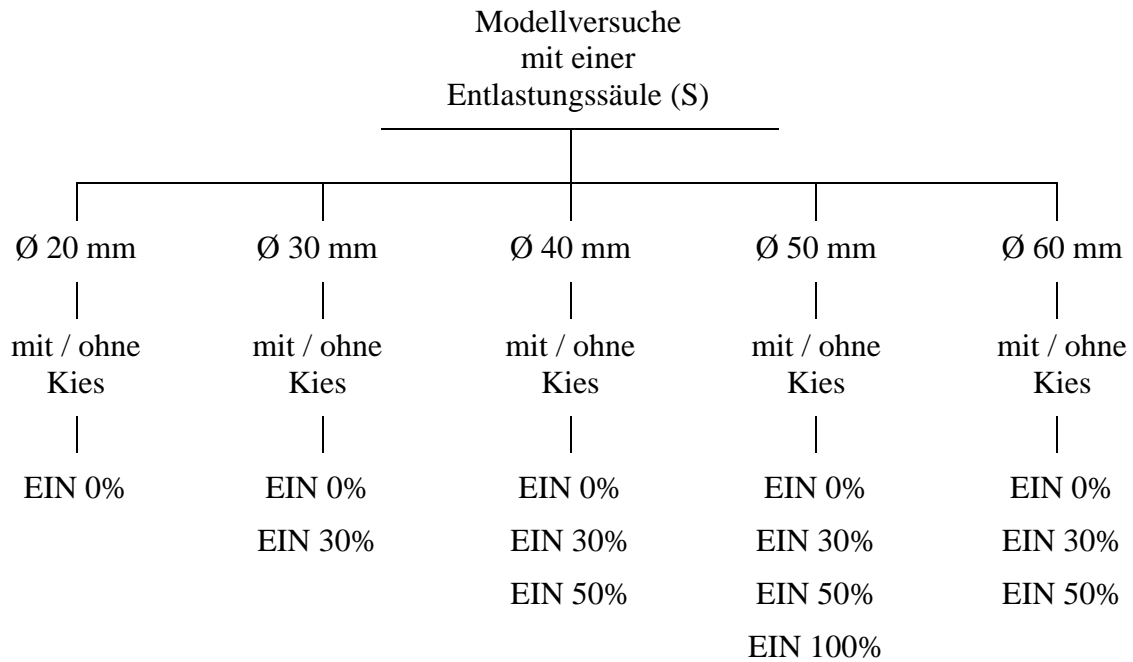


Abb. 5.9: Übersicht der kleinmaßstäblichen Modellversuche mit einer Entlastungssäule; (Ø = Innendurchmesser des Säulenrohres; KIES = Drainagekies in der Säule; EIN = prozentuelle Einbindung der Säule in die gut durchlässige Schicht).

### 5.5.2 Exemplarische Auswertung für die Einzelsäule mit Ø 40 mm

Punktförmige Druckentlastungen werden in der Praxis selten als Einzelelemente hergestellt, sondern bilden stets einen Bestandteil eines Systems aus mehreren Entlastungselementen. Um jedoch deren Wirkungsweise besser verstehen zu können, soll zunächst ein Modell mit lediglich einer Entlastungssäule untersucht werden. Am Beispiel einer Drainagesäule mit einem Durchmesser von Ø 40 mm und ohne Einbindung (EIN 0%) in den Grundwasserleiter, werden die Druckverteilung auf die gering durchlässige Deckschicht und die Sickerwassermengen analysiert. Demnach wird zuerst nur eine geometrisch definierte Wegigkeit in der Deckschicht als hydraulische Verbindung der durchlässigen Bodenschicht mit der Geländeoberfläche betrachtet.

Abb. 5.10 stellt die Drucklinien entlang der Modellachse infolge der Entlastungswirkung der untersuchten Einzelsäule für unterschiedliche Wasserstände dar. Für den Fall der höchsten stationären Staustufe (HW5 = Einstauhöhe von 21,5 cm über Deckschicht-OK) ist auch die Druckverteilung ohne eine Entspannungsmaßnahme ersichtlich. Die graphische Darstellung der Drücke entspricht einem Linienzug, der durch die Verbindung der in den Messpegeln entlang des Messprofils aufgezeichneten absoluten Druckpotentiale entsteht. Aus dem Diagramm lässt sich erkennen, dass der Überdruck unterhalb der Dammaufstandsfläche gleichmäßig abgebaut wird. Unter dieser Voraussetzung wurde zuerst auf eine Verdichtung des Pegelnetzes in diesem Bereich verzichtet. Allerdings waren im Zuge der später beschriebenen naturmaßstäblichen

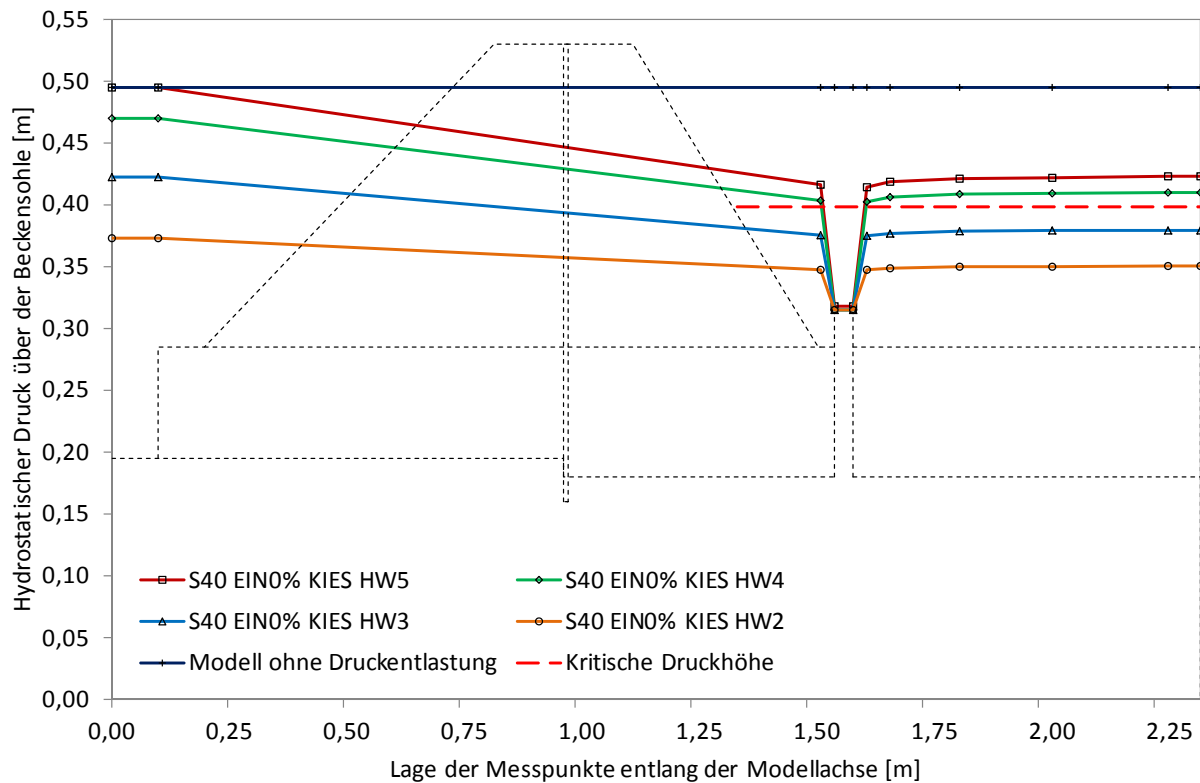


Abb. 5.10: Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände entlang der Längsachse des Modells mit Einzel-Kiessäule  $\varnothing 40$  mm ohne Einbindung (EIN0%) in den Grundwasserleiter.

Modellversuche vor allem im Einflussbereich der wasserseitigen Versickerungsfläche teilweise abweichende Druckverläufe zu beobachten. Aus diesem Grund wurde nachträglich ein zusätzlicher Pegel in einem Abstand von ca. 20 cm zur Sickerfläche installiert. Damit konnte beobachtet werden, dass die Druckverläufe zu Beginn einen etwas stärkeren Druckabbau aufweisen (Abb. 5.14). Dies lässt sich auf Basis ergänzender Untersuchungen zum Teil auf die Richtungsänderung der Strömung sowie auf mögliche Kolmatierungseffekte im Versickerungsbereich mit ständiger Wiederholung der Modellversuche zurückführen. Nachdem sich jedoch eine waagrechte Strömung in der durchlässigen Schicht ausgebildet hat, findet eine stetige Abnahme des Druckes statt. Erst im Nahbereich der Kiessäule fällt dieser rasch auf das Niveau der Entlastungsebene ab. Landseitig von der Säule weist der Druckverlauf einen steilen Anstieg auf und begrenzt damit die Ausdehnung des Druckentlastungstrichters. Im Hinterland des Modells erreicht der Überdruck aufgrund verhinderter Ausströmung am landseitigen Modellrand einen konstanten Wert, welcher in diesem Falle maßgebend für die Beurteilung der Auftriebssicherheit ist. Wäre jedoch eine Ausströmung des Wassers über die undurchlässige Modellgrenze hinaus möglich, so würde sich im Hinterland der hydrostatische Druck auf die bindige Deckschicht mit der Entfernung zur Druckentlastungsstelle kontinuierlich reduzieren. Dabei müsste aber der Grundwasserleiter eine ausreichende Speicherkapazität während der gesamten Dauer des hydraulischen Ereignisses besitzen, bzw. mit einem Vorfluter oder Graben hydraulisch kommunizieren, damit sich dieser sekundäre Entlastungseffekt einstellt.

In gegenständlichem Fall erzielt die ohne Einbindung modellierte Kiessäule einen prozentuellen Druckabbau von ca. 39,5 % vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) in Bezug auf die Ausflussebene. Damit ergibt sich im Hinterland ein absolutes Restpotential von etwa 42,2 cm über der Beckensohle, das einer hydrostatischen Druckhöhe von 14,2 cm über der Oberkante der bindigen Deckschicht entspricht. Berechnet man unter Berücksichtigung der mittleren Deckschichtmächtigkeit ( $h_{Deck;m} = 10,5 \text{ cm}$ ) sowie der mittleren Feuchtdichte ( $\rho_{f;m} = 2,08 \text{ g/cm}^3$ ) des feinkörnigen Bodens gemäß Gleichung (3.55) die globale Sicherheit gegenüber Aufschwimmen, müsste bei einem Sicherheitsfaktor von  $\eta \approx 0,90 < 1,0$  bereits ein Versagen eingetreten sein. Hierzu stellt die gestrichelte Linie im Diagramm (Abb. 5.10) die kritische Druckhöhe (Gleichgewichtszustand  $\eta = 1$ ) für die landseitige Deckschicht dar, die im Modellversuch schon bei der zweithöchsten Staustufe überschritten wurde. Da es weder zu einem lokalen Aufbrechen noch zu einem globalen Versagen der gering durchlässigen Bodenschicht kam, wird das Stabilitätsverhalten durch Nebeneffekte begründet und zugleich die homogene Ausführung dieser Modellschicht bestätigt. Aufgrund der relativ schmalen Modellbreite kommt es aufgrund der Übertragung der Reibungskräfte an den Beckenwänden zu einer möglichen Verspannung der feinkörnigen Schicht. Dabei bewirken die hohe Steifigkeit und die Kohäsion des verwendeten schluffig-tonigen Bodens eine bessere mechanische und hydrodynamische Stabilität, die sich auf die Erhöhung der rechnerischen Auftriebssicherheit auswirken. Außerdem könnten auch natürliche Streuungen der Bodenparameter zu Unschärfen bei der Berechnung führen.

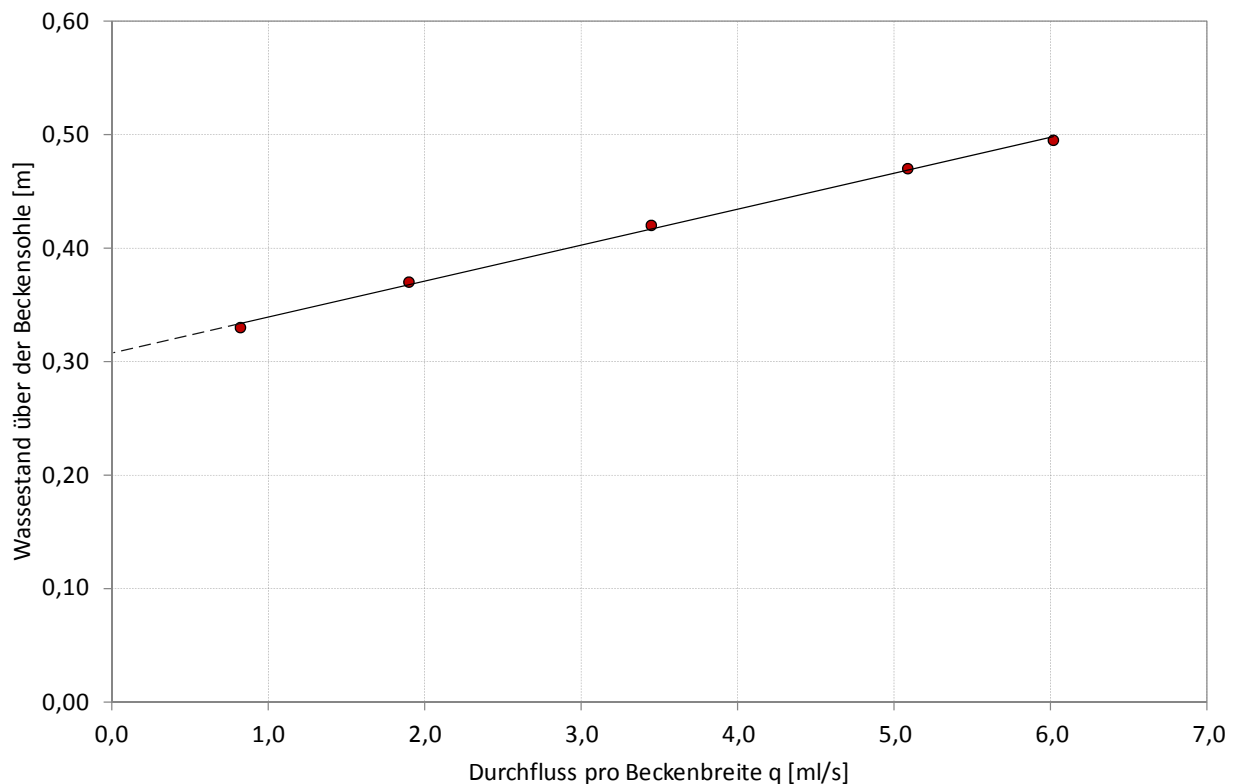


Abb. 5.11: Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit des Einstauwasserstandes für das Modell mit Einzel-Kiessäule  $\varnothing 40 \text{ mm}$  und Einbindung von 0 %.

Die Quantifizierung der Sickerwasseraustritte erfolgte für jede stationäre Stufe der Ganglinie (Abb. 5.8) mithilfe einer unabhängigen Durchflussmessung. Beim Auftragen des Durchflusses in Abhängigkeit vom Wasserstand ergibt sich gemäß Abb. 5.11 ein linearer Zusammenhang zwischen diesen beiden Messgrößen. Der V-förmige Überfall am Säulenkopf besitzt dabei keinen Einfluss auf die Form der Durchflussgerade. Wie den später beschriebenen Modellversuchen zu entnehmen ist, hängt die Neigung der Gerade direkt von der Größe der Entlastungsfläche ab. Demnach lassen sich aufgrund der festgestellten Proportionalität allfällige Fehlmessungen innerhalb der Versuchsreihe einfacher beurteilen.

### 5.5.3 Untersuchung der Säulendurchlässigkeit

Entspannungssäulen werden entweder in Form von Entlastungsbrunnen oder Kiessäulen hergestellt, wobei der wesentliche Unterschied primär in der Systemdurchlässigkeit besteht. Obwohl in den letzten Jahren im Rahmen von mehreren Hochwasserschutzprojekten in Österreich lediglich Drainagesäulen (Kiessäulen) oder –gräben ausgeführt wurden, soll am Beispiel der vorhin beschriebenen Säule mit  $\varnothing 40$  mm die Wirkungsweise in Abhängigkeit von der Säulendurchlässigkeit erläutert werden. Gleichzeitig wird damit eine Grundlage für die Gegenüberstellung unterschiedlicher Entlastungssysteme: Brunnen und Kiessäule gelegt. Es sei angemerkt, dass die simulierten Entspannungsbrunnen in dem kleinmaßstäblichen Modell ohne eine Verkiesung des Ringraumes ausgeführt wurden. Diese war auch nicht zwingend notwendig, da eine Kolmatierung der Filterstrecke innerhalb des kurzen Versuchszeitraumes sowie aufgrund der gewählten Bodenart des durchlässigen Untergrundes auszuschließen war. Darüber hinaus besitzt der Brunnen im Modell gegenüber der praktischen Ausführung eine offene Sohlfläche, welche den Druckentlastungseffekt begünstigt.

In Abb. 5.12 sind die Drucklinien als prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand zufolge der Entspannung durch eine Kiessäule bzw. einen Entlastungsbrunnens mit einem Durchmesser von 40 mm und variierender Eintauchtiefe dargestellt. Für die Erstgenannte wurde in das Plexiglas-Rohr ein Feinkies mit einem  $k$ -Wert von ca.  $1,1 \times 10^{-2}$  m/s eingebracht, während die Versuche zur Beurteilung des Entlastungsbrunnens ohne Kiesfüllung erfolgten. Demnach könnte nur die geschlitzte Filterstrecke (Öffnungsweite: ca. 1 bis 2 mm) der eingesetzten Rohre einen Einfluss auf die Systemdurchlässigkeit des Entlastungselementes besitzen. Diese lag jedoch deutlich über dem  $k$ -Wert des durchlässigen Untergrundes lag, weshalb eine direkte Beeinflussung der Ergebnisse auszuschließen war. Vergleicht man die Entspannungswirkung beider Elemente im landseitigen Modellbereich (Hinterland), ist ersichtlich, dass die Säulendurchlässigkeit ein maßgebender Einflussparameter ist. Am stärksten ausgeprägt ist der Unterschied für die Säule ohne Einbindung, für die sich durch die höhere Durchlässigkeit des Brunnen eine Druckentlastung von 53,5 % in Bezug auf die Oberkante der Deckschicht ergibt. Damit findet eine Druckreduktion gegenüber der geometrisch äquivalenten Kiessäule (siehe auch Kap. 5.5.2) bis zu ca. 16 %, was einen Anstieg der globalen Auftriebssicherheit von  $\eta = 0,90$  auf  $\eta = 1,01$  zur Folge hat.

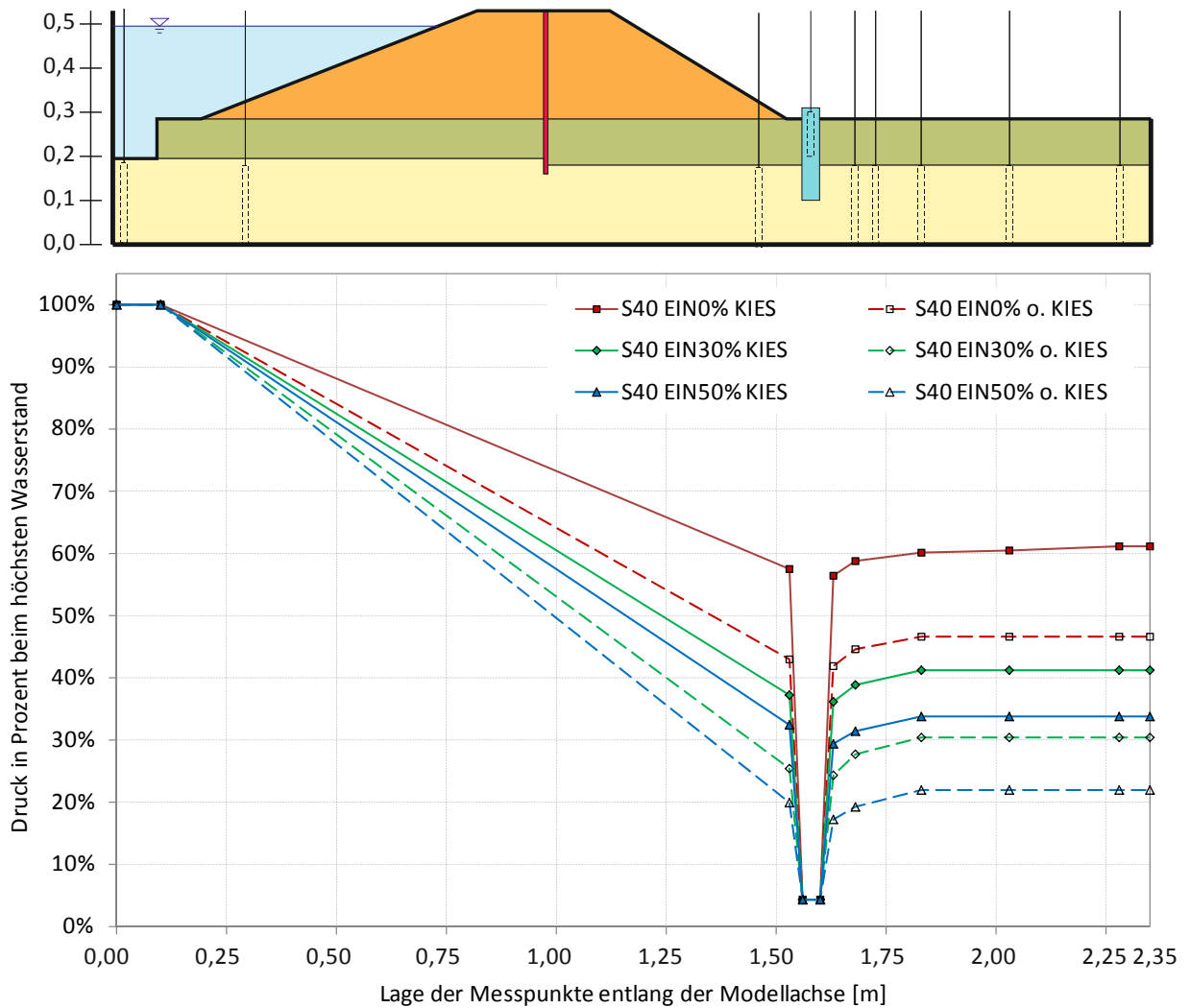


Abb. 5.12: Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Säule  $\varnothing$  40 mm mit/ohne Kiesfüllung und mit variierender Einbindung (EIN 0 %, 30 % und 50 %) in den Grundwasserleiter.

Ein ähnliches Verhalten kann auch für die unvollkommenen Entlastungssäulen beobachtet werden. Hierbei wird ebenfalls eine verstärkte Entspannungswirkung infolge des Brunnens erzielt. Bei 30 % Einbindung ist der Entlastungsbrunnen sogar wirksamer als die Kiessäule mit 50 % Eintauchtiefe.

Die Sickerwassermengenmessungen ergaben qualitativ ähnliche Ergebnisse. Abb. 5.13 zeigt für die stationären Staustufen mithilfe von Näherungskurven in Form einer exponentiellen Regression die Abhängigkeit des Durchflusses von der Einbindetiefe. Aufgrund der abweichenden Systemdurchlässigkeit der Kiessäule gegenüber dem Brunnen ergeben sich vor allem bei höheren Wasserständen markante quantitative Unterschiede in der aufgezeichneten Durchflussmenge. Diese wird außerdem auch direkt von der Einbindetiefe beeinflusst. So lässt sich beim höchsten Einstau (HW5) für den Fall der Säule ohne Einbindung eine Durchflusszunahme von fast 40 % beobachten, während sich für die unvollkommen eingebunden Entlastungssäulen ein nahezu konstanter Anstieg des Durchflusses von ca. 14 % ergibt.

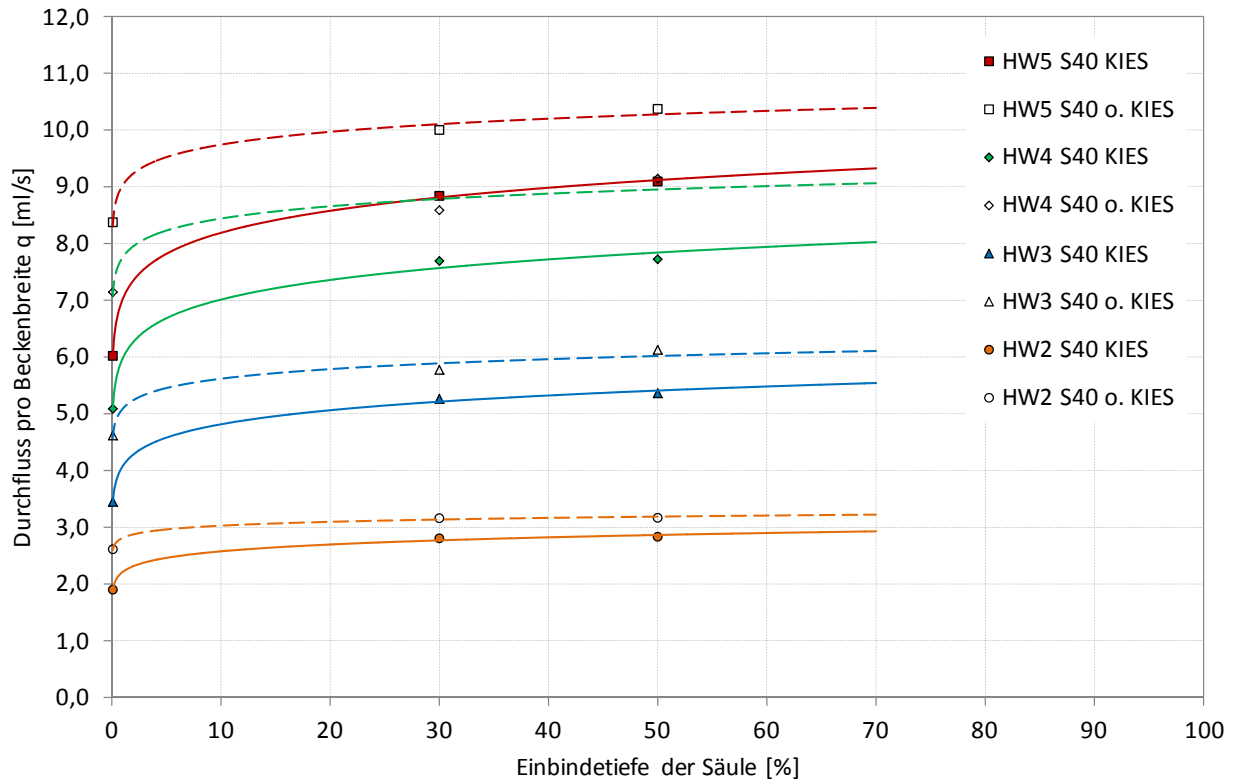


Abb. 5.13: Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit der Einbindetiefe (EIN 0 %, 30 % und 50 %) der Einzel-Säule  $\varnothing$  40 mm mit/ohne Kiesfüllung.

### 5.5.4 Untersuchung der Einbindetiefe

Die Filterfläche eines Entlastungselementes erhöht sich proportional zur Einbindetiefe. An dieser Stelle ist jedoch die Frage angebracht, ob die Säulenfläche innerhalb der gut durchlässigen Bodenschicht zugleich auch der Entlastungsfläche entspricht, oder ob nur die der einseitigen Zuströmung zugewandte Mantelfläche wirksam ist. Alleine mit Hilfe der physikalischen Modelle wird sich diese Fragestellung nicht beantworten lassen. Hierzu sollen auf Basis der durchgeführten Modellversuche numerische Vergleichsrechnungen einen besseren Einblick in das Strömungsverhalten um die Einzelsäule gewähren. Um die Unterschiede im Entlastungsverhalten zwischen punktförmigen Entlastungen mit einer unvollkommenen und vollkommenen Filterstrecke zu zeigen, werden die Versuchsergebnisse anstatt für die Kiessäule mit  $\varnothing$  40 mm Durchmesser an der nächstgrößeren Säule mit  $\varnothing$  50 mm angeführt, da nur im Rahmen dieser Versuchsreihe eine vollständige Einbindung untersucht wurde.

Abb. 5.14 veranschaulicht die Ergebnisse der Druckmessung am Beispiel der Einzelkiessäule mit einer Einbindung von 0 %, 30 %, 50 % und 100 % der Grundwasserleitermächtigkeit. Daraus ist zu erkennen, dass mit der Vergrößerung der Eintauchtiefe gegenüber der lediglich bis zur Schichtgrenze hinunterreichenden Entlastungssäule eine deutliche Zunahme der Entspannungswirkung erfolgt. Dabei ist neben der Vergrößerung der Entlastungsfläche proportional zum Durchmesser und zur Einbindelänge vor allem die Art der Zuströmung entscheidend.



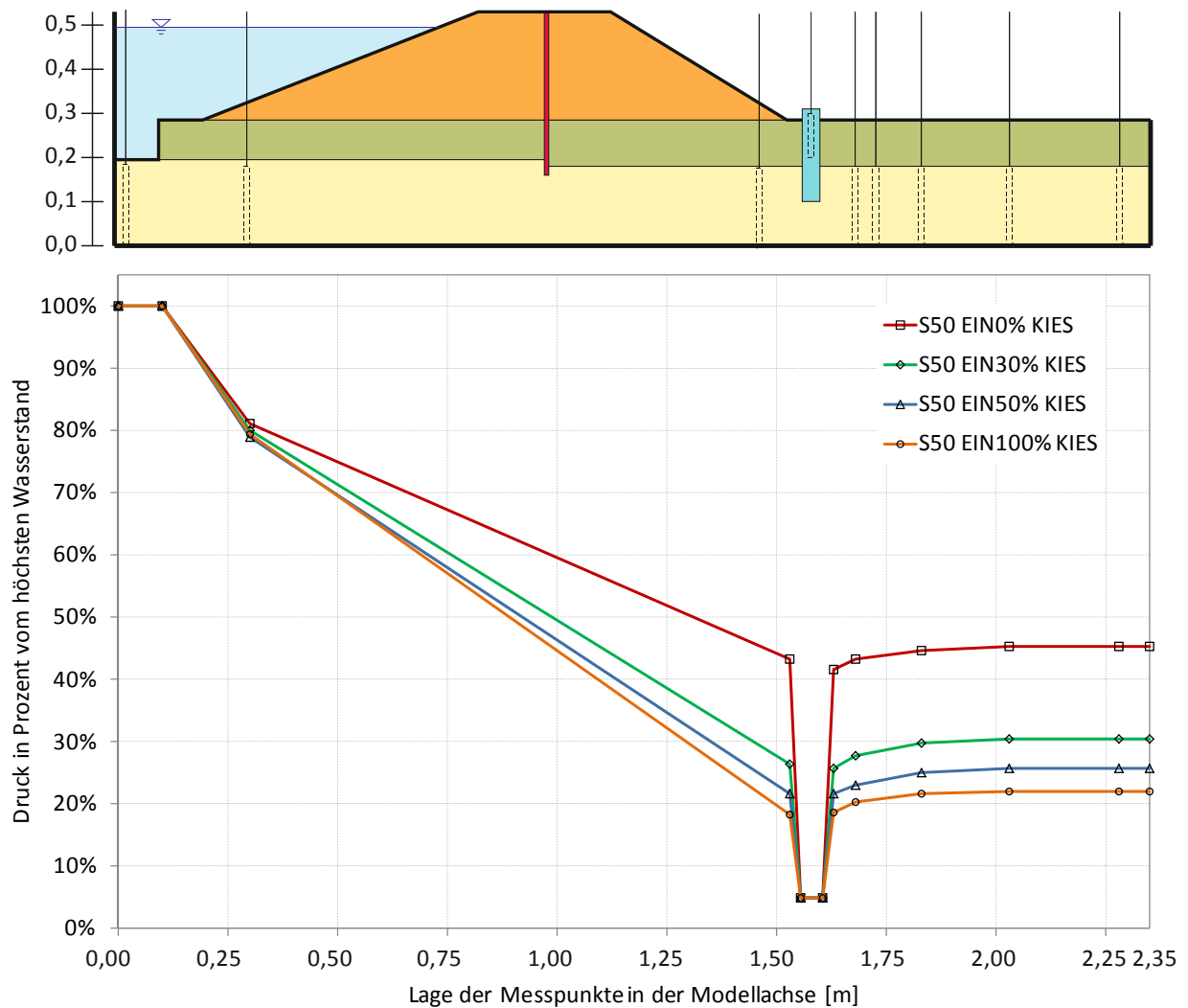


Abb. 5.14: Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Kiessäule  $\varnothing$  50 mm mit variierender Einbindung (EIN 0 %, 30 %, 50 % und 100 %) in den Grundwasserleiter.

Während bei Entlastungen ohne Einbindung das Wasser entlang von gekrümmten Bahnen bzw. im Bereich der Entlastungsstelle vorwiegend vertikal strömt, findet im Falle einer unvollkommenen oder vollkommenen Filterstrecke eine überwiegend waagrechte Anströmung statt. Diese geht erst innerhalb des durchlässigen Entlastungselementes in eine vertikale Strömung über, die jedoch keine Auswirkung auf das Strömungsverhalten in umliegendem Grundwasserleiter hat. Stellt man die Ergebnisse der teilweise und vollständig eingebundenen Kiessäule gegenüber, nimmt die Druckentlastung zwar zu, weist jedoch einen degressiven Verlauf auf. Daraus ist erkennbar, dass der Zulauf über die Sohlfläche nur einen geringen Einfluss auf die Wirkungsweise der Säule besitzt.

Der beim höchsten simulierten Wasserstand ermittelte prozentuelle Druckabbau beträgt für das untersuchte Modell mit der Einzel-Kiessäule ( $\varnothing$  50 mm) ohne Einbindung ca. 54,5 % in Bezug auf die Oberkante der bindigen Deckschicht. Das entspricht einer globalen Auftriebssicherheit der Deckschicht ohne Berücksichtigung der allfälliger Reibungseffekte an den Kontaktflächen zur

Beckenwand von ca.  $\eta \approx 1,02 \approx 1,0$ , und somit in etwa dem Grenzgleichgewichtszustand. Für eine mit 50 % in den Grundwasserleiter eingebundene Kiessäule steigt die rechnerische Sicherheit gegenüber dem Aufschwimmen auf einen Wert von ca.  $\eta \approx 1,23$  an. Der Überdruck wird dabei um 74 % der maximalen hydrostatischen Einstauhöhe abgebaut. Bei einer vollkommenen Filterstrecke erreicht die Drainagesäule eine Entspannungswirkung von 78 %, die eine Erhöhung des globalen Sicherheitsfaktors auf  $\eta \approx 1,28$  zur Folge hat. Anhand dieser Gegenüberstellung lässt sich der Einfluss der Eintauchtiefe deutlich erkennen und liefert einen über den Rahmen dieser Modellversuche hinausgehenden Erkenntnisbeitrag für die praktische Anwendung.

Mit der Vergrößerung der Entlastungsfläche nimmt auch die Menge der pro Zeiteinheit austretenden Sickerwässer zu. Die in Abb. 5.15 dargestellten Näherungskurven zeigen für die stationären Stufen der simulierten HW-Ganglinie die Abhängigkeit des Durchflusses von der Einbindetiefe. Insbesondere für die Kiessäule ohne Einbindung ergibt sich gegenüber den Entlastungssäulen mit unvollkommener bzw. vollkommener Filterstrecke eine Begrenzung der austretenden Sickerwassermenge. In gegenständlichem Fall bewirkt bereits eine geringe Einbindung eine merkbare Zunahme des Durchflusses, wobei dieser mit weiterer Vergrößerung der Einbindetiefe (im Beispiel ab ca. 20 % der Mächtigkeit des Grundwasserleiters) lediglich degressiv ansteigt und das Maximum mit der Wassermenge für die vollkommene Kiessäule erreicht.

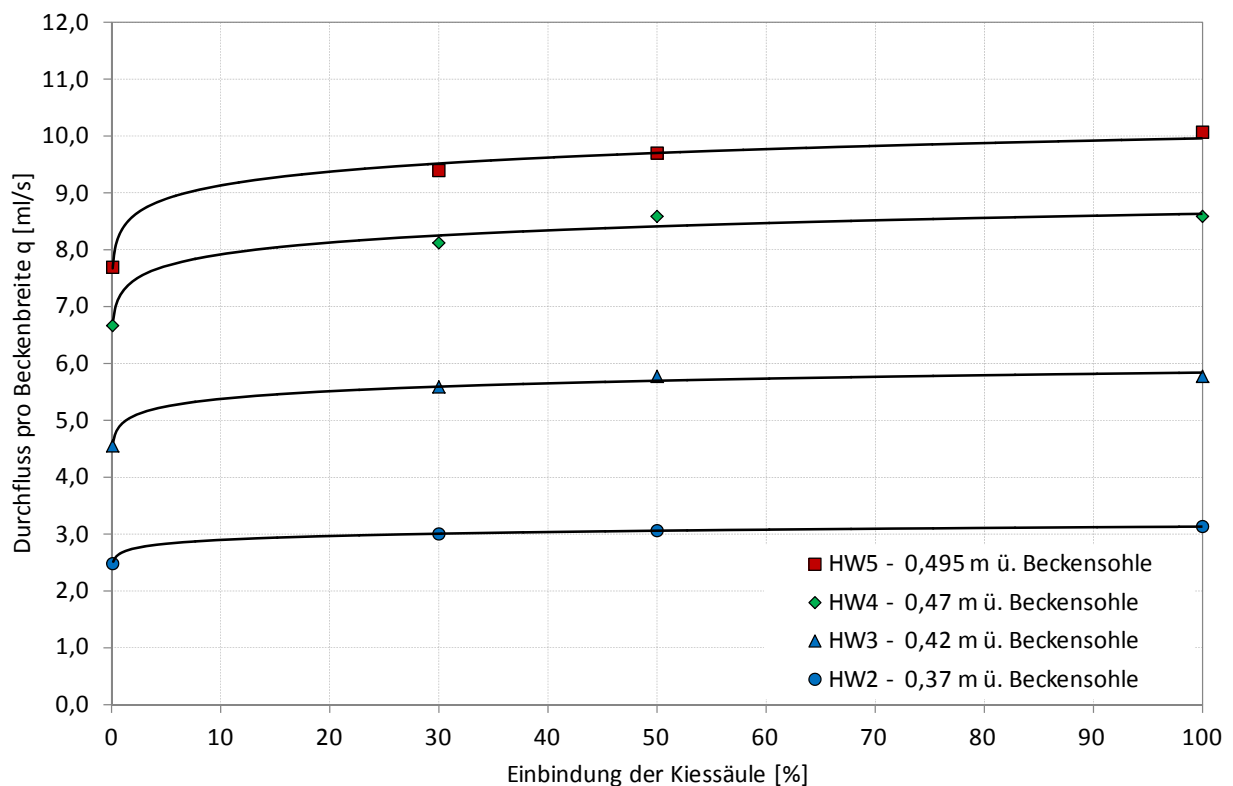


Abb. 5.15: Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit der Einbindetiefe (EIN 0 %, 30 %, 50 % und 100 %) der Einzel-Kiessäule  $\varnothing$  50 mm.

### 5.5.5 Untersuchung des Durchmessers

Der Durchmesser stellt neben der Einbindetiefe einen wesentlichen Einflussparameter dar, dem jedoch bei der Dimensionierung der Kiessäulen bislang nicht besonders viel Aufmerksamkeit gewidmet wurde. In der Praxis wird herstellungsbedingt, aufgrund der Abmessungen des Schleusenrüttlers meist ein Standarddurchmesser von ungefähr 60 cm ausgeführt. Im Gegensatz dazu bietet das verrohrte Bohrverfahren einen größeren Spielraum.

Um den Einfluss des Durchmessers auf die Druckentlastung und die Sickerwassermenge zu untersuchen, wurden Modellversuche mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen (Durchmesser: 20, 30, 40, 50, 60 mm) der modellierten Entspannungssäule durchgeführt. Die Diagramme in Abb. 5.16 und Abb. 5.17 stellen in Bezug auf den höchsten Einstauwasserstand (HW5) die Drucklinien in Abhängigkeit vom Durchmesser der Säule mit unterschiedlicher Einbindetiefe und Durchlässigkeit dar. Für den Grenzfall einer Entspannungssäule ohne Einbindung wird der Überdruck im Hinterland des Modells infolge einer Kiessäule mit  $\varnothing$  20 mm um ca. 24,5 % abgebaut. Nach Verdoppelung des Durchmessers auf  $\varnothing$  40 mm findet eine Druckentlastung von ungefähr 39,5 % statt und für eine  $\varnothing$  60 mm Kiessäule beträgt der Druckabbau im Hinterland ca. 70 % der hydrostatischen Druckhöhe bezogen auf die landseitige Deckschichtoberkante. Qualitativ ähnliches Verhalten lässt sich den restlichen Diagrammen für Entlastungssäulen mit unvollkommener Filterstrecke von 30 % bzw. 50 % der Grundwasserleitermächtigkeit entnehmen. Bei einer Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Versuchen mit einer Kiessäule und einem Entlastungsbrunnen ist ersichtlich, dass die Wirkungsweise des Brunnens teilweise mit der nächstgrößeren Kiessäule übereinstimmt.

Wenn man den Durchmesser weiter vergrößern würde, ergibt sich für eine ausreichend große entspannungswirksame Fläche eine vollständige Entlastung des hydrostatischen Druckes im Hinterland des Modells. Demnach wird der Druck annähernd einer Potenzfunktion regressiv abgebaut, d.h. der prozentuelle Druckabbau nähert sich mit der Vergrößerung des Durchmessers dem Grenzwert für die vollkommene Entspannung. Der Zusammenhang zwischen dem Säulendurchmesser und der im Modell erzielten Druckreduktion ist der Abb. 5.17 zu entnehmen.

Abb. 5.19 zeigt die Zunahme des Durchflusses in Abhängigkeit vom Durchmesser der Entspannungssäule. Daraus ist zu erkennen, dass die Kiessäule gegenüber dem durchlässigeren Brunnen einen etwas reduzierten Durchfluss aufweist. Die Durchflusskurven deuten auf einen Schnittpunkt hin, dem ein gemeinsamer Säulendurchmesser entspricht, für den sich unabhängig von der Säulendurchlässigkeit ein nahezu identischer Sickerwasserdurchfluss ergeben würde. Ein derartiger Zustand jedoch aufgrund des unterschiedlichen Strömungswiderstandes zwischen der Kiessäule und dem Entlastungsbrunnen physikalisch nicht möglich. Dennoch lässt sich die Existenz einer Grenzdurchmessers bestätigen. Das lässt sich am besten anhand der regressiven Abnahme der erzielten Druckentlastung mit der Vergrößerung der effektiven Säulenfläche begründen. Als Beispiel soll dazu eine Säule mit einem sehr großen, fiktiven Durchmesser

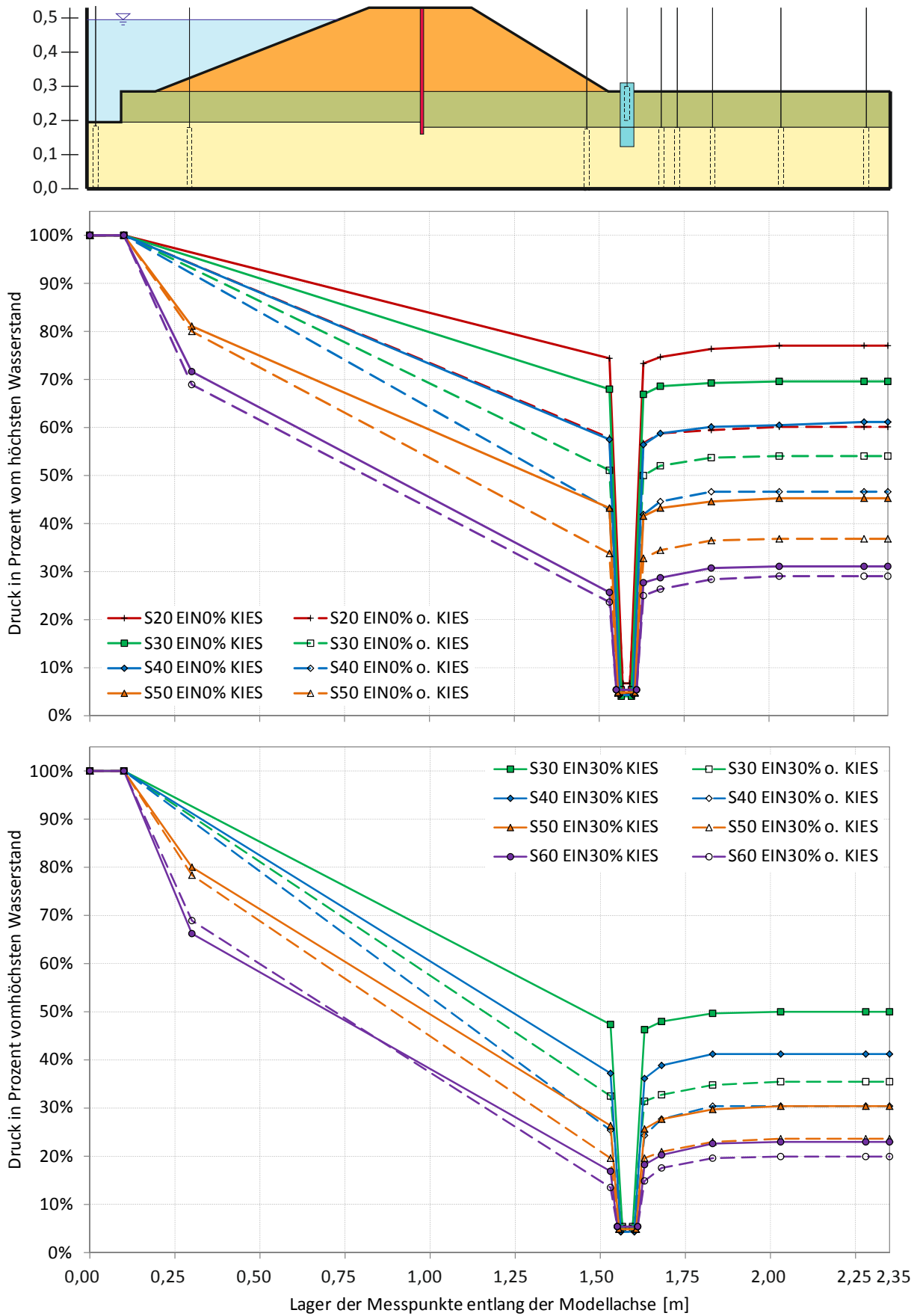


Abb. 5.16: Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Säule (Kiessäule und Entlastungsbrunnen) mit variierendem Durchmesser und Einbindung von 0%, 30% in den Grundwasserleiter.

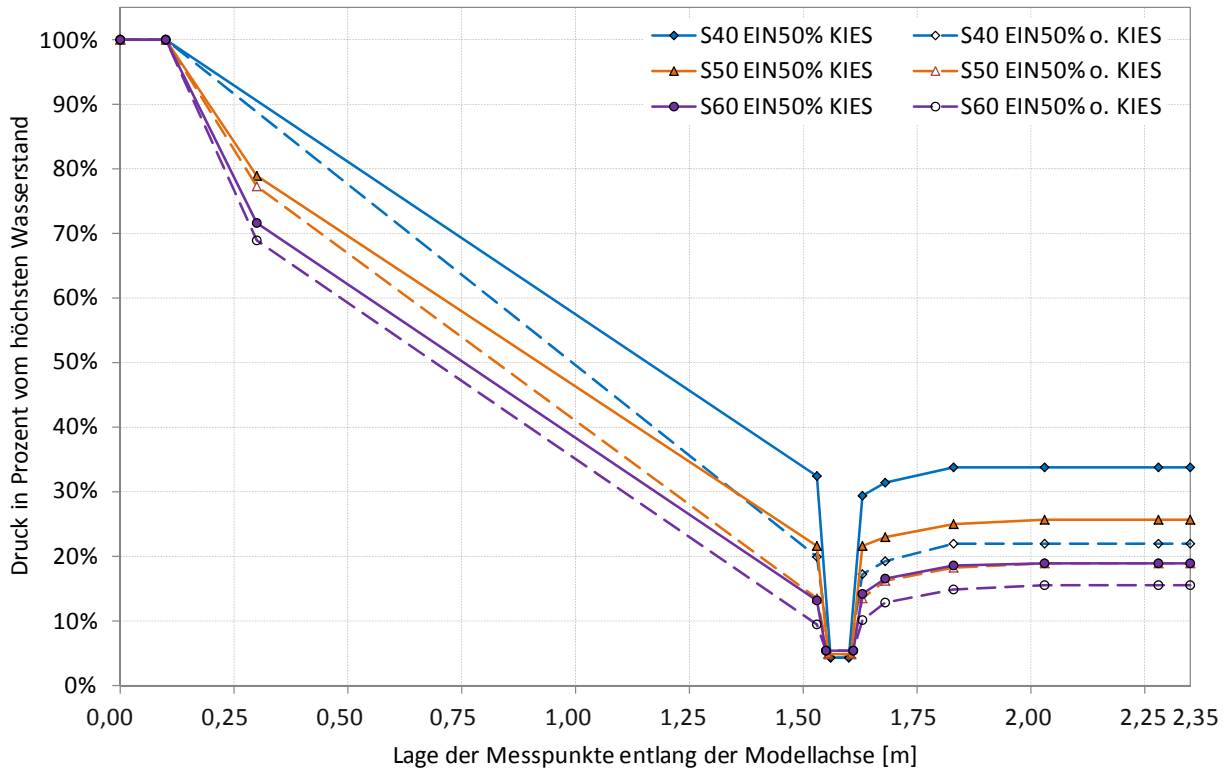


Abb. 5.17 Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Säule mit variierendem Durchmesser und Einbindung von 50% in den Grundwasserleiter.

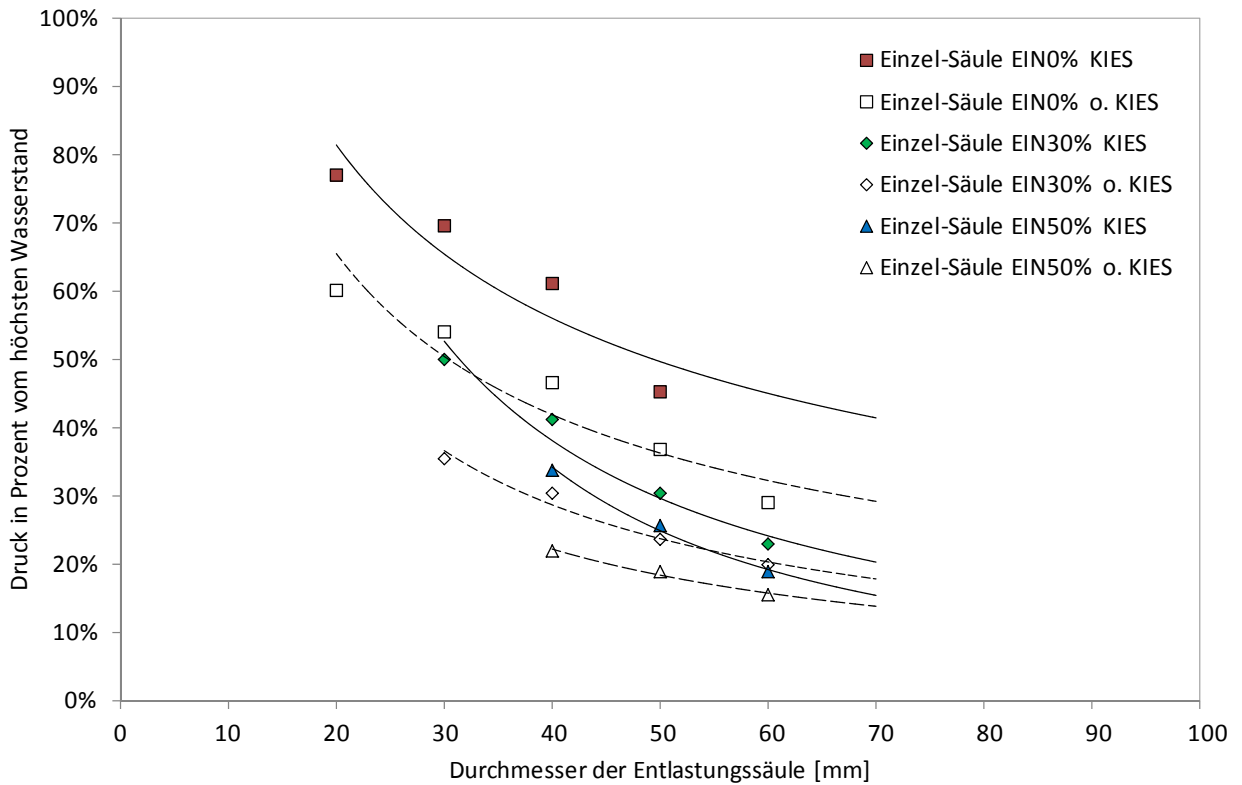


Abb. 5.18: Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Säule mit variierendem Durchmesser und Einbindetiefe.

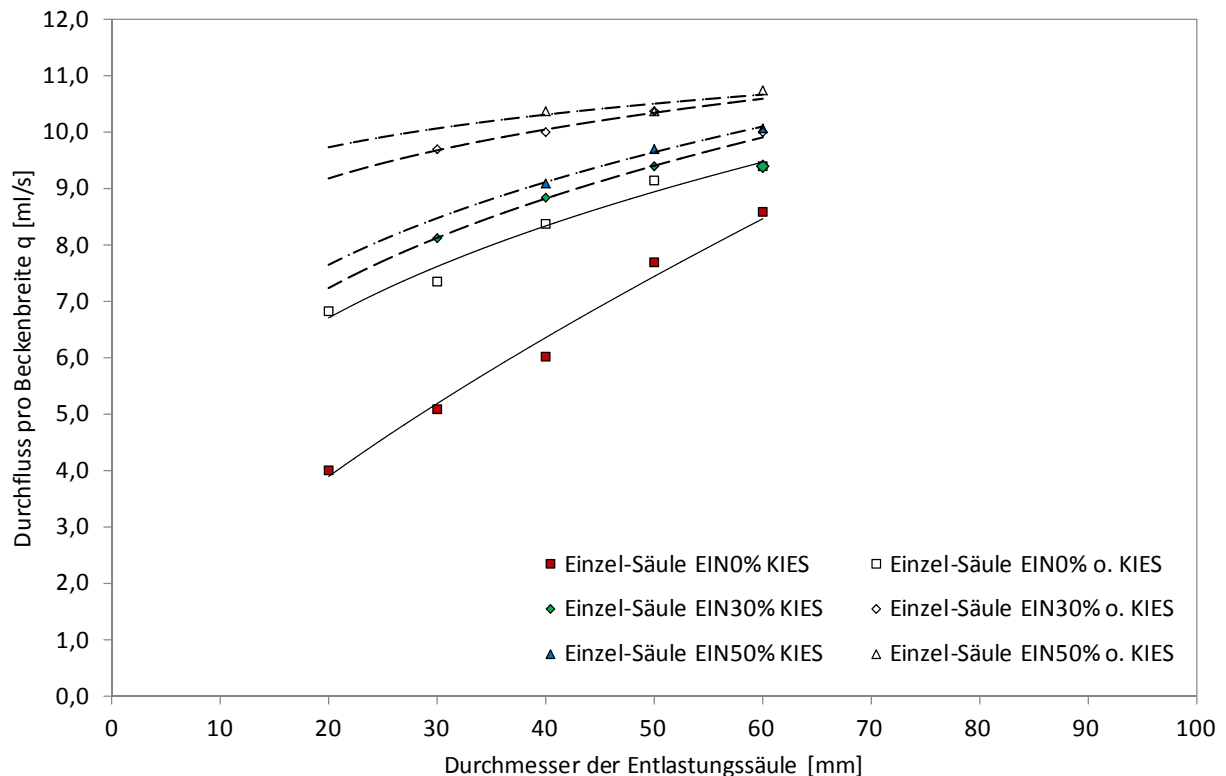


Abb. 5.19: Durchfluss pro Beckeneinheit in Abhängigkeit vom Durchmesser der Einzel-Säule (Kiessäule und Entlastungsbrunnen) mit unterschiedlichem Grad der prozentuellen Einbindung (EIN 0 %, 30 % und 50 %) in den Grundwasserleiter.

dienen. Wird dabei in Bezug auf einen gleichbleibenden Wasserstand eine nahezu vollkommene Druckentlastung erzielt, sodass das Druckpotential im Hinterland annähernd dem Niveau der Deckschicht-Oberkante entspricht, kann bei einer weiteren Erhöhung der Entlastungsfläche kaum mehr eine weitere Zunahme der Entspannungswirkung erfolgen. Lediglich die absolute Durchflussmenge müsste sich entsprechend dem Gesetz von *Darcy* proportional zur Fläche der fiktiven Säule an einen Grenzwert bei fehlender Deckschicht annähern, wobei aufgrund der Säulendurchlässigkeit eine konstante Differenz der absoluten Durchflussmenge zwischen den betrachteten Entlastungselementen vorhanden bleibt. Dabei wird vorausgesetzt, dass die auf der Landseite austretenden Sickerwässer ungehindert abgeleitet werden und damit kein Aufstau stattfindet.

## 5.6 Versuche mit zwei Entlastungssäulen

### 5.6.1 Allgemeines

Die Untersuchungen mit zwei Entlastungssäulen stellen eine Erweiterung der Modellversuche mit der Einzel-Säule dar und dienen in erster Linie zur Bestimmung des Druckverlaufes zwischen den Entlastungselementen, welche in einem Achsabstand von 25 cm zueinander angeordnet waren.

Die Kenntnis über die Ausbildung und Form des Druckgewölbes ist maßgebend für die Festlegung eines optimalen Säulenabstandes. Um möglichst ähnliche Strömungsbedingungen beidseitig der Drainagesäulen zu erhalten, sind diese unter Berücksichtigung der Modellbreite symmetrisch zur Längsachse angeordnet worden. Insgesamt wurden 5 unterschiedliche Durchmesser der Säulen mit variierender Einbindetiefe untersucht und damit insgesamt 48 Doppelversuche analog zu den Versuchsreihen mit der Einzelsäule durchgeführt. Bei jedem Versuch erfolgte zusätzlich zur Aufzeichnung der Druckverläufe auch eine getrennte Sickerwassermengenmessung. Abb. 5.20 gibt einen Überblick über die untersuchten Varianten der modellierten Säulenreihe.

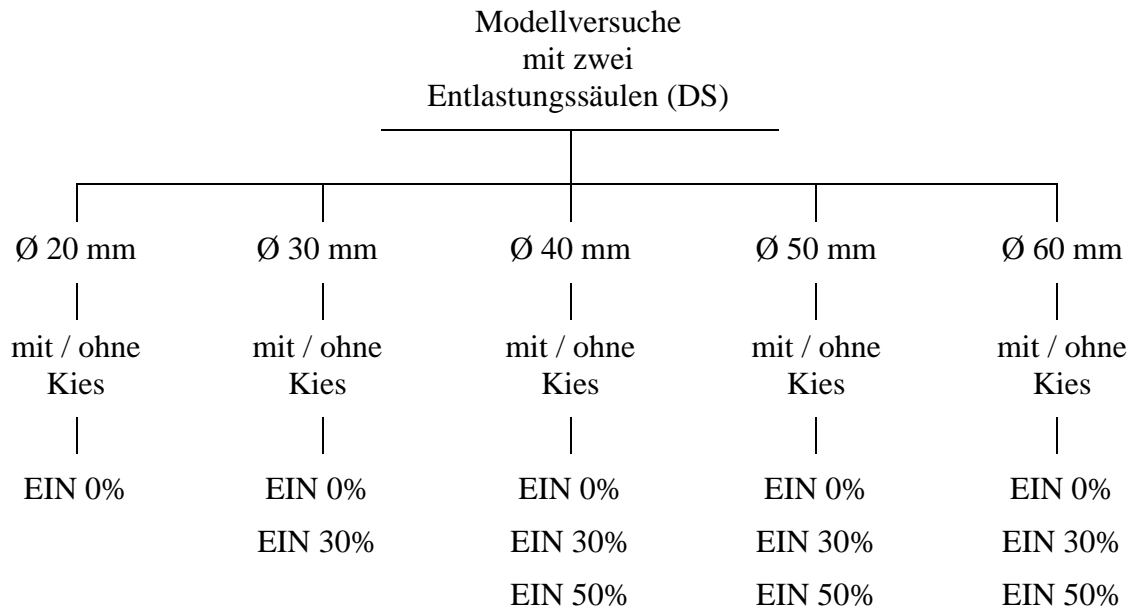


Abb. 5.20: Übersicht der kleinmaßstäblichen Modellversuche mit zwei Entlastungssäulen (Ø = Säulendurchmesser; EIN = prozentuelle Einbindung der Säule in den Grundwasserleiter; KIES = Kiesfüllung der Säule).

### 5.6.2 Exemplarische Auswertung für das Zwei-Säulensystem mit Ø 40 mm

Das Diagramm in Abb. 5.21 stellt die Ergebnisse der Druckpotentialmessung entlang der Modelllängsachse des Zwei-Säulensystems graphisch dar. Die hier beispielhaft untersuchten Entlastungssäulen weisen einen Durchmesser von 40 mm auf und wurden im Zuge der Versuchsreihen unterschiedlich tief (0%, 30% und 50%) in den Grundwasserleiter eingebunden. Zunächst soll aber am Beispiel der Säulen ohne Einbindung der Zusammenhang zwischen der hydrostatischen Belastung und der dabei erzielten Entspannung beschrieben werden.

Wie schon für die Einzelsäule im Detail erläutert, bildet sich um jede einzelne Entlastungsstelle ein axialsymmetrischer Druckentlastungstrichter aus. In Hinblick auf eine möglichst gute Beurteilung der Druckverteilung zwischen den untersuchten (Kies)Säulen erfolgt die Darstellung der Drucklinien entlang der Modellsymmetrieachse sowie quer dazu, d.h. durch den Scheitelpunkt des Druckgewölbes, der maßgebend für die Bemessung der Säulenreihe ist.

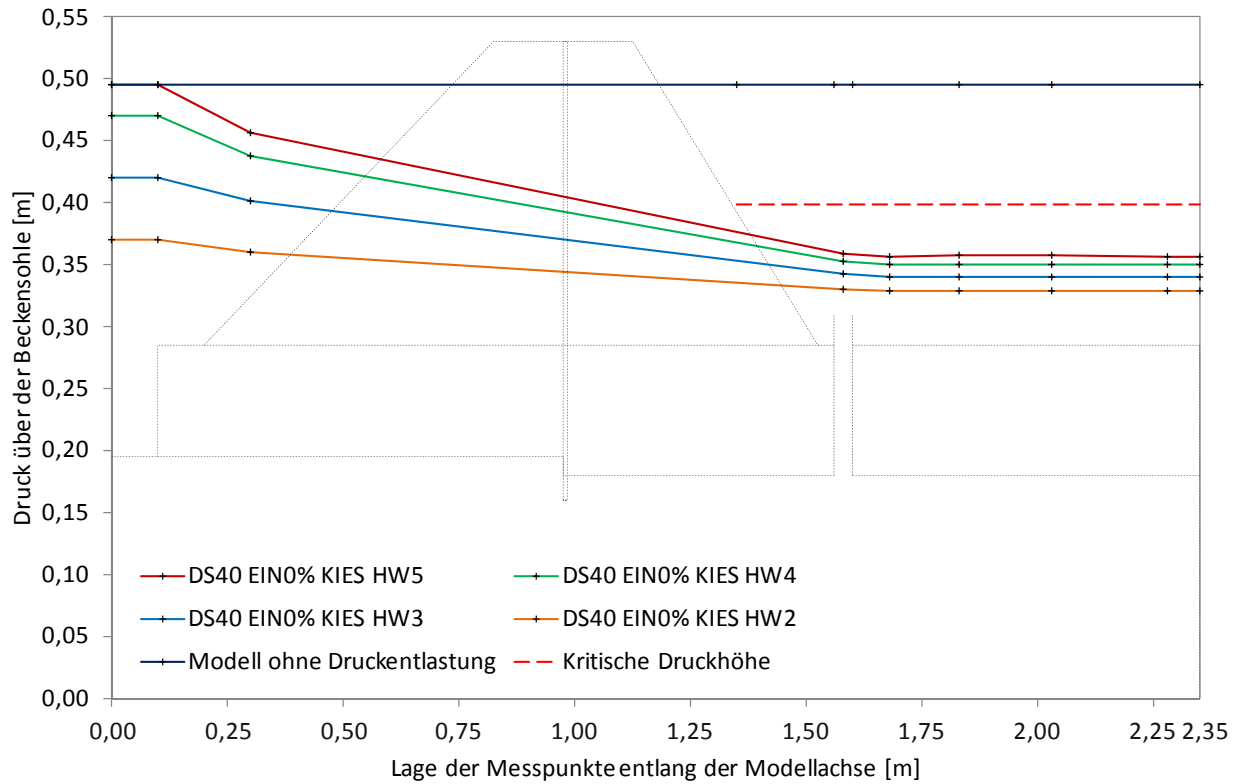


Abb. 5.21: Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände entlang der Längsachse des Modells mit zwei Kiessäulen  $\varnothing$  40 mm ohne Einbindung (EIN 0%) in den Grundwasserleiter.

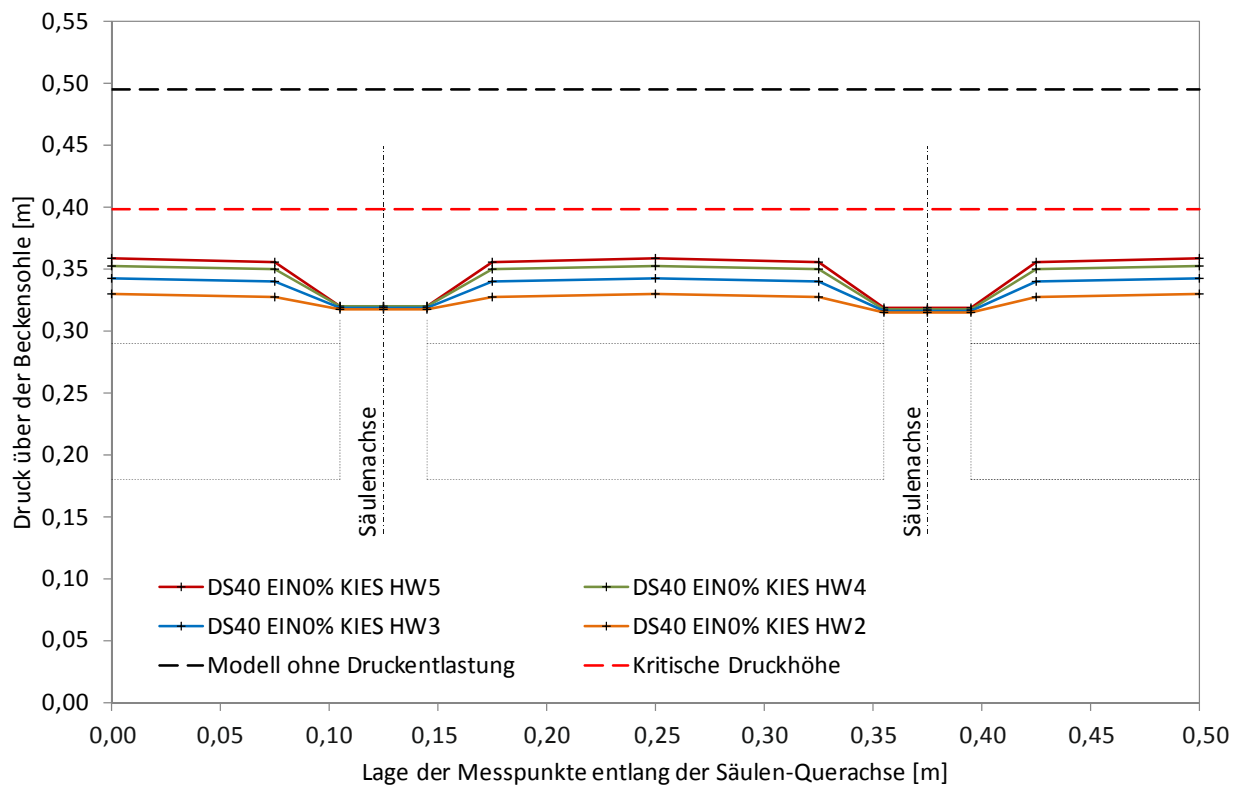


Abb. 5.22: Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände entlang der Querachse des Modells mit zwei Kiessäulen  $\varnothing$  40 mm ohne Einbindung (EIN 0%).



Wird beim simulierten Einstau aufgrund der fixen Randbedingung in gegenständlichem Modell die Grundwasserausströmung verhindert, entspricht der maximale Druck im Mittelpunkt zwischen den Säulen in etwa dem Druckpotential unterhalb der landseitigen Deckschicht im Hinterland bzw. liegt knapp über diesem Wert. Damit ergibt sich bei der höchsten Staustufe für das betrachtete Modell einer Säulenreihe mit einem Achsabstand von 25 cm eine Druckentlastung von ca. 75 %. Dies entspricht einer globalen Auftriebssicherheit von  $\eta = 1,24 > 1,0$ . In Hinblick auf die Wirkungsweise des gewählten Entlastungssystems ist neben dem resultierenden Überdruck im Hinterland vor allem die Druckverteilung zwischen den beiden Säulen von großem Interesse. Anhand der Drucklinien in Abb. 5.22 ist der ermittelte Verlauf des Druckgewölbes bei verschiedenen Staustufen ersichtlich. Trotz der begrenzten Anzahl der Messstellen (insgesamt 3 Stk.) in der Querachse des Modells – um eine Beeinträchtigung der Strömung zu vermeiden – dokumentiert der dargestellte Linienzug die wesentlichen Merkmale der Gewölbewirkung. In unmittelbarer Umgebung der Entlastungsstellen weisen die Drucklinien einen steilen Anstieg des hydrostatischen Druckes auf. Mit größer werdendem Abstand nimmt der Druck lediglich leicht zu, und erreicht sein Maximum im Mittelpunkt zwischen den punktförmigen Entspannungselementen. Der Bestimmung dieses maximalen Druckpotentials unterhalb der bindige Deckschicht im Zentrum des Gewölbes steht eine besondere Bedeutung zu. Darauf aufbauend wird der kritische Abstand zwischen benachbarten Säulen einer Säulenreihe festgelegt. Dies erfolgt in der Regel gemäß Gleichung (3.55) unter Berücksichtigung der Deckschichtmächtigkeit und der erforderlichen Sicherheit gegenüber dem hydraulischen

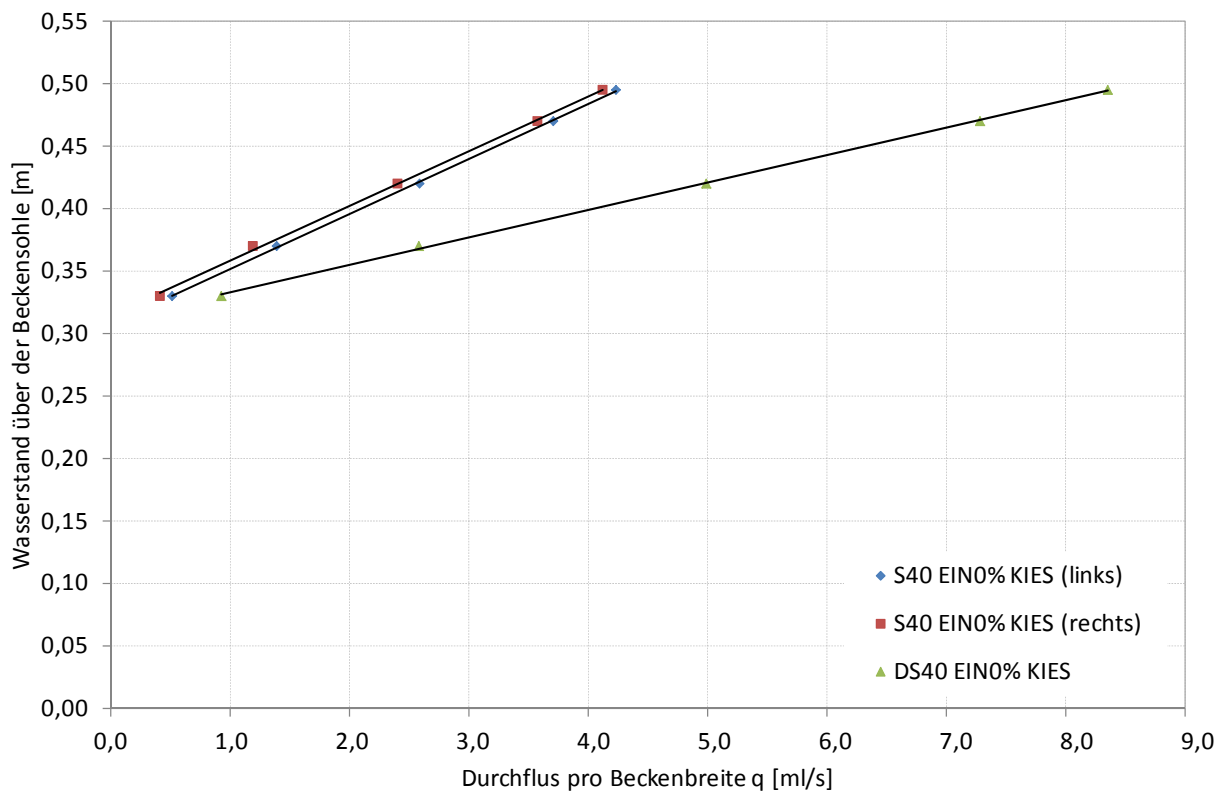


Abb. 5.23: Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit vom Einstauwasserstand für das Modell mit zwei Kiessäulen  $\varnothing$  40 mm und Einbindung von 0 %.

Versagen (Aufschwimmen bzw. hydraulischer Grundbruch) der oberflächennahen Deckschicht. Bei der Dimensionierung von Druckentlastungsdrainagen sind neben der Betrachtung der Stabilität auch Aspekte der Sickerwasserableitung zu berücksichtigen. Hierfür ist es jedoch notwendig die Menge der anfallenden Sickerwässer zu kennen.

Die Ergebnisse der Durchflussmessung bestätigen den linearen Zusammenhang zwischen der einzeln pro Entlastungselement gemessenen Sickerwassermenge und dem Einstauwasserstand und sind in Abb. 5.23 dargestellt. Die Neigung der Regressionsgerade entspricht dabei der Durchflusskapazität der jeweiligen Säule. Wegen der Ungenauigkeiten beim Einbau der Säulenrohre sowie bei der Herstellung der Überfallkante am Rohrkopf ergeben sich geringe Abweichungen hinsichtlich der Durchflussmenge und der Druckverteilung. Aus diesem Grund dienten die Vorversuche innerhalb jeder Versuchsreihe als Basis für eine Höhenanpassung der Säulen-Oberkante. Damit konnte eine möglichst einheitliche Steigung der Durchflussgeraden zum Zweck möglichst genauen Sickerwasserquantifizierung gewährleistet werden. Der Gesamtdurchfluss wurde dabei durch Addition der Teildurchflüsse bestimmt und für den Vergleich der Ergebnisse im Rahmen der Parameterstudien sowie numerischer Vergleichsrechnungen herangezogen.

Im Wesentlichen liefert diese exemplarische Auswertung der Modellversuche mit Säulenreihe qualitativ ähnliche Ergebnisse hinsichtlich der Druckverteilung und der Sickerwassermengen. Folglich wird auf eine Darstellung einzelner Parameter (Durchlässigkeit, Einbindetiefe und Durchmesser) nicht näher eingegangen.

## **5.7 Versuche mit Entlastungsgraben**

### **5.7.1 Allgemeines**

Ergänzend zu den Modellversuchen mit Einzel-Säule und mit zwei Entlastungssäulen wurde die Entspannungswirkung eines über die gesamte Modellbreite verlaufenden Grabens mithilfe von 16 Doppelversuchen untersucht. Abb. 5.24 gibt einen Überblick über die variierten Parameter.

Unter der Voraussetzung homogener und isotroper Verhältnisse in der gut durchlässigen Schicht ergibt sich für eine linienförmige Entlastung mit unendlicher Länge ein wesentlicher Vorteil hinsichtlich numerischer Modellierung der Strömungsvorgänge. Von besonderer Bedeutung ist dabei vor allem der geradlinige Verlauf der Stromlinien. Im Gegensatz zu den lediglich punktförmig wirksamen Entlastungssäulen kann im Falle eines Entlastungsgrabens das räumliche Strömungsverhalten durch ein vertikal-ebenes System ersetzt werden. Besonders günstige Strömungsverhältnisse einer horizontalen Parallelströmung treten bei 100 % Grabeneinbindung in den Grundwasserleiter auf. Obwohl aus der Baupraxis keine Drainagegräben mit vollkommener Filterstrecke bekannt sind, bilden diese experimentellen Untersuchungen eine wichtige empirische Grundlage für die Kalibrierung des numerischen Modells (Kap. 7.4).

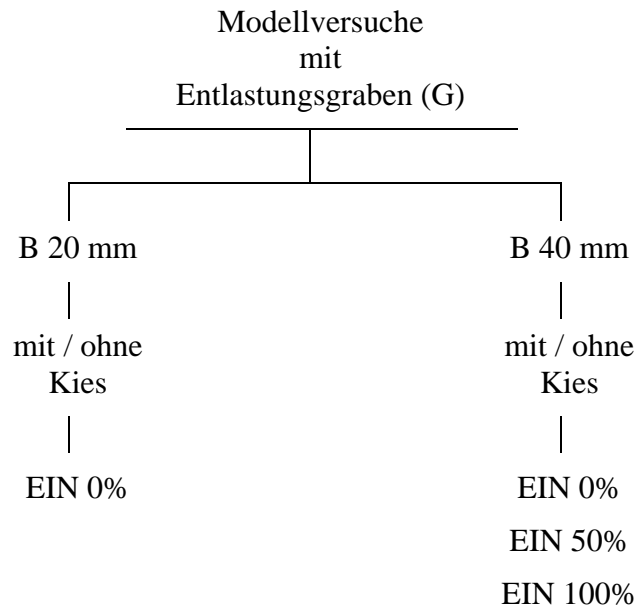


Abb. 5.24: Übersicht der kleinmaßstäblichen Modellversuche mit Entlastungsgraben (B = Grabenbreite; EIN = prozentuelle Einbindung des Grabens in den Grundwasserleiter; KIES = Kiesfüllung des Grabens).

Im Folgenden soll die Parameterstudie aufgrund der zum Teil nicht quantifizierbaren Unterschiede zwischen den Messergebnissen einzelner Modellversuche lediglich auf die Betrachtung der Einbindetiefe beschränkt werden. Außerdem stehen für die Beurteilung der Auswirkungen der Systemdurchlässigkeit sowie der Breite eines Entlastungsgrabens auf die Größe der Entspannungswirkung bzw. die Durchflussmenge nicht ausreichend Versuchsergebnisse zur Verfügung.

### 5.7.2 Exemplarische Auswertung für den Entlastungsgraben mit 40 mm Breite

Abb. 5.25 zeigt den Druckverlauf entlang der Modellachse bei den stationären Ganglinienstufen zufolge die Entspannungswirkung eines 40 mm breiten Drainagegrabens mit 100% Einbindung. Die vollkommene und über die gesamte Breite der Versuchsrinne verlaufende Filterstrecke bildet günstige Verhältnisse für eine gleichmäßige Anströmung des Grabenkörpers. Aufgrund dessen höherer Durchlässigkeit gegenüber dem Grundwasserleiter wird das zuströmende Wasser ungehindert zur Oberfläche abgeleitet und damit ein starker Druckabbau erzielt. Dieser beträgt ungefähr 95,5 % des höchsten Wasserstandes in Bezug auf die Deckschichtoberkante, was einer rechnerischen Sicherheit gegenüber Aufschwimmen der feinkörnigen Deckschicht von  $\eta = 1,57$  entspricht. Bedingt durch die hohe Entspannungswirkung des betrachteten Drainagegrabens weisen die Drucklinien kaum einen markanten Druckabfall in der Umgebung der linienförmigen Entlastungsstelle auf.

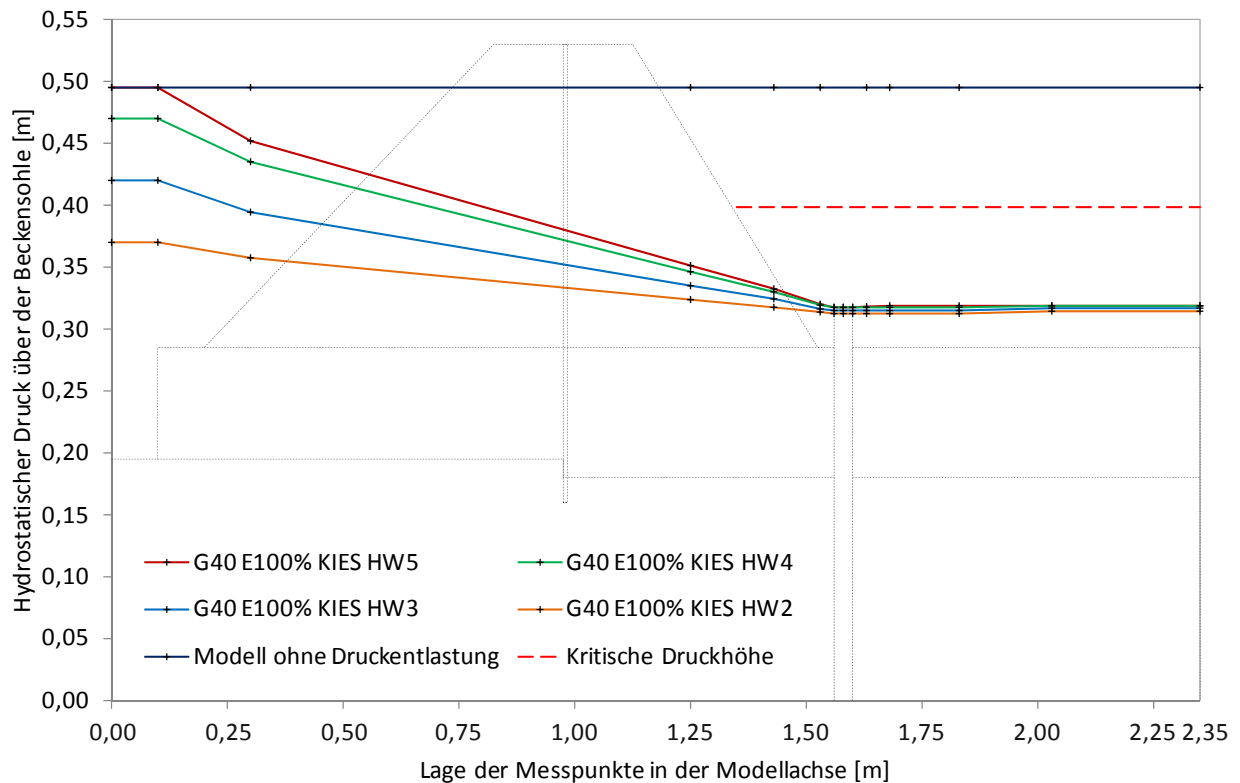


Abb. 5.25: Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände entlang der Längsachse des Modells mit Entlastungsgraben mit  $B = 40$  mm und ohne Einbindung (EIN 0%) in den Grundwasserleiter.

### 5.7.3 Untersuchung der Einbindetiefe

In der Praxis werden Druckentlastungsgräben aufgrund der meist geringen Standsicherheit der grobkörnigen, grundwasserführenden Sedimente ohne Einbindung hergestellt. Um den Einfluss der Einbindetiefe auf die Wirkungsweise zu untersuchen, werden ergänzend zu den vorhin beschriebenen Messergebnissen für den vollkommenen Drainagegraben die Druckverläufe bei einer Grabeneinbindung von 0 % und 50 % der Grundwasserleitmächtigkeit beurteilt. Abb. 5.26 stellt die ermittelten Drucklinien für den 40 mm breiten Entlastungsgraben in Abhängigkeit der Einbindetiefe dar. Daraus ist zu erkennen, dass im Hinterland der untersuchten Modelle ein annähernd gleich großer Druckabbau vom höchsten Wasserstand im Einstaubereich erzielt wurde. Damit hat die Einbindung im Falle eines stark durchlässigen Untergrundes – in gegenständlichem Fall weist der Grundwasserträger einen  $k$ -Wert von  $k \approx 1,2 \times 10^{-3}$  m/s auf – lediglich eine untergeordneten Auswirkung auf die absolute Größe der Druckentlastung. Die geringen Unterschiede sind am deutlichsten anhand der Entwicklung der Drucklinien in unmittelbarer Nähe um die Entlastungsstelle ersichtlich. Für den nicht eingebundenen Drainagegraben verändert sich aufgrund der horizontal liegenden Entlastungsfläche das Zuströmungsverhalten, was eine Begrenzung der Entspannungswirkung und zugleich auch der Sickerwassermenge zur Folge hat. Beim höchsten simulierten Wasserstand erzielt der Graben ohne Einbindung einen Druckabbau

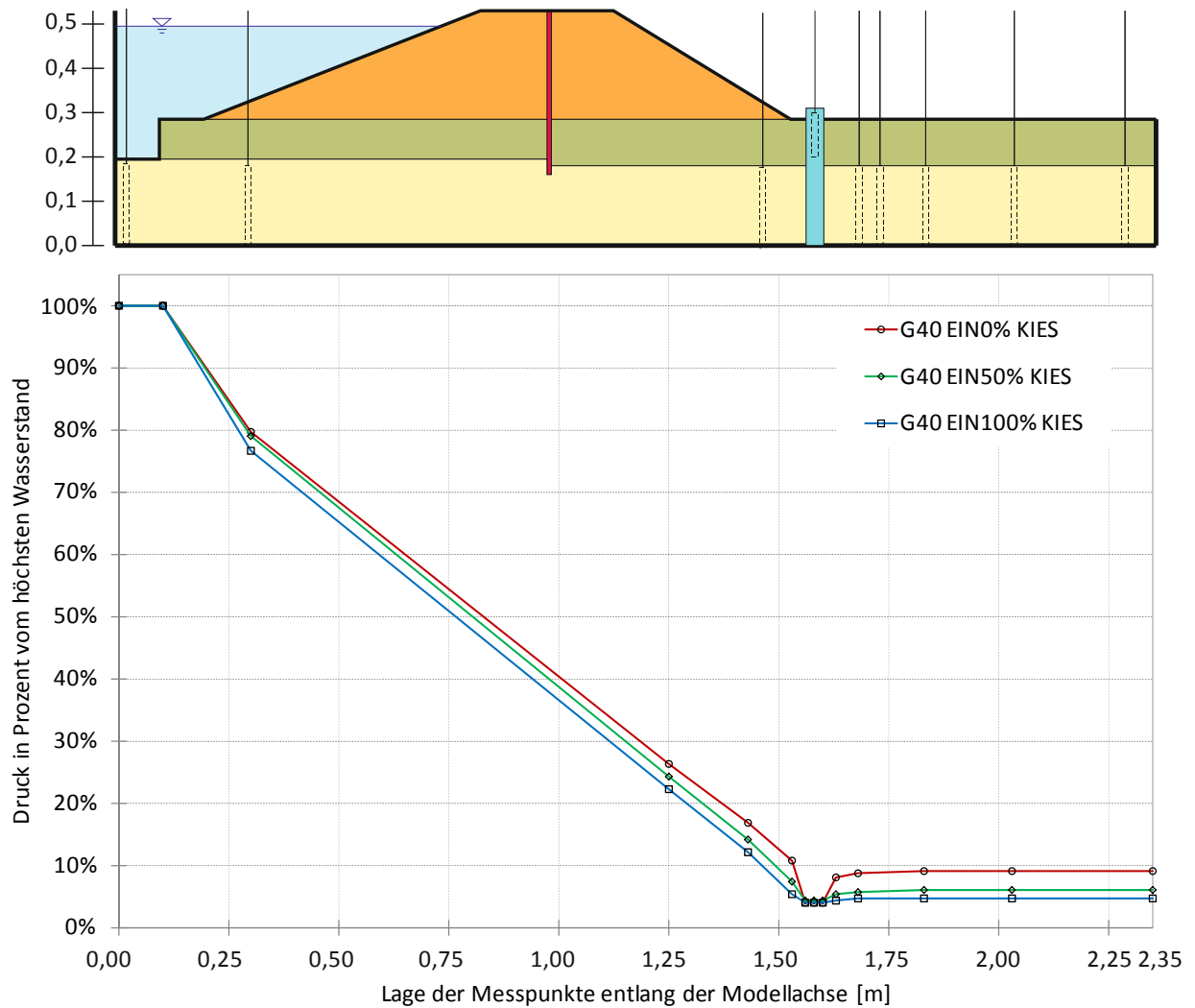


Abb. 5.26: Prozentueller Druck vom höchsten Wasserstand zufolge der Entlastungswirkung eines Grabens mit  $B = 40$  mm und variierender Einbindetiefe (0 %, 50 % und 100 %) in den Grundwasserleiter.

von etwa 91 %. Durch eine Verlängerung der Filterstrecke (50 % Einbindung) erhöht sich die Entlastungswirkung auf 94 %, wobei das Maximum mit ungefähr 95,5 % für den vollkommenen Drainagegraben erreicht wird. Die rechnerische Sicherheit gegen Aufschwimmen beträgt je nach Eintauchtiefe zwischen  $\eta = 1,49$  und  $1,57$ .

Eine weitere mögliche Ursache für den geringen Einfluss der Einbindetiefe auf die Wirkungsweise des Entspannungsgrabens liegt in der verhältnismäßig großen Entlastungsfläche zu den Abmessungen des gegenständlichen Modells und könnte daher auch Folge von Maßstabeffekten sein.

Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Sickerwassermengenmessung in Abb. 5.27 ist ersichtlich, dass sich die Durchflussmengen in Abhängigkeit von der Einbindetiefe nur geringfügig voneinander unterscheiden. Mit der Vergrößerung der Einbindung findet somit kaum eine nennenswerte Zunahme der Sickerwassermenge in der Zeiteinheit statt. Das gemessene maximale Fassungsvermögen wird dabei bereits für den zu 50 % eingebundenen Graben erreicht. Darüber

hinaus erfolgt unter Berücksichtigung der Ungenauigkeiten bei der Sickerwasserquantifizierung keine Durchflussveränderung. Im Gegensatz dazu stellt der Graben ohne Einbindung den Grenzwert für den Mindestdurchfluss der jeweiligen Staustufe dar. Die Durchflusskapazität hängt dabei stark von der Richtungsänderung der Strömung zu der horizontalen Sohlfläche ab. Beim Graben ohne Einbindung ist der Unterschied daher etwas deutlicher zu sehen.

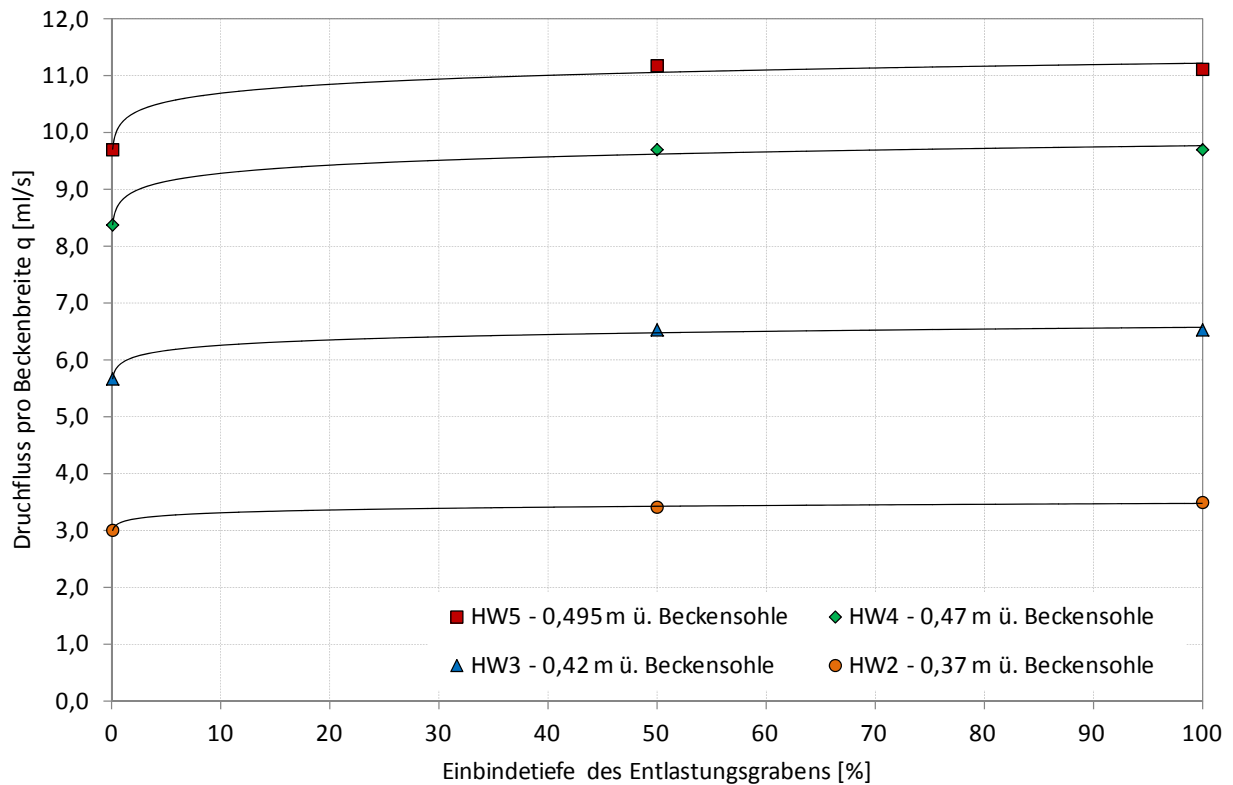


Abb. 5.27: Durchfluss pro Beckenbreite (=Grabendurchfluss) in Abhängigkeit der Einbindetiefe eines 40 mm breiten Drainagegrabens.

## 5.8 Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse

Die bisher beschriebenen Ergebnisse differenzieren die untersuchten Druckentlastungen streng nach ihrer geometrischen Form. Für die Wahl des geeigneten Entspannungssystems ist jedoch ein Vergleich zwischen den punkt- und linienförmigen Elementen ebenfalls von Bedeutung. Die übliche Unterscheidung in der Praxis sieht die Breite bzw. den Durchmesser als maßgebenden Vergleichsparameter. Dabei wird der Einfluss der Einbindetiefe meist vernachlässigt, da die Drainagekörper in der Regel lediglich mit einer geringen Länge in den Grundwasserleiter einbinden. Eine Voraussetzung für diese Gegenüberstellung ist, dass die Auswertung in Bezug auf die gleiche hydrostatische Druckhöhe erfolgt. Die hierfür maßgebenden Modellparameter sind samt den Ergebnissen in Tab. 5.1 zusammengefasst.

Tab. 5.1: Gegenüberstellung der untersuchten Entlastungssysteme ohne Einbindung mit einheitlicher Querschnittsabmessung (Breite bzw. Durchmesser).

Dammmodell mit:	Einzelkiessäule	zwei Kiessäulen	Entlastungsgraben
Durchmesser / Breite	40 mm	40 mm	40 mm
Einbindung	0 %	0 %	0 %
Abstand zum Modellrand bzw. zwischen Nachbarkiessäulen	25 cm <sup>*)</sup>	12,5 cm	0 cm <sup>**)</sup>
Wirksame Entlastungsfläche	12,6 cm <sup>2</sup>	25,2 cm <sup>2</sup>	200 cm <sup>2</sup>
Erzielte Druckentlastung im Hinterland beim höchsten Wasserstand	39 %	74 %	91 %
Maximaler Durchfluss pro Beckenbreite	6,0 ml/s	8,4 ml/s	9,7 ml/s

<sup>\*)</sup> Im Falle einer unendlichen Säulenreihe ist der Abstand der Entlastungssäule zum Modellrand dem Säulennachsabstand äquivalent.

<sup>\*\*)</sup> Der Entlastungsgraben wird äquivalent einer Säulenreihe mit einem theoretischen Achsabstand von 0 cm gleich gesetzt.

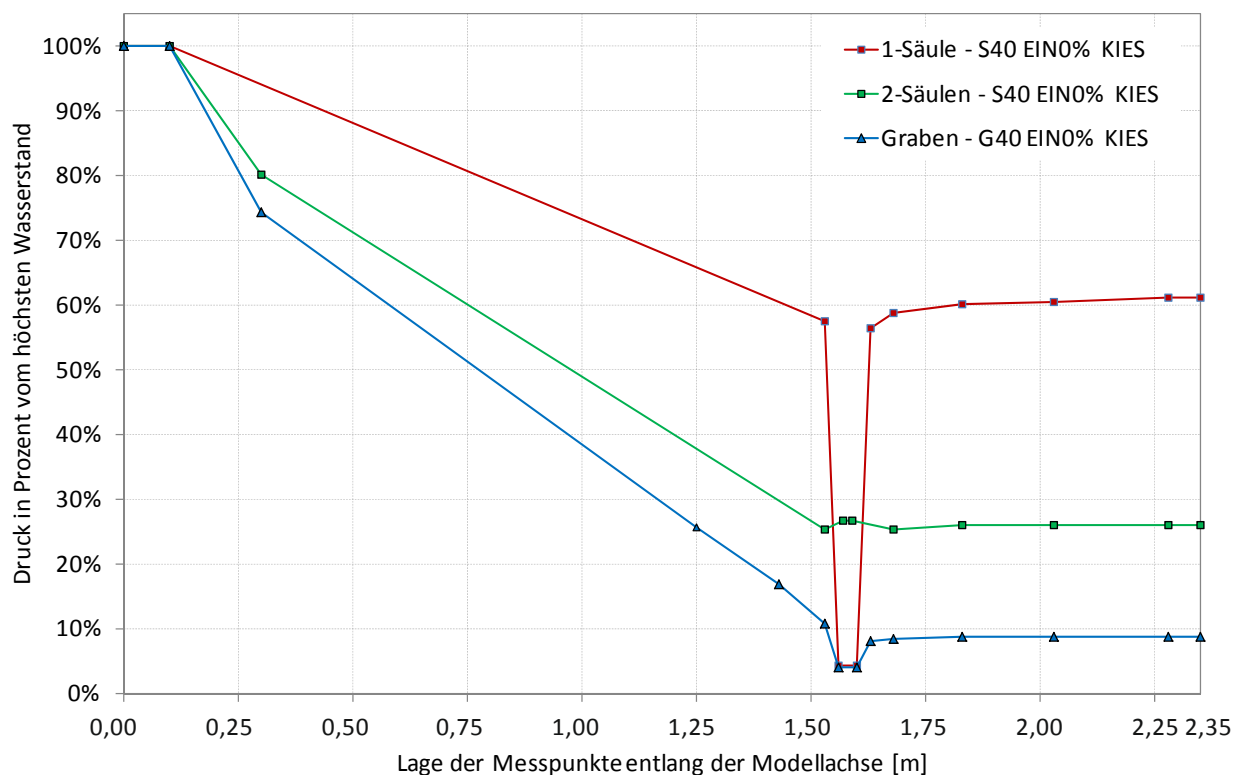


Abb. 5.28: Gegenüberstellung der Druckverläufe entlang der Modelllängsachse für unterschiedliche Entlastungssysteme gemäß Tab. 5.1.

Abb. 5.28 zeigt die ermittelten Druckverläufe für die untersuchten Entlastungssysteme mit einheitlichem Querschnittsmaß (Breite bzw. Durchmesser) von 40 mm. Um dabei die Voraussetzung von annähernd ähnlichen Anströmungsverhältnissen der Entspannungsflächen zu erfüllen, erfolgt der Vergleich für den Fall ohne Einbindung der Drainageelemente. Auf diese Weise soll vereinfacht die Auswirkung des Säulenabstandes erläutert werden, wobei der Graben als eine äquivalente Kiessäulenreihe mit einem theoretischen Achsabstand von 0 cm betrachtet wird.

Die Einzelsäule baut aufgrund der kleinsten Entlastungsfläche von 12,6 cm<sup>2</sup>, die zugleich der Sohlfläche entspricht, den hydrostatischen Druck am geringsten, um ca. 39 %, ab. Wird die Anzahl der Säulen verdoppelt und somit der Säulenachsabstand in Bezug auf die Beckenbreite des kleinmaßstäblichen Modells halbiert, erhöht sich damit bei einer entspannungswirksamen Sohlfläche der beiden Kiessäulen von 25,2 cm<sup>2</sup> (2 x 12,6 cm<sup>2</sup>) der Entspannungseffekt auf ungefähr 74 %. Dieses Ergebnis deutet zwar auf einen annähernd linearen Zusammenhang hin, in Wirklichkeit weist die Druckabnahme in Abhängigkeit von der Größe der Entlastungsfläche ein degressives Verhalten auf. Dies wird vor allem anhand der Entlastungswirkung des untersuchten Drainagegrabens ersichtlich, der einen Druckabbau von ca. 91 % in Bezug auf den höchsten Wasserstand bewirkt. Damit wird für die untersuchte Grabenbreite die maximal mögliche Druckentspannung erreicht. Ein stärkerer Druckabbau ließe sich erst nach Vergrößerung der Entspannungsfläche erzielen.

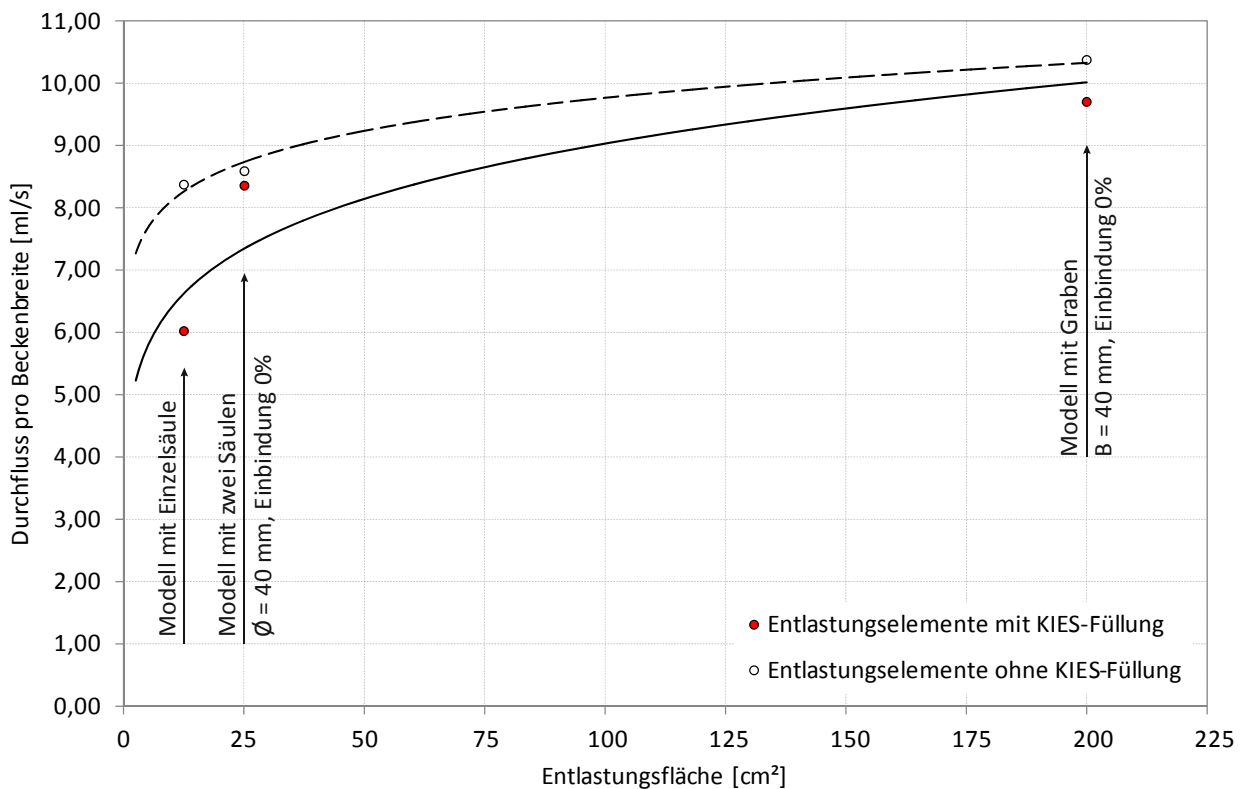


Abb. 5.29: Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit vom Einstauwasserstand für das Modell mit zwei Kiessäulen Ø 40 mm und Einbindung von 0 %.



Der Grund für den hohen Entspannungswirkung des Grabens gegenüber den Kiessäulen ohne Einbindung ist vor allem auf die Größe der Entlastungsfläche von 200 cm<sup>2</sup> zurückzuführen. Zudem begünstigt die linienförmige Geometrie eine gleichmäßige Anströmung der entspannungswirksamen Fläche. Im Gegensatz zu den Kiessäulen, bei denen aufgrund der Strömungskonzentration zu einem bzw. mehreren Punkten eine Verzerrung der Stromlinien erfolgt, findet der Zulauf zum Graben über die gesamte Beckenbreite statt. Die damit verbundene Zunahme der Sickerwassermenge ist Abb. 5.29 zu entnehmen und zeigt sehr gut die Wirkungsweise der untersuchten Entlastungselemente. Die maximalen Sickerwassermengen pro Beckenbreite fallen somit beim Drainagegraben an.

Für eine weitere Betrachtung der Versuchsergebnisse soll der Gegenüberstellung der vorhin beschriebenen Entlastungselemente eine gleich große entspannungswirksame Fläche zugrunde gelegt werden, wodurch sich der Einfluss der Flächengröße auf die Druckentlastungswirkung minimieren lässt. Eine Übereinstimmung zwischen dem Modell mit Einzelsäule, Säulenreihe und Graben ergibt sich für eine effektive Fläche von ungefähr 200 cm<sup>2</sup>. Diese setzt sich aus der Mantel- und Sohlfläche der zylinder- bzw. linienförmigen Drainageelemente zusammen, die im Kontakt mit dem Grundwasserleiter stehen. Einen Überblick über die einzelnen Parameter hinsichtlich Durchmesser bzw. Breite sowie Einbindetiefe der Entlastungsdrainagen gibt die folgende Tabelle (Tab. 5.2).

Tab. 5.2 Gegenüberstellung der untersuchten Entlastungssysteme mit annähernd konstanter entlastungswirksamer Fläche.

Dammmodell mit:	Einzelkiessäule	zwei Kiessäulen	Entlastungsgraben
Durchmesser / Breite	60 mm	50 mm	40 mm
Einbindung	50 %	30 %	0 %
Abstand zum Modellrand bzw. zwischen Nachbarkiessäulen	25 cm <sup>*)</sup>	12,5 cm	0 cm <sup>**)</sup>
Wirksame Entlastungsfläche	198 cm <sup>2</sup>	209 cm <sup>2</sup>	200 cm <sup>2</sup>
Erzielte Druckentlastung im Hinterland beim höchsten Wasserstand	81 %	86,5 %	91 %
Maximaler Durchfluss pro Beckenbreite	10,1 ml/s	9,1 ml/s	9,7 ml/s

<sup>\*)</sup> Im Falle einer unendlichen Säulenreihe ist der Abstand der Entlastungssäule zum Modellrand dem Säulenachsabstand äquivalent.

<sup>\*\*)</sup> Der Entlastungsgraben wird äquivalent einer Säulenreihe mit einem theoretischen Achsabstand von 0 cm gleich gesetzt.

Aus dem Vergleich der Ergebnisse ist ersichtlich, dass der Druckabbau und die Sickerwassermenge neben der Größe der entspannungswirksamen Fläche maßgeblich vom Anströmungsverhalten der Druckentlastungselemente beeinflusst werden. Demnach begünstigt die Einbindetiefe der Kiessäulen eine waagrechte Zuströmung, da ein größerer Tiefenbereich der durchlässigen Schicht erfasst wird. Dazu kommt, dass das Wasser die potentielle Entlastungsfläche – auch wenn nur sehr ungleichmäßig – von allen Seiten anströmen kann. Damit ergibt sich für die Einzelsäule der größte Durchfluss, der ebenfalls einen ausgeprägt starker Druckabbau zur Folge hat.

# 6 Naturmaßstäbliche Modellversuche

## 6.1 Versuchsanlage

Bei der Großversuchsanlage handelt es sich um einen Stahlbetontrog (Abb. 6.1 bis Abb. 6.3) – ausgebildet als “Weiße Wanne“ – mit einer Grundrissfläche von 25 x 4 m (100 m<sup>2</sup>), der eine konstante Wandhöhe von ca. 5 m aufweist; lediglich am hinteren (landseitigen) Ende besitzt die Querwand über die gesamte Beckenbreite eine Höhe von 2 m. Diese abgesenkte Wand dient in erster Linie dem besseren Zugang in das Becken und soll ein ungehindertes Ableiten des aus dem Modell austretenden Sickerwassers über ein Auffangbecken bzw. Schlauchleitungen ermöglichen. Darüber hinaus besitzt die Querwand mehrere Durchlässe, die zur Simulation einer Grundwasserströmung in bzw. aus dem Hinterland genutzt werden können.

Um Wasserverluste zu vermeiden und zugleich einen ständigen Wasserkreislauf zu gewährleisten, befindet sich direkt neben der Versuchsanlage ein seichtes (Tiefe ca. 1,7 m) mit Teichfolie abgedichtetes Wasserbecken (15 x 15 m) mit einem Gesamtvolumen von ungefähr 180 m<sup>3</sup>. Aus diesem wurde während der Modellversuche das Wasser in das Versuchsbecken mittels Pumpen befördert. Die Wasserstände der untersuchten Hochwasserganglinien bzw. Staustufen im Einstaubereich des Dammodells wurden dabei mit Hilfe eines Positionierungssystems gesteuert, welches an der hohen (wasserseitigen) Stirnwand montiert war.



Abb. 6.1: Versuchsanlage nach Fertigstellung der Bauarbeiten durch Unterstützung der Firmen *Pittel + Brausewetter Gesellschaft m.b.H.* und *Hinteregger und Söhne GmbH*.



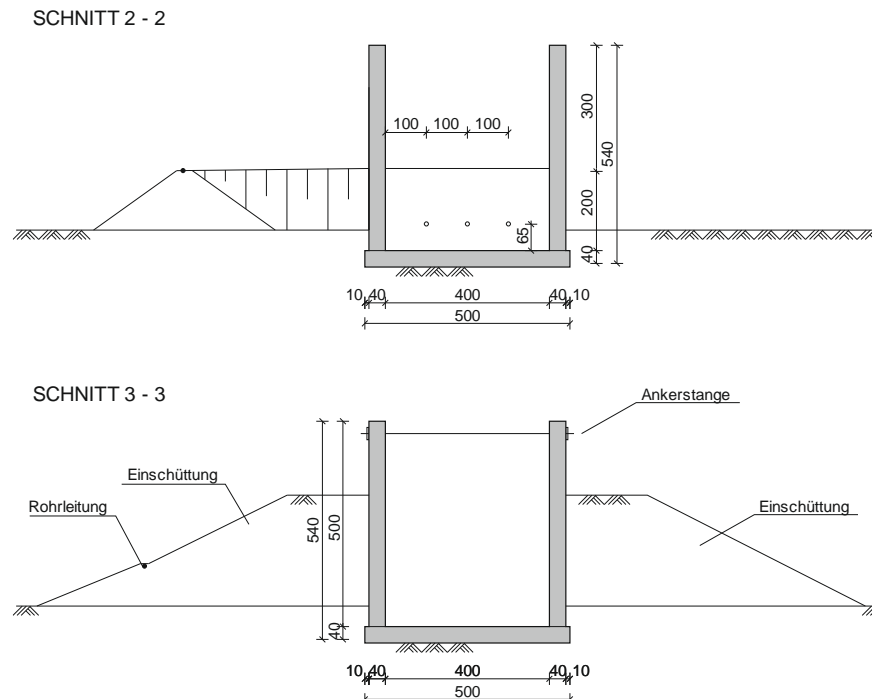


Abb. 6.3: Versuchsanlage für naturmaßstäbliche Modellversuche – Schnitt 2-2 und Schnitt 3-3 (Abmessungen in cm).

Aus statisch-konstruktiven Gründen sind die Längswände des Stahlbetontrogs mit Zugankern miteinander verspannt. Darüber hinaus wurde auf der Außenseite dieser Wände eine Gegengewichtsschüttung errichtet, um den aus dem Dammmodell auf die Innenwandflächen des Beckens resultierenden Erd- und Wasserdruck zum Teil zu kompensiert.

Die Versuchsanlage wurde aus Platzgründen sowie aufgrund der Verfügbarkeit von Materialressourcen und Erdbaumaschinen am Kieswerkgelände der Firma *Herzer Bau- und Transport GmbH*, in der Gemeinde Markgrafneusiedl, Niederösterreich, errichtet.

## 6.2 Modellgeometrie und Versuchsaufbau

Das naturmaßstäbliche Modell stellt in Anlehnung an die Hochwasserschutzdämme an der March ein 4 m breites Schnittmodell des sanierten Dammes samt dem zweischichtigen Untergrund dar und dient der experimentellen Untersuchung der Wirkungsweise von Entlastungsdrainagen zufolge Dammunterströmung. Das speziell zu diesem Zweck errichtete Versuchsbecken (Abb. 6.4), in dem das Modell mit einer Höhe von 4,5 m und einer Gesamtlänge von 25 m aufgebaut ist, ermöglicht unter Labor ähnlichen Bedingungen die Durchführung derartiger Modellversuche im Maßstab 1:1. Dabei bilden die Wände des Stahlbetontrogs eine feste, undurchlässige Randbedingung für die Wasserströmung, die damit lediglich vom Druckpotential im Einstaubereich beeinflusst wird. Dies ist insbesondere bei der Kalibrierung des numerischen Modells von großem Vorteil.

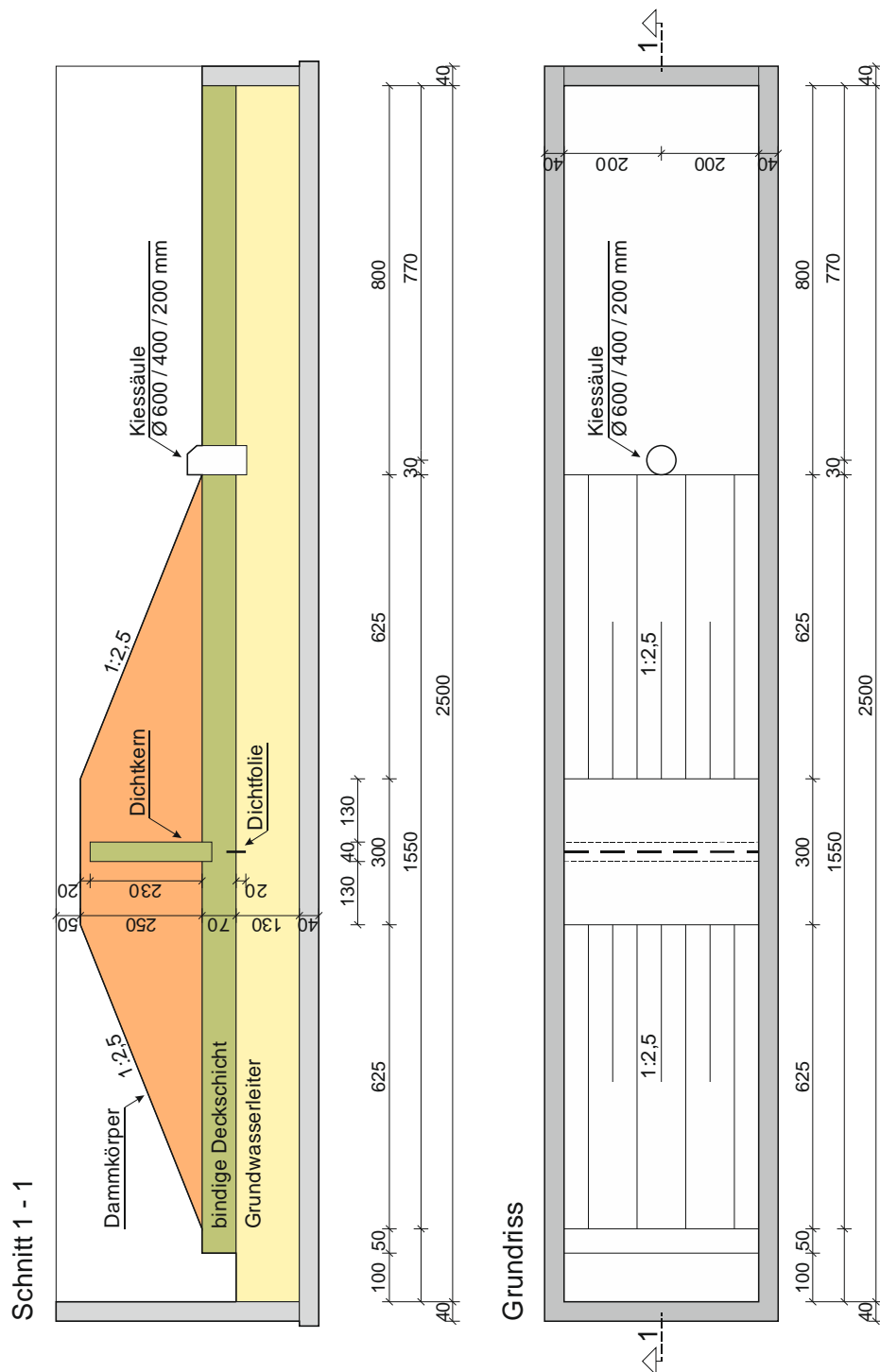


Abb. 6.4: Geometrie des Damm-Modells; Bemaßung in cm.

Die Geometrie des Dammmodells entspricht den Querschnittsabmessungen des mittleren March-Dammes. Der homogene Modell-Dammkörper besitzt daher eine Höhe von 2,5 m und eine Kronenbreite von 3 m. Die Neigung beider Böschungen beträgt 1:2,5. Zur Dammabdichtung dient ein zentraler, im Dammkörper eingebetteter Dichtkern aus schluffig-tonigem Schüttmaterial. Diese quasi Dichtwand hat über die gesamte Dammhöhe eine einheitliche Wandstärke von ca. 0,4 m und weist einen dichten Anschluss an die Beckenwände sowie an die

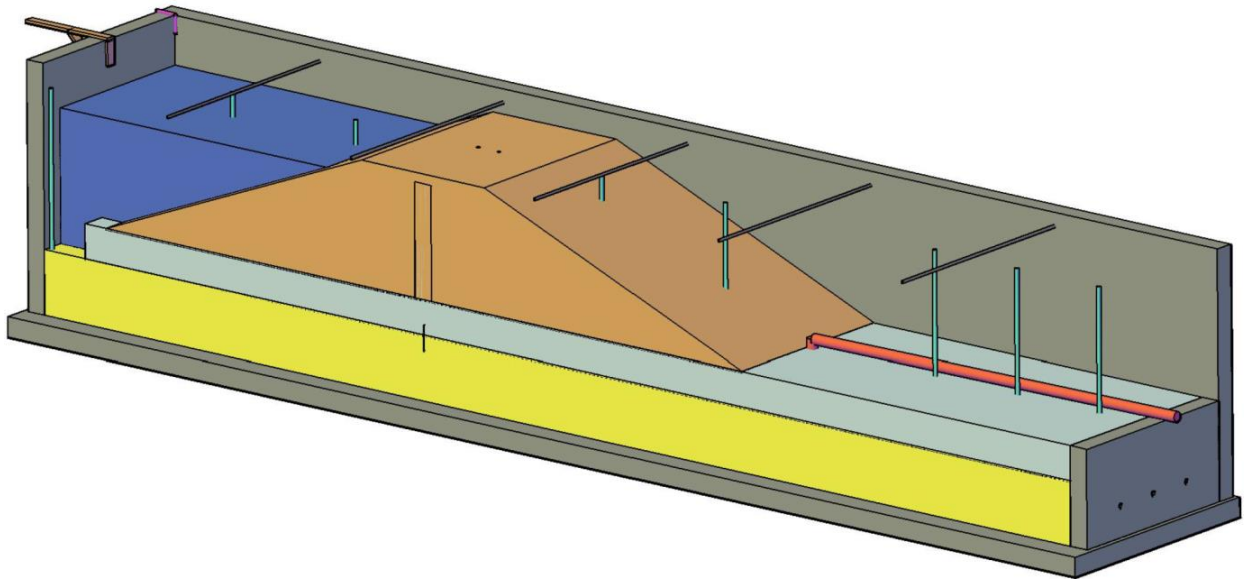


Abb. 6.5: 3D-Zeichnung vom naturmaßstäblichen Dammodell für Unterströmungsversuche.

gering durchlässige Deckschicht auf, welche aus derselben Bodenart besteht. Darüber hinaus erfolgt die Abdichtung der Schichtgrenze zu der gut durchlässigen Bodenschicht mit Hilfe einer Dichtfolie, die im Sinne einer Tauchwand in den Grundwasserleiter einbindet. Das Verbauungsverhältnis beträgt ungefähr 20 %.

Der Untergrund besteht aus einer gering durchlässigen, feinkörnigen Deckschicht mit einer mittleren Mächtigkeit von ca. 0,7 m. Darunter folgt die gut durchlässige Bodenschicht, welche eine mittlere Schichtstärke von 1,3 m aufweist. Damit entspricht der gewählte Schichtaufbau dem typischen Bodenprofil in den meisten Flusstälern bzw. -auen.

Zur Entlastung des hydrostatischen Druckes auf die gering durchlässige Deckschicht bei simuliertem Hochwasser dient eine unmittelbar am landseitigen Dammfuß in der Symmetrieachse angeordnete Entlastungssäule, deren Durchmesser, Durchlässigkeit (mit/ohne Kiesfüllung) und zum Teil auch die Einbindung in den gut durchlässigen Untergrund variiert wurden (Kap 6.5). Im Kopfbereich des Bohrloches für das Entlastungselement befindet sich ein Rohraufsatz mit integriertem Thomson-Wehr zur Quantifizierung der Sickerwässer. Der tiefste Punkt des V-förmigen Messwehres liegt ungefähr 10 cm (+/- 2 cm) oberhalb der Deckschichtoberkante. Die kontrollierte Wasserableitung erfolgt über eine Rohrleitung, welche an das Aufsatzrohr der Drainagesäule dicht anschließt und das Sickerwasser zu einem Auffangbecken und anschließend über eine Schlauchleitung in das Vorratsbecken zurückleitet. Aus diesem wird das Wasser während der Versuchsdurchführung erneut in das Versuchsbecken mit Hilfe einer Pumpe befördert.

In einem sekundären Wasserkreislauf wird der Wasserstand im Versuchsbecken gemäß der untersuchten Ganglinie geregelt. Dazu dient eine an der Außenseite der Beckenstirnwand





Abb. 6.6: 1:1 Dammodell: sandig-kiesiger Grundwasserleiter nach Einbau inkl. Filterrohre für Beobachtungspegel (oben); schluffig-tonige Deckschicht mit einem Detail der Bentonit-Abdichtung am Rand zur Beckenwand (unten).





Abb. 6.7: 1:1 Dammodell: Schütтарbeiten des Dammkörpers (oben links); Einbau des Dichtkernes im Damm (oben rechts); Dammodell nach Fertigstellung (unten links); Einstau während eines Modellversuches (unten rechts).



Abb. 6.8: Versuchsbecken während der Versuchsdurchführung.

angeschlossene Schlauchleitung mit offenem Ende, dessen Höhenlage mit Hilfe eines Positionierungssystems verändert werden konnte. Auf dem Prinzip der kommunizierenden Gefäße fließt das Wasser beim positiven Druckpotentialunterschied zwischen dem Wasserstand im Versuchsbecken und dem offenen Schlauchende in das Vorratsbecken zurück. Dabei muss jedoch eine konstante Wasserzufuhr in ausreichender Menge über die Pumpe des Hauptwasserkreislaufes gewährleistet sein.

Damit beim Bau des Modells eine möglichst homogene Ausführung erzielt werden konnte, wurde das Schüttmaterial lagenweise eingebaut und anschließend mittels einer handgeführten Vibrationsdoppelwalze der Firma *Bomag* (Typ *BW 65 H*) verdichtet. Lediglich bei der gut durchlässigen Bodenschicht (Grundwasserleiter) wurde aufgrund der weit gestuften Korngrößenverteilung auf eine Verdichtung verzichtet, um eine unerwünschte Reduktion des Durchlässigkeitsbeiwertes zu vermeiden. Die feinkörnige Deckschicht wurde dagegen in geringen Lagenstärken dynamisch verdichtet und am Rand zur Betonwand zusätzlich mithilfe von eingestreutem Bentonit abgedichtet. Im Zuge der durchgeführten Modellversuche kam es jedoch bereits bei geringer hydrostatischer Belastung wiederholt zu Erosionsbrüchen der Deckschicht. Diese Erosionsversagen konzentrierten sich vorwiegend am landseitigen Modellrand entlang von Inhomogenitäten, und das trotz einer sorgfältigen Verdichtung des Schüttmaterials. Aus diesem Grund wurde zu einem späteren Zeitpunkt auf der Modell-Landseite ein Dichtungsteppich aus Dichtwandmaterial in die Deckschicht eingebaut und zusätzlich eine Auflastschüttung auf der Oberfläche aufgebracht, um die Deckschicht gegen Aufschwimmen zu stabilisieren.

Bei der Herstellung des Dammkörpers (siehe: Abb. 6.6, Abb. 6.7 und Abb. 6.8) lag die Herausforderung in der Ausbildung des innenliegenden Dichtkernes, der gleichzeitig mit dem Dammbau lagenweise geschüttet und verdichtet wurde.



## 6.3 Böden für Modellversuche

Als Grundlage für die Wahl von Böden für die Modellversuche diente eine umfangreiche Datenbank an bodenphysikalischen und bodenmechanischen Parametern aus Hochwasserschutzprojekten an der March bzw. der Donau. Allerdings mitentscheidend war auch die Verfügbarkeit des bodenphysikalisch geeigneten Schüttmaterials in ausreichender Menge und Homogenität im Umkreis der Versuchsanlage. Alle verwendeten Böden stammen daher aus dem Kieswerk der Firma Herzer in Markgrafneusiedl. Zur Kontrolle der Gleichmäßigkeit der Bodenkennwerte wurden aus jeder Bodenprobe – *Dammkörper, bindige Deckschicht, Grundwasserleiter* – Stichproben entnommen und im Labor der Technischen Universität Wien, Institut für Geotechnik / Grundbau, Boden- und Felsmechanik untersucht. Die Versuchsergebnisse werden in den folgenden Kapiteln vorgestellt.

### 6.3.1 Dammkörper

Für den Bau des Dammkörpers wurden quartäre Sedimente im oberen Schichtenbereich der Kiesabbaufelder der Firma *Herzer* in Markgrafneusiedl verwendet. Die im Zuge der Eignungs- und Kontrollprüfungen des Schüttmaterials entnommenen Bodenproben weisen hinsichtlich ihrer Korngrößenverteilungen (Abb. 6.9) eine relativ enge Bandbreite auf. Es handelt sich vorwiegend um weitgestufte schluffig, kiesige Sande bis schluffig, sandige Kiese mit geringen Tonanteilen. Die mittlere Korndichte beträgt  $\rho_s = 2,73 \text{ g/cm}^3$ . Die Versuchsergebnisse sind der statistischen Auswertung zu entnehmen.

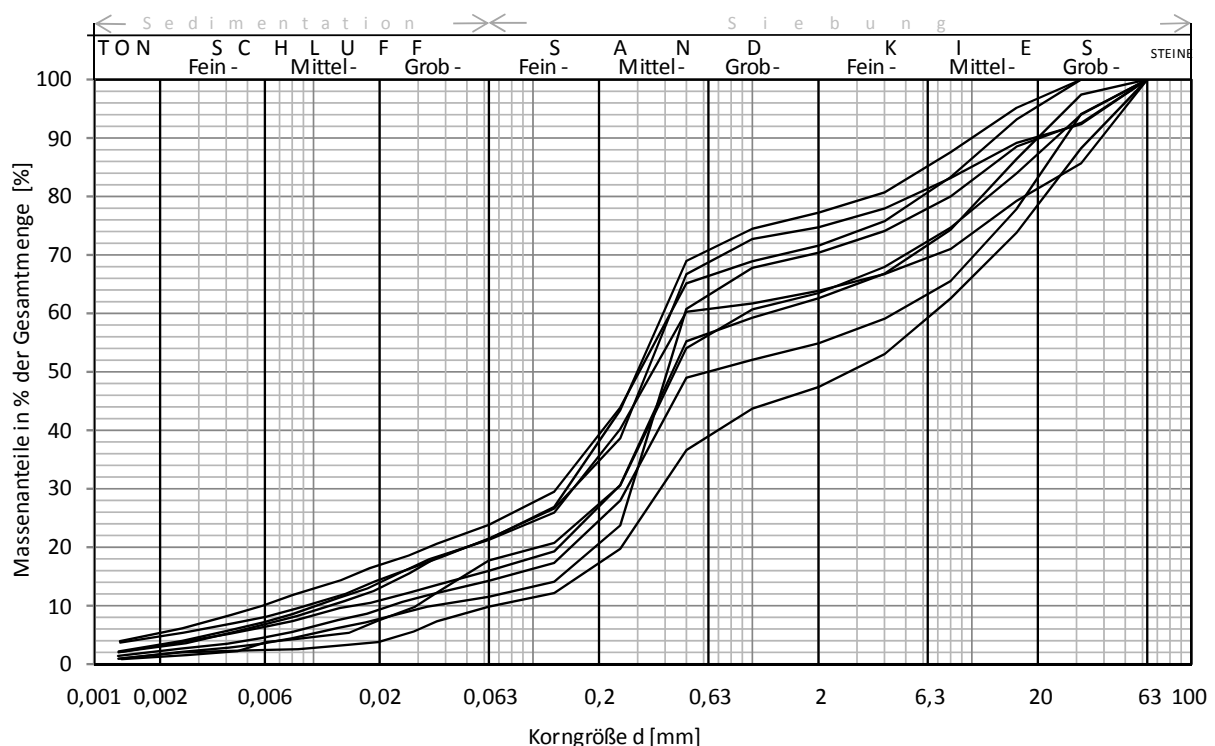


Abb. 6.9: Kornverteilungslinien des Dammschüttmaterials für das naturmaßstäbliche Modell.

Zur Beurteilung der Verdichtbarkeit des Schüttmaterials wurden Proctorversuche durchgeführt, die eine Streuung der Proctordichten von  $\rho_{pr} = 2,06$  bis  $2,18 \text{ g/cm}^3$  (im Mittel  $\rho_{pr} = 2,14 \text{ g/cm}^3$ ) ergaben. Der optimale Wassergehalt liegt innerhalb einer Bandbreite von  $w_{opt} = 6,0$  bis  $8,2 \%$  (der mittlere optimale Wassergehalt beträgt  $w_{opt} = 7,0 \%$ ).

Die im Labor durchgeführten Durchlässigkeitsversuche an diesen gemischtkörnigen Bodenproben weisen eine Streuung der  $k$ -Werte von  $k = 3,2 \times 10^{-7}$  bis  $k = 5,7 \times 10^{-6} \text{ m/s}$  ( $k_{10} = 2,4 \times 10^{-7}$  bis  $4,2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ ) auf. Der Mittelwert liegt entsprechend der hohen Einbaudichte (Verdichtungsgrad von  $D_{pr} \geq 98\%$  e.P.D) und der vorwiegend sandigen Charakteristik des Dammschüttmaterials bei  $k = 1,1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ . Die zugehörigen Porenanteile variieren zwischen  $n = 0,20$  und  $0,26$  (im Mittel  $n = 0,23$ ).

Ausgenommen von dieser Beschreibung der bodenphysikalischen Parameter ist das Schüttmaterial für den Dichtkern bzw. Innendichtung des Dammes. Hierzu wurden gering durchlässige Böden verwendet, welche auch für die Herstellung der bindigen Deckschicht zum Einsatz kamen.

### 6.3.2 Bindige Deckschicht

Als Schüttmaterial für die bindige Deckschicht wurde das bei der Kiesherstellung anfallende Schlammkorn eingesetzt. Dabei handelt es sich vorwiegend um tonig-schluffige Böden, lokal schwach sandig, die eine geringe Streuung der Kornverteilungslinien (Abb. 6.10) aufweisen. Zudem besitzt das Material eine geringe Durchlässigkeit. Die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse bestätigt den homogenen Aufbau dieser Bodenschicht.

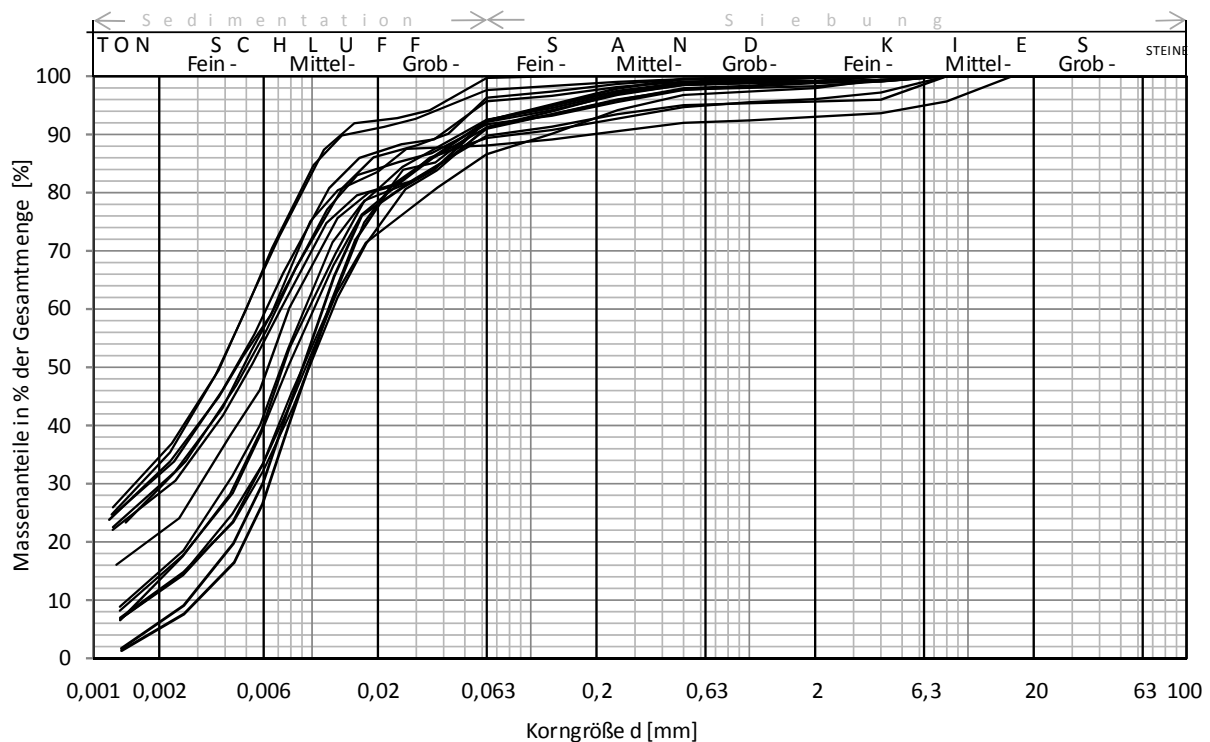


Abb. 6.10: Kornverteilungslinien der gering durchlässigen Schicht (“bindige Deckschicht“) für das naturmaßstäbliche Modell.

Zur Qualitätskontrolle wurden stichprobenartig aus dem landseitigen Bereich der Deckschicht insgesamt 20 Ausstechzylinder aus unterschiedlichen Schüttlagen entnommen. Der Wassergehalt der untersuchten Bodenproben lag im Mittel bei  $w_n = 21,9\%$  (Streubereich:  $w_n = 17,7$  bis  $25,0\%$ ) und somit größtenteils unterhalb der Ausrollgrenze von i.M.  $w_p = 24,6\%$  (mittlere Fließgrenze  $w_l = 36,5\%$ ). Der mittlere Plastizitätsindex beträgt  $I_p = 11,9\%$  (Streubereich:  $I_p = 10,1$  bis  $13,6\%$ ). Aufgrund der Lage zur A-Linie im Plastizitätsdiagramm liegen primär mittelplastische Schluffe steifer bis halbfester Konsistenz vor.

Die mittlere Korndichte beträgt  $\rho_s = 2,82 \text{ g/cm}^3$ . Das Feuchtraumgewicht der Proben variiert zwischen  $\rho = 1,71$  und  $2,09 \text{ g/cm}^3$  (Trockendichte: von  $\rho_d = 1,37$  bis  $1,74 \text{ g/cm}^3$ ) bei Porenanteilen von  $n = 0,38$  bis  $n = 0,51$ . Der Vergleich der ermittelten Trockendichte mit der zugehörigen Proctordichte ergab einen mittleren Verdichtungsgrad von  $D_{pr} = 91,5\%$  (Streubereich:  $D_{pr} = 86,5$  bis  $100,0\%$ ) der einfachen Proctordichte.

Zur Untersuchung der Scherfestigkeitseigenschaften wurden direkte Scherversuche (Wiener Routine-Scherversuche) durchgeführt, die eine Bandbreite des Reibungswinkels im konsolidierten entwässerten Zustand von  $\varphi = 22,0^\circ$  bis  $33,5^\circ$  (im Mittel  $\varphi = 27,5^\circ$ ) ergaben. Die an manchen Bodenproben ermittelten höheren Reibungswinkel sind vor allem durch den unterschiedlich stark variierenden Sandanteil bedingt.

Zur Beurteilung der Verdichtbarkeit sowie des Verdichtungszustandes der bindigen Deckschicht wurden an den untersuchten Bodenproben Proctorversuche durchgeführt. Die Proctordichte streut von  $\rho_{pr} = 1,70$  bis  $1,76 \text{ g/cm}^3$  (im Mittel  $\rho_{pr} = 1,73 \text{ g/cm}^3$ ) und der optimale Wassergehalt liegt zwischen  $w_{opt} = 19,3$  und  $22,2\%$  (der mittlere optimale Wassergehalt:  $w_{opt} = 20,3\%$ ).

Die Durchlässigkeitsversuche erfolgten direkt an den mittels Ausstechzylinder entnommenen Bodenproben und berücksichtigen somit die in-situ Einbaudichte des Schüttmaterials. Die Durchlässigkeitsbeiwerte streuen zwischen  $k = 4,1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$  und  $k = 6,5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  ( $k_{10} = 3,0 \times 10^{-10}$  und  $4,8 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ ). Die zugehörigen Porenanteile variieren von  $n = 0,40$  bis  $0,47$ .

### 6.3.3 Grundwasserleiter

Die gut durchlässige Schicht im Modell wurde aus gewaschenem, rundkörnigem Betonschotter mit der Körnung  $0,063/32 \text{ mm}$  langenseitig aufgebaut, der aus dem Donauschotter der Gänserndorfer Terrasse durch künstliche Aufbereitung im Kieswerk der Firma *Herzer* hergestellt wurde. Bodenmechanisch handelt es sich um gut gestufte sandige Kiese (mittlere Werte:  $C_u = 47,1$  und  $C_c = 2,4$ ) mit einem mittleren Kiesanteil von  $77 \text{ M}\%$  Kies und  $23 \text{ M}\%$  Sand. Die Kornverteilungslinien der insgesamt 18 für die Eignungsprüfung entnommenen Bodenproben zeigt Abb. 4.1 Die Korndichte beträgt im Mittel  $\rho_s = 2,68 \text{ g/cm}^3$ .

Die Verdichtbarkeit der verwendeten sandig-kiesigen Böden wurde mithilfe von Proctorversuchen beurteilt. Aufgrund der guten Abstufung der Bodenkörner innerhalb der Korngrößenverteilung

wurden relativ hohe Proctordichten bestimmt, und zwar variiert die erzielte Trockendichte von  $\rho_{pr} = 2,26$  bis  $2,30 \text{ g/cm}^3$  (im Mittel  $\rho_{pr} = 2,27 \text{ g/cm}^3$ ). Der optimale Wassergehalt liegt zwischen  $w_{opt} = 4,0$  und  $5,3 \%$  (der mittlere optimale Wassergehalt:  $w_{opt} = 4,7 \%$ ).

In der lockersten Lagerung besitzen die untersuchten Proben eine Trockendichte von  $\rho_d = 1,96$  bis  $2,05 \text{ g/cm}^3$  bei einem maximalen Porenanteil zwischen  $n_{max} = 0,24$  und  $0,27$ . Die dichteste Lagerung weist eine Trockendichte von  $\rho_d = 2,28$  bis  $2,34 \text{ g/cm}^3$  auf; der minimale Porenanteil variiert dabei zwischen  $n_{min} = 0,17$  und  $0,20$ .

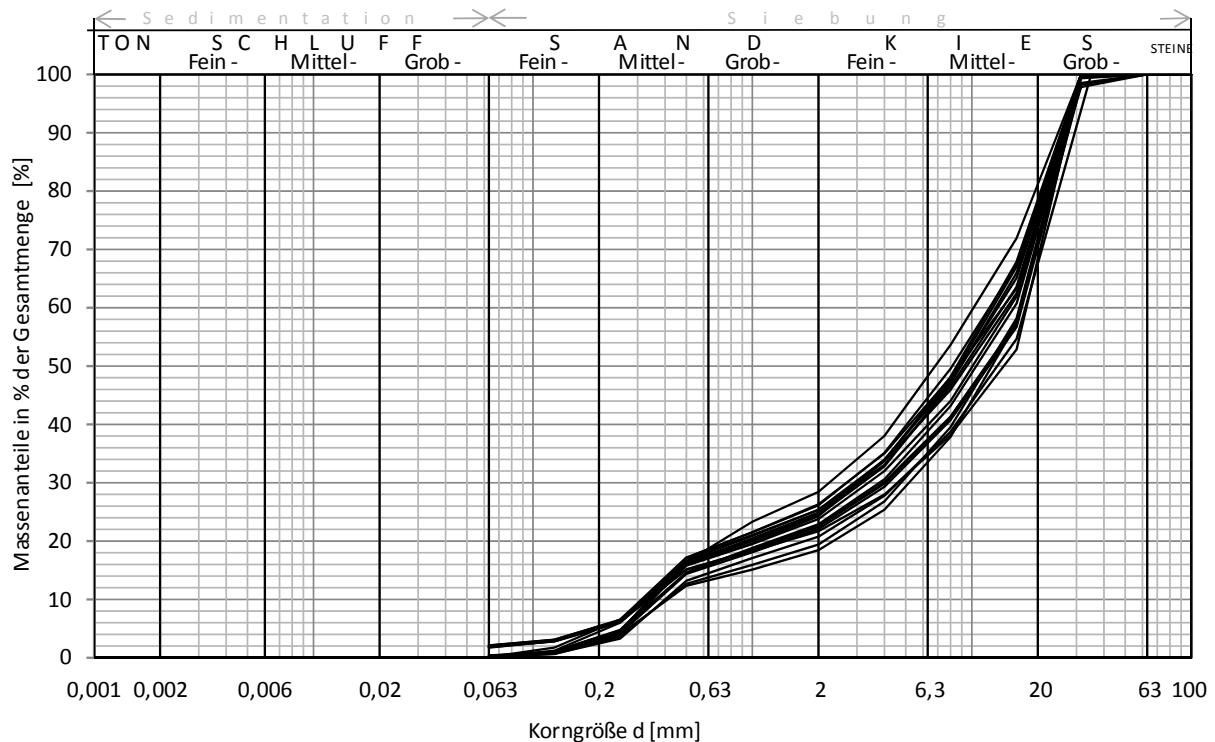


Abb. 6.11: Kornverteilungslinien der gut durchlässigen Schicht („Grundwasserleiter“) für das naturmaßstäbliche Modell.

Die Auswirkung der Einbaudichte auf die Größe des  $k$ -Wertes des sandig-kiesigen Schüttmaterials wurde im Labor mittels Durchlässigkeitsversuche mit konstanter Druckhöhe beurteilt. Abb. 6.12 veranschaulicht die Versuchsergebnisse in halblogarithmischer Darstellung. Diese zeigen einen linearen Zusammenhang zwischen den ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten in vertikaler Richtung (Streuung: von  $k = 9,0 \times 10^{-4}$  bis  $3,6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ) und dem zugehörigen Porenanteil (zwischen  $n = 0,16$  und  $0,27$ ). Aus dem Diagramm ist ersichtlich, dass die Ausgleichsgeraden größtenteils eine einheitliche Neigung aufweisen. Demnach erfährt das sandig-kiesige Schüttmaterial zufolge Verdichtung eine gleichmäßige Reduktion des  $k$ -Wertes. Unter der Voraussetzung eines quasi-homogenen Verdichtungszustandes mit lokalen Schwankungen der Einbaudichte durch Entmischungsvorgänge beim Einbau ergibt sich eine relativ enge Bandbreite des Durchlässigkeitsbeiwertes. Es sei angemerkt, dass das Material für den Grundwasserleiter zwar lagenweise, aber ohne zusätzliche Verdichtung geschüttet wurde.

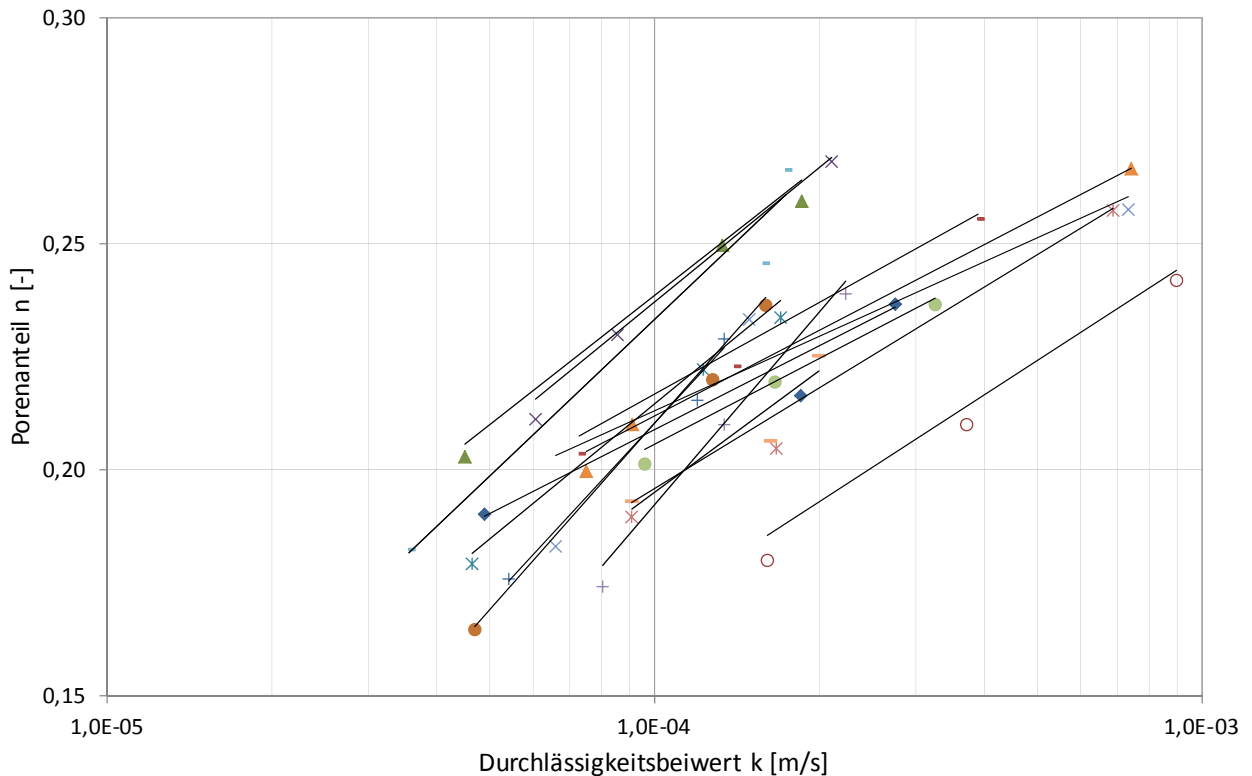


Abb. 6.12: Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  und dem Porenanteil  $n$  für das verwendete Grundwasserleiter-Schüttmaterial.

### 6.3.4 Drainagematerial

Das für die Entspannungssäule verwendete Drainagematerial entspricht einem rundkörnigen Kies der Körnung 16/32 mm und wird ähnlich wie das Bodenmaterial für den Grundwasserleiter im Kieswerk der Firma *Herzer* aus dem Donauschotter künstlich hergestellt. In Hinblick auf die Modellversuche muss der Drainagekies in erster Linie eine hohe Durchlässigkeit besitzen, um bei der Druckentlastung einen möglichst geringen Strömungswiderstand dem austretenden Sickerwasser entgegenzusetzen. Aufgrund der enggestuften Kornverteilungslinie des grobkörnigen Materials wird zudem sichergestellt, dass der  $k$ -Wert in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte nur innerhalb geringer Grenzen streut. Die mittels Versuche mit konstanter Druckhöhe ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte variieren von  $k = 1,0 \times 10^{-2}$  bis  $3,6 \times 10^{-2}$  m/s ( $k_{10} = 7,7 \times 10^{-3}$  bis  $2,8 \times 10^{-2}$  m/s) bei einem zugehörigen Porenanteil von  $n = 0,30$  bzw.  $0,35$ .

Die untersuchten Bodenproben besitzen in der lockersten Lagerung eine mittlere Trockendichte von  $\rho_d = 1,95$  g/cm<sup>3</sup>; der zugehörige maximale Porenanteil liegt bei  $n_{\max} = 0,28$ . In der dichtesten Lagerung weist der gleichkörnige Kies eine Trockendichte im Mittel von  $\rho_d = 2,09$  g/cm<sup>3</sup> auf und der minimale Porenanteil beträgt  $n_{\min} = 0,21$ .

## 6.4 Messsystem

### 6.4.1 Systemaufbau und Funktionsweise

Für die Beobachtung der Strömungsvorgänge im Damm-Modell wurde ein Messsystem eingesetzt, das eine kontinuierliche Erfassung der Druckpotentiale im Dammkörper bzw. im Grundwasserleiter sowie eine zeitsynchrone Aufzeichnung des Sickerwasserdurchflusses in der Entlastungsdrainage ermöglichte. Außerdem wurde mit Hilfe von Feuchtesensoren (*Deacagon Devices, Typ 10HS*) der Sättigungsvorgang in der feinkörnigen Bodenschicht gemessen. Das Messprofil ist in Abb. 6.13 dargestellt und verläuft in der Symmetrieachse des Modells.

In der wasserseitigen Dammkörperhälfte wurde der Sickerlinienverlauf bis zum Dichtkern mittels 4 piezoresistiven Drucksensoren (*Keller AG für Druckmesstechnik, Typ 36XW*; Messbereich: 0 – 1 bar) bestimmt, welche in Pegelrohren ( $\text{\O} 2''$ ) mit einem Filterrohr über die Höhe der Dammböschung am jeweiligen Messpunkt untergebracht waren.

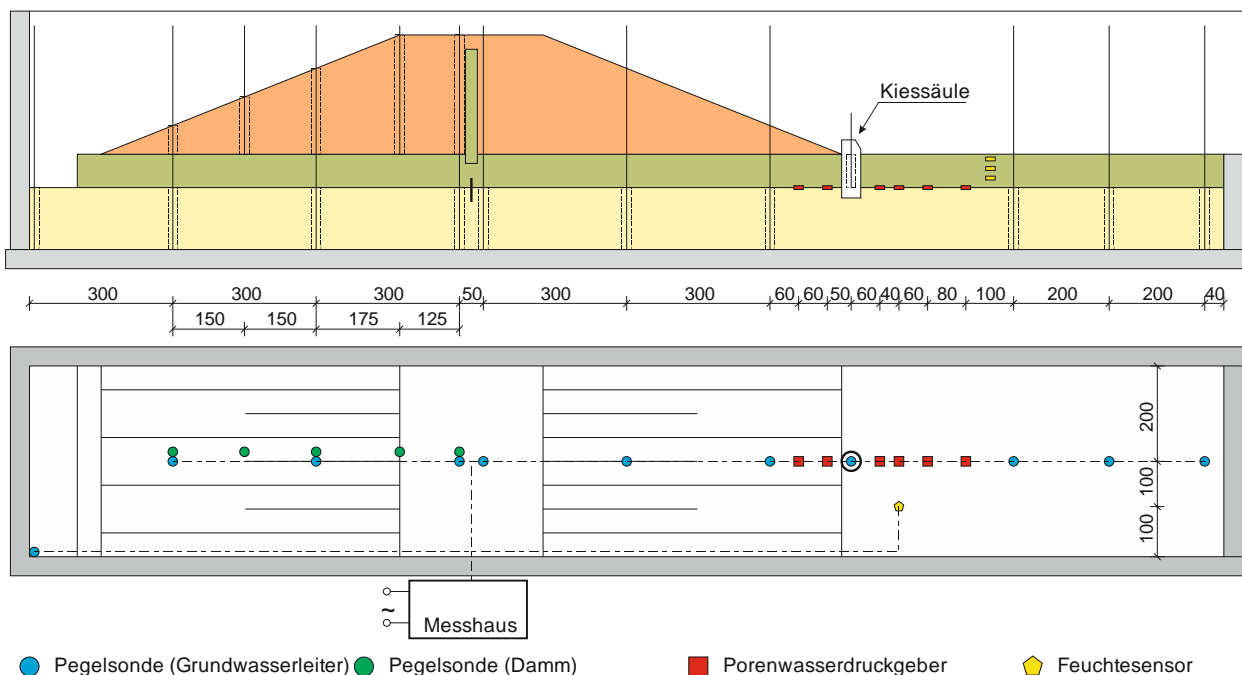


Abb. 6.13: Schematische Darstellung der Austeilung eingesetzter Sensoren entlang des Hauptmessprofils (Modelllängsachse) im Schnitt und Grundriss. (Bemaßung in cm)

Zur Erfassung der Druckpotentiale in der gut durchlässigen Untergrundsicht (Grundwasserleiter) dienten insgesamt 10 Beobachtungspegel ( $\text{\O} 2''$ ) mit darin installierten piezoresistiven Drucktransmittern der Firma *Keller AG* und 6 Porenwasserdruckgeber (Firma *Glözl GmbH, Typ EPK 4/7/1,5 K*; Messbereich 0 – 2 bar), welche im unmittelbaren Bereich der Drainagesäule in der Schichtgrenze dauerhaft eingebaut sind. Damit eine horizontale Anströmung der Beobachtungspegel gewährleistet werden konnte, wurden diese mit einer vollkommenen Filterstrecke über die gesamte Mächtigkeit der durchlässigen Schicht ausgebildet. Ein weiterer



Drucktransmitter befand sich direkt in der Drainagesäule und zeichnete den Wasserstand innerhalb des Aufsatzrohres zur Sickerwasserquantifizierung auf.

Die Lage der Messstellen entlang des beschriebenen Messprofils wurde auf Grundlage des theoretisch angenommenen Potentialverlaufes zufolge einer Druckentlastung der gut durchlässigen Schicht festgelegt. Damit vor allem die trichterartige Druckpotentialabnahme um die Entlastungsdrainage beobachtet werden konnte, wurden insbesondere in diesem Bereich die Porenwasserdruckgeber in einem engeren Achsabstand zueinander angeordnet. Für die Verteilung der Sensoren mussten jedoch auch die Anforderungen an eine möglichst geringe Beeinträchtigung der Strömung sowie des Bauablaufes durch die Pegelrohre berücksichtigt werden.

Damit eine hohe Aussagekraft der Messergebnisse erzielt werden konnte, wurde jeder Messwertaufnehmer vor dem Feldeinsatz zuerst unter Laborbedingungen einzeln überprüft und anschließend kalibriert. Die Kalibrierung ermöglichte somit eine Überprüfung der eingesetzten Sensoren des Messsystems auf die Korrektheit der von ihnen gemessenen Daten.

Einen Bestandteil des Messerfassungssystems bildete außerdem eine unabhängige Verformungsmessung der landseitigen Deckschicht mithilfe eines Nivelliergeräts außerhalb des Versuchsbeckens. Damit wurden im Zuge der Modellversuche die Hebungen der gering durchlässigen Schicht in Abhängigkeit von der Höhe des Wasserstandes beobachtet. Die Größe der vertikalen Verformungen von  $\Delta s_{max} = 5$  mm stellte das Kriterium für die Beurteilung des kritischen Wasserstandes und war ein Indikator für den Abbruch des Füllvorganges.

### 6.4.2 Messkette

Die Messkette (Abb. 6.14) für die Druckpotential-, Sickerwassermengen- und Feuchtemessung gliedert sich in 3 wesentliche Teile:

- Messwernerfassung mittels Pegelsonden, Porenwasserdruckgeber, Feuchtesensoren
- Messwertverarbeitung und -speicherung am Datenlogger
- Messwertanzeige und -speicherung am Computer

Die in den Beobachtungspegeln bzw. im Boden installierten Messwertaufnehmer sind kabelgebunden und an zwei Spannungsregler sowie einen Datenlogger *NI CompactRIO* angeschlossen. *CompactRIO* ist ein rekonfigurierbares Embedded-System für Datenerfassung mit austauschbaren Modulen. Die I/O-Module bieten eine messspezifische Signalkonditionierung sowie eine Isolierung der Messkanäle und ermöglichen den Anschluss von mehreren unterschiedlichen Sensoren an eine Messaufnahmereinheit. Die Programmierung des Datenloggers erfolgte mit *LabVIEW*. Allerdings aufgrund eines systembedingten Rauschens der Signale war eine Mittelwert-Filterung der Daten im Millisekunden-Bereich innerhalb der festgelegten Aufzeichnungsintervalle notwendig. Die Abtastrate der Messsignale von den Sensoren (16 Pegelsonden, 6 Porenwasserdruckgebern und 3 Feuchtesensoren) betrug 0,05 Hz. Dabei wurden die Daten direkt am Datenlogger abgespeichert und gleichzeitig auch an den

Computer zur Visualisierung und Speicherung übertragen. Der Computer diente außerdem zur Erfassung der Messsignale aus jenem Drucktransmitter, welcher in der Entlastungsdrainage zum Zweck der Sickerwassermengenmessung installiert war. Mit Hilfe dieser sekundären Messkette konnte die geforderte Messgenauigkeit von 2 mm bei der Wasserstandmessung vor dem kalibrierten Messwehr gewährleistet werden. Die Stromversorgung des Computers, des Datenloggers sowie der Spannungsregler erfolgte über eine Spannungsquelle (220 V).

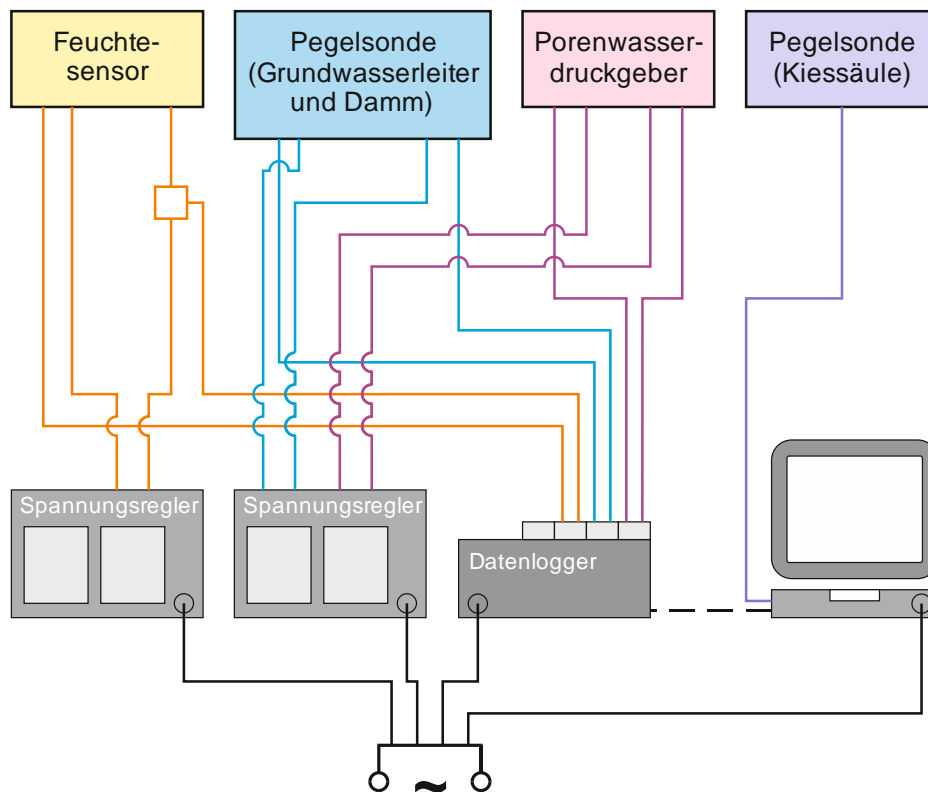


Abb. 6.14: Schematische Darstellung der Messkette zur Erfassung der physikalischen Größen.

### 6.4.3 Messwerterfassung zur Druckpotentialmessung

Die Messung der hydrostatischen Drücke zur Bestimmung der Druckpotentialverläufe auf die gering durchlässige Deckschicht erfolgte mit Hilfe des beschriebenen Systems aus Beobachtungpegeln mit Pegelsonden und den unmittelbar unterhalb der Deckschicht eingebauten Porenwasserdruckgebern. Auf eine exakte Bestimmung der absoluten Höhenlage der einzelnen Pegelsensoren wurde jedoch verzichtet, vielmehr diente der freie, ruhende Wasserspiegel in der gut durchlässigen Schicht als Null-Niveau für die Messauswertung jedes Modellversuchen. Lediglich die absolute Lage der Porenwasserdruckgeber musste auf dieses Niveau bezogen werden.

#### 6.4.4 Messwerterfassung zur Quantifizierung der Sickerwasseraustritte

Das Messsystem zur Registrierung des Durchflusses in der Drainagesäule besteht aus einem Aufsatzrohr aus Kunststoff mit integriertem *Thomson-Wehr* (Öffnungswinkel von  $30^\circ$ ) und schließt an die Kiessäule im Kopfbereich dicht an (Abb. 6.15). Um eine hohe Messgenauigkeit zu erzielen, wurden insgesamt drei Messwehre als Bestandteil der Rohraufsätze mit unterschiedlichem Durchmesser (klein:  $\varnothing 200$ ; mittel:  $\varnothing 400$ ; groß:  $\varnothing 600$  mm) zuerst im Labor kalibriert [88]. Während der Durchführung der naturmaßstäblichen Modellversuche befand sich in der Entlastungssäule ein piezoresistiver Drucktransmitter (*Keller, Typ 36XW*; Messbereich: 0 – 1 bar), welcher zur Aufzeichnung des Wasserstandes im Rohr diente. Aus der Höhendifferenz zwischen dem beim Wasseraustritt gemessenen Wasserspiegel und dem tiefsten Punkt des V-förmigen Messwehres wurde die zeitabhängige Durchflussmenge des Sickerwassers mit Hilfe der an die Messdaten (Abb. 6.16) angenäherten Funktion berechnet. Aufgrund der veränderlichen Position der Pegelsonde innerhalb der Drainagesäule durch Ein- und Ausbau im Zuge der Tests war es jedoch notwendig den genauen Zeitpunkt des ersten Wasseraustrittes nach jedem Versuchsbeginn zu bestimmen, um die Höhenlage der Messwehres für die Versuchsauswertung zu bestimmen.



Abb. 6.15: *Thomson-Wehr* zur Quantifizierung des Sickerwasserdurchflusses aus den Entlastungssäulen; links: Kalibrierung des Messwehres im Labor [88], Mitte: Anschluss der Kiessäule an das Rohr mit integriertem Messwehr, rechts: Rohrleitung zur Ableitung der Sickerwässer (sekundärer Wasserkreislauf).

Für die Messung des Wasserstandes in der Kiessäule wurde gegenüber dem restlichen Messsystem eine höhere Abtastrate von 0,01 Hz gewählt, damit auch die größeren Durchflüsse mit einer ausreichenden Genauigkeit registriert werden konnten. Obwohl dieser Drucktransmitter unabhängig von den restlichen Messwertaufnehmern der Messkette direkt an den Computer angeschlossen war, wurde durch eine Zeitkorrektur zu Beginn der Modellversuche eine zeitsynchrone Messung sichergestellt.

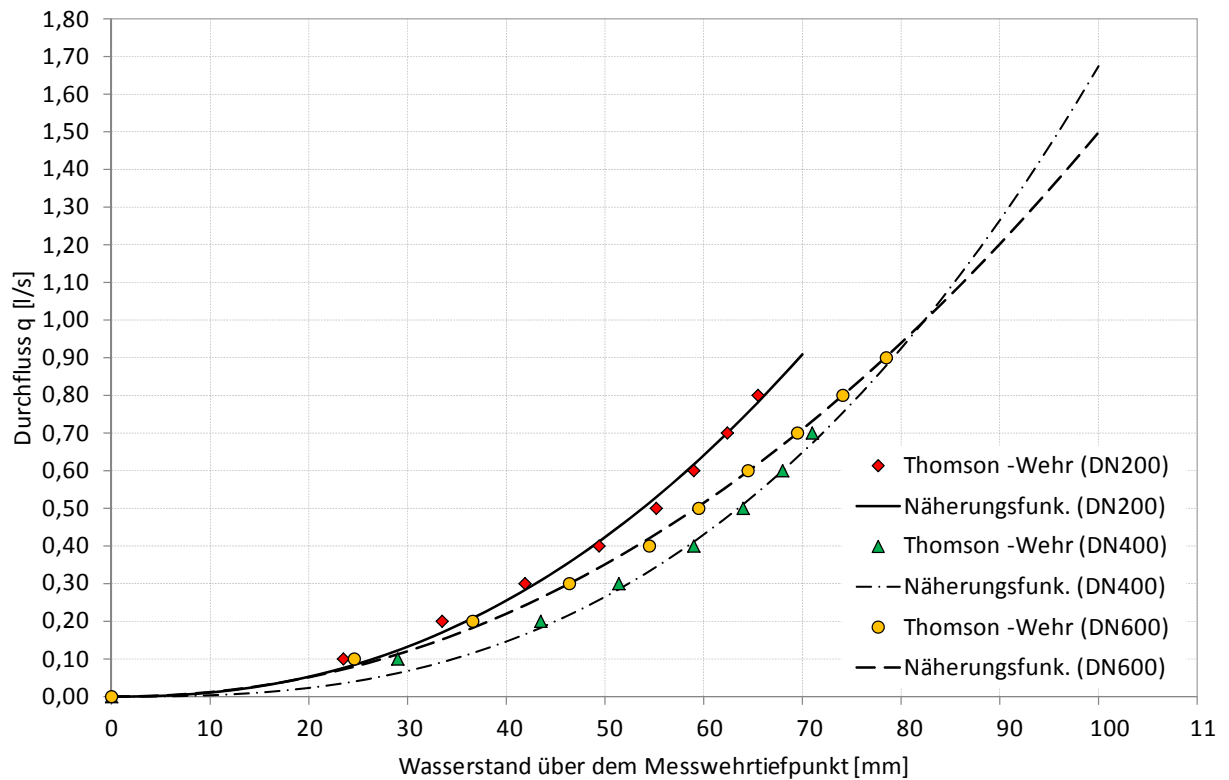


Abb. 6.16: Darstellung der Messergebnisse der Kalibrierung der *Thomson*-Wehre mit den zugehörigen Näherungskurven zur Quantifizierung der Sickerwasseraustritte aus den Entspannungssäulen (adaptiert nach [88]).

## 6.5 Versuchsablauf

Die Durchführung der Versuche im Naturmaßstab (Maßstab 1:1) ist gegenüber den kleinmaßstäblichen Modellen mit einem erheblich höheren Aufwand hinsichtlich einer Variation der Einflussgrößen verbunden. Aus diesem Grund wurde der Schwerpunkt der Untersuchungen in erster Linie auf die Beurteilung der Wirkungsweise von punktförmigen Druckentlastungen gelegt, und zwar von der Einzelsäule. Dabei wurden der Durchmesser (klein =  $\varnothing$  200 mm, mittel =  $\varnothing$  400 mm, groß =  $\varnothing$  600 mm), die Durchlässigkeit der Säule (mit und ohne Kiesfüllung) und teilweise auch die Einbindung (unvollkommene Filterstrecke: mit 0 % bzw. 15 %) variiert. Es wurden insgesamt 42 großmaßstäbliche Versuche durchgeführt. Zur Überprüfung der aufgezeichneten Messdaten erfolgten diese größtenteils in Form von Doppelversuchen (Erst- und Zweitversuch). Dazu musste vor allem zu Beginn der Versuchsreihen mit der „kleinen“ Drainagesäule ( $\varnothing$  200 mm) nahezu jeder Versuch zusätzlich wiederholt werden, weil lokale Versagen der landseitigen Deckschicht infolge von Erosionsbrüchen bzw. durch Aufschwimmen aufgetreten sind. Um größere Beschädigungen am Modell zu vermeiden, wurden solche Versuche abgebrochen und nach aufwendigen Sanierungsarbeiten der Bruchstellen erneut gestartet.

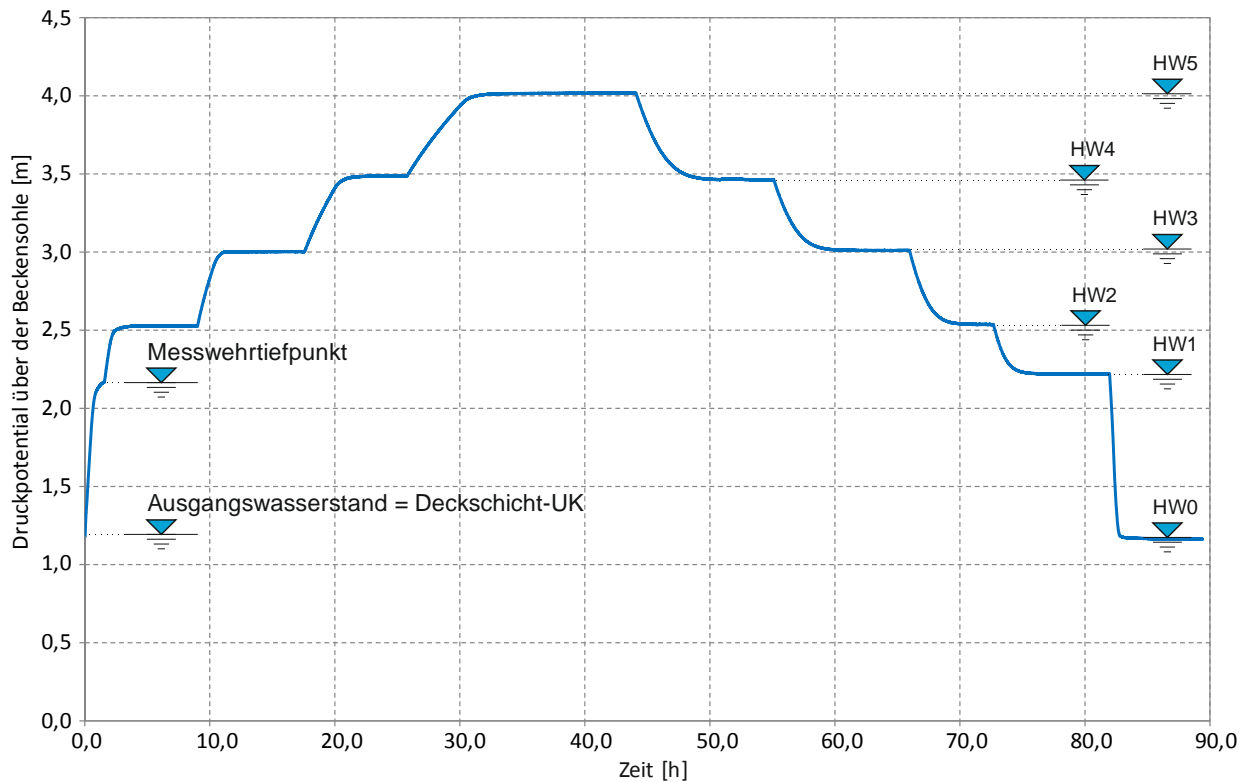


Abb. 6.17: Exemplarische Darstellung der Wasserstandsganglinie für naturmaßstäbliche Modellversuche.

Die Vorgehensweise bei der naturmaßstäblichen Modellierung unterscheidet sich nur gering von dem bereits beschriebenen Versuchsablauf am kleinmaßstäblichen Modelldamm (Kap. 5.4). Es wurde ebenfalls eine stufenförmige Ganglinie mit ausgeprägten stationären Staustufen angewandt. Damit konnten der Entlastungseffekt sowie die Sickerwassermenge unter zeitlich nicht veränderlichen Strömungsbedingungen untersucht werden. Die daraus gewonnenen Messdaten dienen der Kalibrierung des numerischen Vergleichsmodells. Die in Abb. 6.17 gezeigte Wasserstandsganglinie war jedoch nicht für alle Versuche gleich. Der höchste Wasserstand wurde je nach Wirkungsweise der Entlastungssäule durch den Wert für die zulässige Hebung der landseitigen Deckschicht zufolge der Auftriebskraft begrenzt. Dies bedeutete ein vorsichtiges Annähern an diesen Grenzzustand, da nach Überschreiten des kritischen hydrostatischen Druckes meist ein (lokales) Versagen der gering durchlässigen Schicht (Abb. 6.18) erfolgte. Für jeden Säulendurchmesser wurde daher im Zuge der Modellversuche ein unterschiedlicher maximaler Wassereinstau erreicht und den weiteren Untersuchungen zugrunde gelegt. Aus diesem Grund variiert die Anzahl der stationären Staustufen zwischen 2 und 4.

Um die gewünschte Ganglinie zu simulieren, wurde zu diesem Zweck ein eigens konstruiertes Positionierungssystem eingesetzt. Durch eine gezielte Veränderung der Höhenlage eines an die Anlage angeschlossenen Schlauches mit offenem Ende wurde der Wasserstand reguliert. Die Änderung der Staustufen fand aber erst nach dem Einstellen des stationären Durchflusses am Messwehr statt. Hierfür wurden die aufgezeichneten und am Bildschirm des Computers

visualisierten Messdaten der Wasserstandsmessung in der Drainagesäule berücksichtigt. Aufgrund der etwas abweichenden Wirkungsweise der untersuchten Entlastungssäulen variiert auch die Dauer der einzelnen Staustufen. Darüber hinaus erfolgte am Beginn jedes Versuches eine händische Zeitmessung bis zum ersten Wasseraustritt aus der Entlastungsdrainage, um die Bezugshöhe (Nullniveau) hinsichtlich des tiefsten Messwehrepunktes für die Quantifizierung der Sickerwässer zu definieren.



Abb. 6.18: Lokales Erosionsversagen der landseitigen Deckschicht während der Modellversuche.

## 6.6 Versuchsauswertung

### 6.6.1 Allgemeines

Die Auswertung der durchgeführten Messungen im Naturmaßstab erfolgt für ausgewählte Versuchsreihen, wobei auch jene Modellversuche zur Überprüfung der Ergebnisse dienen, die vorzeitig aufgrund lokaler Erosionsbrüche der landseitigen Deckschicht abgebrochen werden mussten. Um repräsentative Daten für die Kalibrierung des numerischen Vergleichsmodells zu gewinnen, werden die aufgezeichnete Druckpotentiale und die quantifizierten Sickerwasseraustritte der einzelnen Modellversuche analysiert und gegenübergestellt. Dieser Vergleich der untersuchten Parameter bildet zudem eine Grundlage um auch die Sensibilität des numerischen Vergleichsmodells zu überprüfen.

Zunächst sollen exemplarisch die Versuchsergebnisse für die „große“ Kiessäule mit  $\varnothing$  600 mm und fehlender Einbindung in den Grundwasserleiter beschreiben werden. Darauf aufbauend wird anhand der gewonnenen Messdaten die Auswirkung des Durchmessers (klein, mittel und groß) und der Durchlässigkeit (mit/ohne Kiesfüllung) der Entlastungssäule auf die Wirkungsweise diskutiert. Ergänzend dazu wird an der mittleren und großen Drainagesäule der Einfluss einer



unvollkommenen Einbindetiefe von ca. 15 % auf die Druckentlastung untersucht, die auch den in der Praxis ausgeführten Kiessäulen entsprechen.

### 6.6.2 Exemplarische Auswertung für die Einzelsäule mit $\varnothing$ 600 mm

Die meisten in den letzten Jahren im Zuge von Hochwasserschutzprojekten installierten Kiessäulen zur Druckentlastung besitzen einen Durchmesser von ca. 0,6 m und eine geringe Einbindung von ungefähr 1 m in die grundwasserleitenden Schichten. Aus diesem Grund soll am Beispiel der „großen“ Modellsäule mit  $\varnothing$  600 mm die Druckentlastungswirkung analysiert werden. Allerdings im Gegensatz zur Praxis wird zunächst eine Entlastungssäule ohne Einbindetiefe in den Grundwasserleiter untersucht. Damit entspricht die Entlastungsfläche der Querschnittsfläche der Säule.

Abb. 6.19 ist der Verlauf der simulierten stufenförmigen Ganglinie entsprechend der Drucklinie am Pegel Nr. 1 (Pegelsonde PS1) zu entnehmen. Im Diagramm sind auch die aufgezeichneten Druckpotentiale an den jeweiligen Messstellen für die gesamte Versuchsdauer von ungefähr 85 Stunden (~3,5 Tage) ersichtlich. Diese stimmen zwar qualitativ mit der simulierten Hochwasserganglinie überein, aufgrund der Druckentlastung zufolge der Kiessäule am landseitigen Dammfuß ergeben sich jedoch zum Teil deutliche quantitative Unterschiede. Wäre keine Entspannung vorhanden, würde die hydrostatische Belastung auf die bindige Deckschicht aufgrund der undurchlässigen Modellränder den gleichen Wert annehmen wie die im Einstaubereich am Pegel Nr. 1 gemessene Druckhöhe.

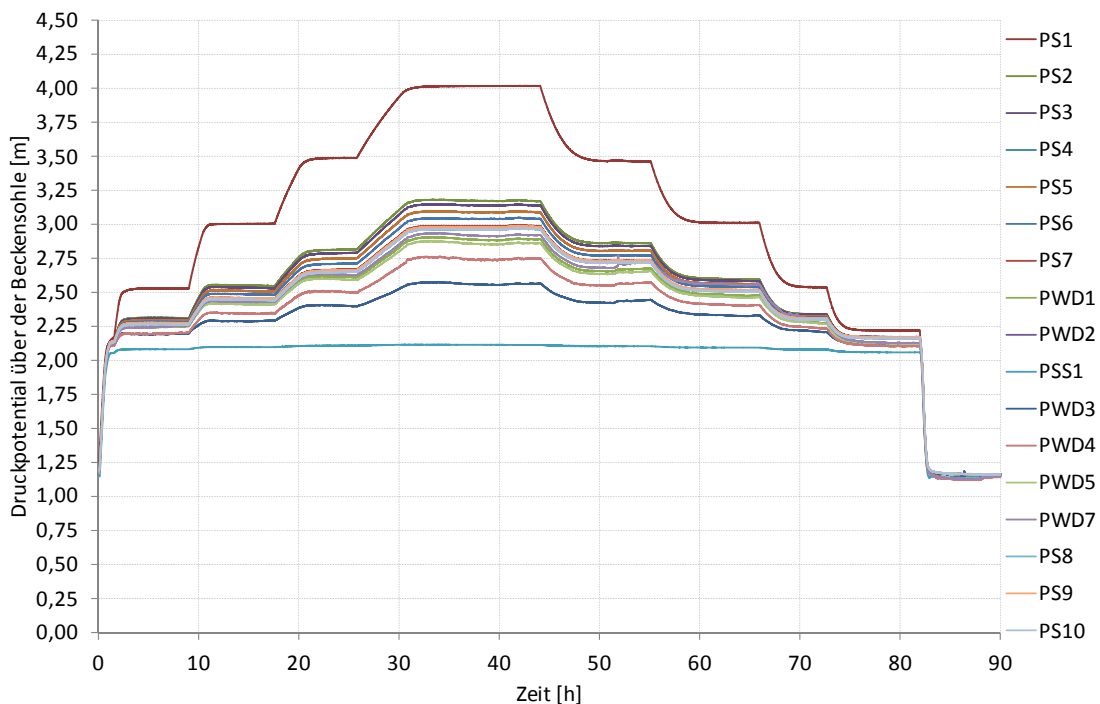


Abb. 6.19: Zeitlicher Verlauf der Potentiallinien in Abhängigkeit vom Wasserstand am Beispiel der  $\varnothing$  600 mm Kiessäule ohne Einbindung.

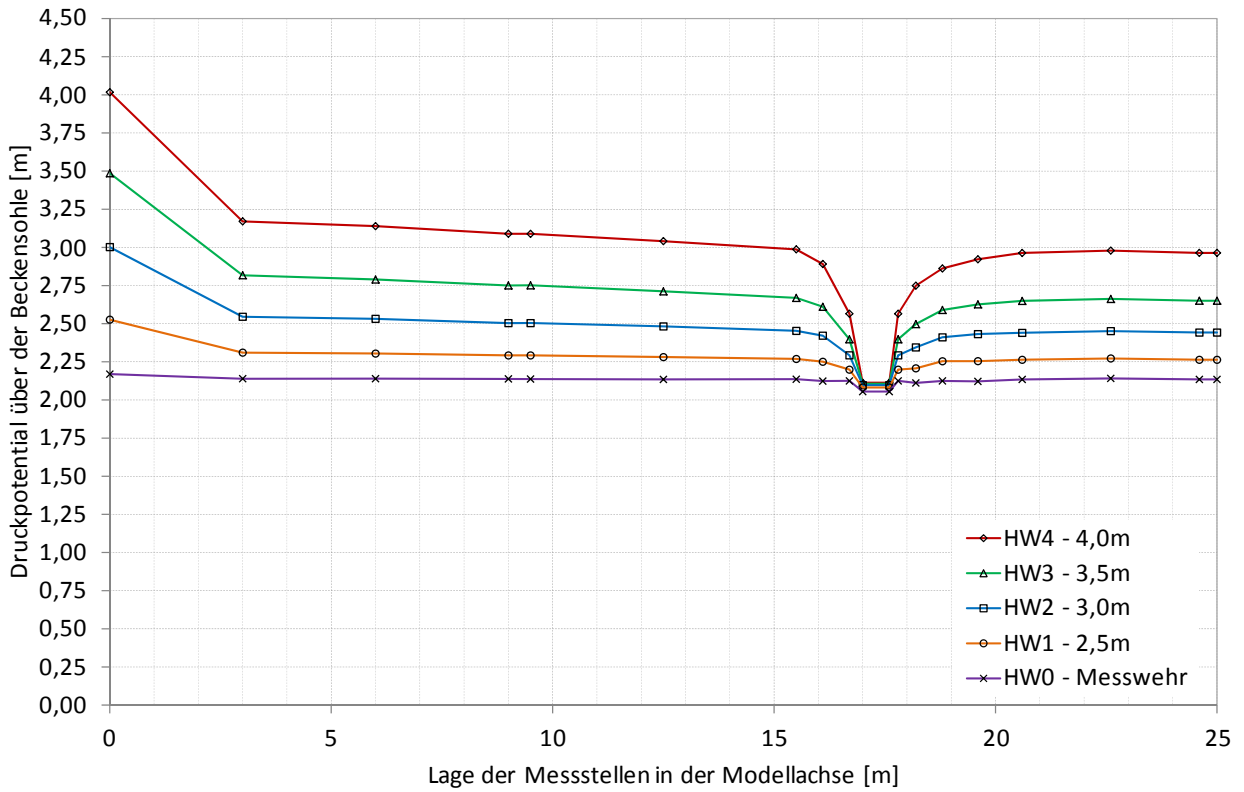


Abb. 6.20: Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände zufolge der großen Kiessäule mit  $\varnothing$  600 mm und ohne Einbindung.

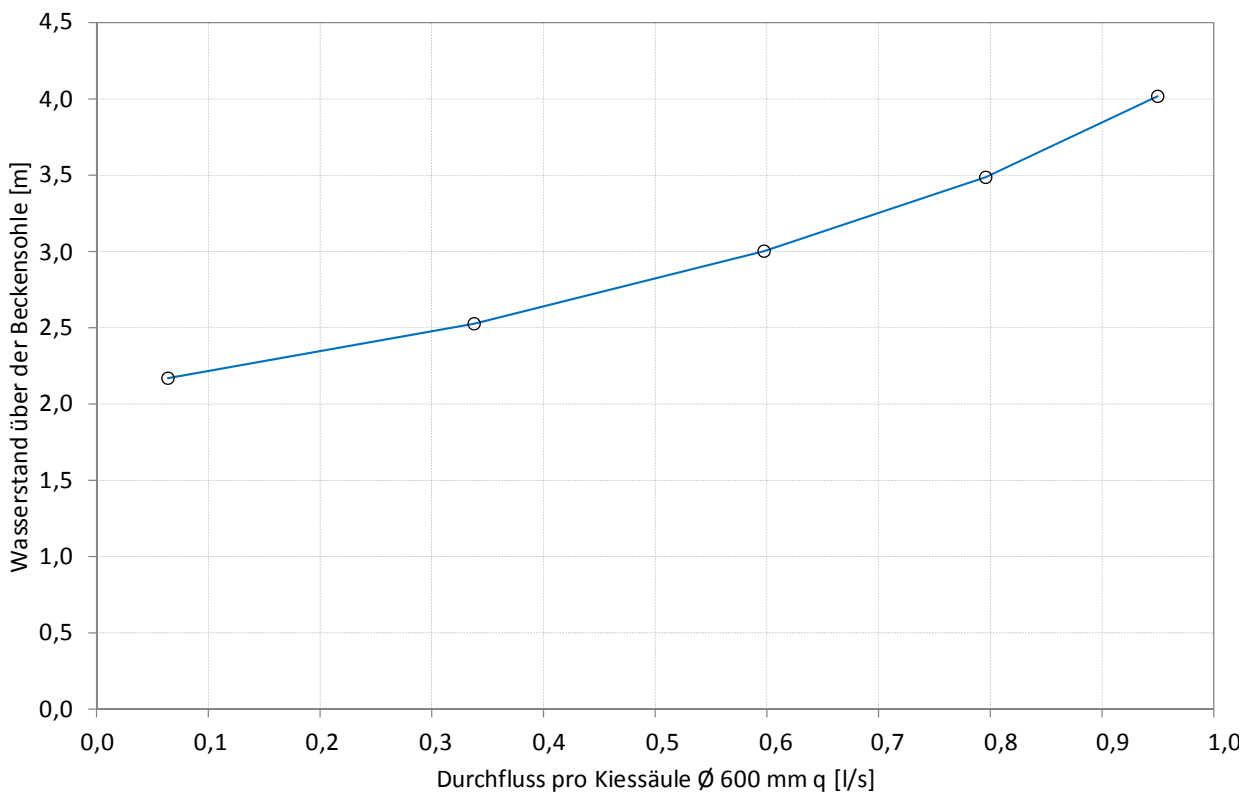


Abb. 6.21: Durchflusskurve für die Kiessäule mit  $\varnothing$  600 mm und ohne Einbindung.



Werden für die an den Messpunkten entlang der Modelllängsachse aufgezeichneten Potentialwerte durch einen Linienzug verbunden, lässt sich damit die Druckverteilung auf die bindige Deckschicht im Längsprofil darstellen. Diese ist für die Beurteilung der Entlastungswirkung von Bedeutung und bildet zugleich die Grundlage für die Bestimmung der Standsicherheit gegenüber hydraulischem Versagen der gering durchlässigen Schicht. Wäre eine Grundwasserströmung über die Modellränder hinaus möglich, würde im Falle eines ausreichend speicherwirksamen Porenraumes innerhalb der wasserführenden Schicht eine zusätzliche Druckreduktion unabhängig von der Wirkungsweise der Entlastungsdrainage stattfinden. Diese sekundäre Entlastung wird ebenfalls durch das Vorhandensein eines im Hinterland befindlichen natürlichen oder künstlichen Vorfluters hervorgerufen.

In Abb. 6.20 ist ersichtlich, dass am Beginn der Messprofils ein ausgeprägt starker Druckabbau erfolgt. Eine mögliche Ursache dafür könnte eine teilweise Kolmatierung des stark durchlässigen, grobkörnigen Untergrundes im Bereich der Versickerungsfläche in Kombination mit der Druckentlastungswirkung der Kiessäule sein. Durch die Vielzahl von Versuchen und zahlreiche Versuchswiederholungen – in einem Zeitraum von mehr als 1,5 Jahren – gelangte feinkörniges Bodenmaterial aus der Dammkörperoberfläche sowie Feinstaub aus dem Kiesgrubenbetrieb über das Wasser in den Grundwasserleiter und führte zu einer lokalen Reduktion der Durchlässigkeit. Aus hydraulischer Sicht könnte dieser Effekt auch durch die Richtungsänderung der Strömung verstärkt werden; das Wasser muss zunächst vertikal strömen, bevor sich eine waagrechte Strömung unterhalb der Dammaufstandsfläche ausbildet. Hierzu kommt auch der Einfluss der geometrisch begrenzten Mächtigkeit des Grundwassersträgers. Da jedoch im Rahmen der kleinmaßstäblichen Modelltests ähnliches Verhalten festzustellen wurde und die Ursache dafür auf Basis ergänzender Versuche primär auf eine örtliche Kolmatierung im Versickerungsbereich zurückzuführen war, ist auch im Falle der Großversuche von einer Kolmatierung auszugehen.

Betrachtet man den Druckverlauf in einer größeren Entfernung zum Einstaubereich, so baut sich das Druckpotential kontinuierlich, bis zur Entlastungsstelle, ab, wo der Überdruck vollständig auf das Niveau der Ausflussebene entspannt wird. Die Druckhöhe am Messwehrausfluss (Niveau der Entlastungsebene) ändert sich dabei mit zunehmendem Sickerwasserdurchfluss nur geringfügig und hat somit untergeordneten Einfluss auf die Größe des Potentials. Um die einseitig angeströmte Kiessäule entsteht ein axialsymmetrischer Druckentlastungstrichter, dessen räumliche Ausdehnung sich auf den Nahbereich der Entlastungssäule beschränkt. Landseitig von der Kiessäule steigt der Druck in relativ kurzer Entfernung zur Entlastungsstelle aufgrund der undurchlässigen hydraulischen Randbedingung auf ein konstantes Potential an. Der erzielbare Druckabbau in Bezug auf den höchsten Wasserstand von 2,0 m über der Deckschicht-Oberkante beträgt ca. 47 %. Wäre eine Grundwasserströmung über die Modellränder hinaus möglich, würde im Falle eines ausreichend speicherwirksamen Porenraumes innerhalb der wasserführenden Schicht eine zusätzliche Druckreduktion unabhängig von der Wirkungsweise der Entlastungsdrainage stattfinden. Diese sekundäre Entlastung wird ebenfalls durch das

Vorhandensein eines im Hinterland befindlichen natürlichen oder künstlichen Vorfluters hervorgerufen.

Die graphische Darstellung der Durchflüsse aus der Kiessäule in Abhängigkeit von der hydrostatischen Druckhöhe stimmt mit der Näherungsfunktion des Messwehres qualitativ gut überein, was die hohe Genauigkeit der Messung bestätigt. Für die Kiessäule ohne Einbindung mit  $\varnothing 600$  mm wurde beim höchsten Wasserstand von ca. 2 m über der Deckschicht-Oberkante ein maximaler Durchfluss von ca. 1,0 l/s gemessen. Vergleicht man die Sickerwasseraustritte während der stationären Stufen für den steigenden und den fallenden Ast der simulierten Ganglinie, lässt sich dabei ein quantitativer Unterschied feststellen. Demnach tritt bei der Wasserspiegelanhebung eine etwas größere Wassermenge durch die Entlastungssäule aus, wie beim Absenkvorgang. Aus der Summe der ermittelten Durchflüsse für die gesamte Versuchsdauer kann Abb. 6.21 die Gesamtsickerwassermenge für das untersuchte Modell bestimmt werden.

### 6.6.3 Untersuchung des Säulendurchmessers

Um den Einfluss des Durchmessers auf die Wirkungsweise der Kiessäule zu beurteilen, werden die Ergebnisse der drei untersuchten Entlastungssäulentypen (klein, mittel, groß) auf Grundlage der vorhin diskutierten Auswertungen analysiert. Da es mit den zur Verfügung stehenden technischen Mitteln kaum möglich war, eine Einbindung der „kleinen“ Säule ( $\varnothing 200$  mm) in die gut durchlässige Schicht herzustellen, erfolgt die Gegenüberstellung für den Fall ohne Einbindung (EIN 0%). Obwohl die einzelnen Kiessäulen teilweise unterschiedliche kritische Druckhöhen (maximaler Einstau) aufweisen, wird zum Zweck einer direkten Vergleichbarkeit der Drucklinien ein einheitlicher Einstauwasserstand von ca. 3,3 m über der Beckensohle herangezogen. Dieser entspricht der maximalen hydraulischen Belastung im Zuge der Versuchsreihen mit der  $\varnothing 200$  mm Säule.

Die in Abb. 6.22 dargestellten Drucklinien der untersuchten Entlastungssäulen veranschaulichen die quantitativen Unterschiede in der Entspannungswirkung, deuten aber auch auf eine mögliche Modellanomalie hin, da die Druckverläufe zufolge der „kleinen“ und „mittleren“ Kiessäule nur gering voneinander abweichen. Dies lässt sich damit begründen, dass die Kiessäule keine ausreichende hydraulische Verbindung mit dem gut durchlässigen Untergrund aufweist und im Bereich der Entlastungsfläche durch eine stärker verdichtete Bodenschicht mit örtlich geringer Durchlässigkeit begrenzt ist. Damit erfolgt auch nach Vergrößerung der wirksamen Sohlfläche gegenüber der  $\varnothing 200$  mm Kiessäule keine deutliche Verstärkung der Druckentlastung im Hinterland. Aus diesem Grund wurde vor Beginn ausgewählter Versuche versucht, die oberste Lage des grobkörnigen Untergrundes aufzulockern. Damit konnte jedoch keine merkbare Veränderung erzielt werden. Erst nach Vergrößerung der Eintauchtiefe von der Kiessäule mit  $\varnothing 400$  mm wurde ein verstärkter Druckabbau festgestellt. Nach dem Wiederverfüllen der Einbindelänge mit bestehendem Schüttmaterial wurden die Kiessäule auf den nächsthöheren

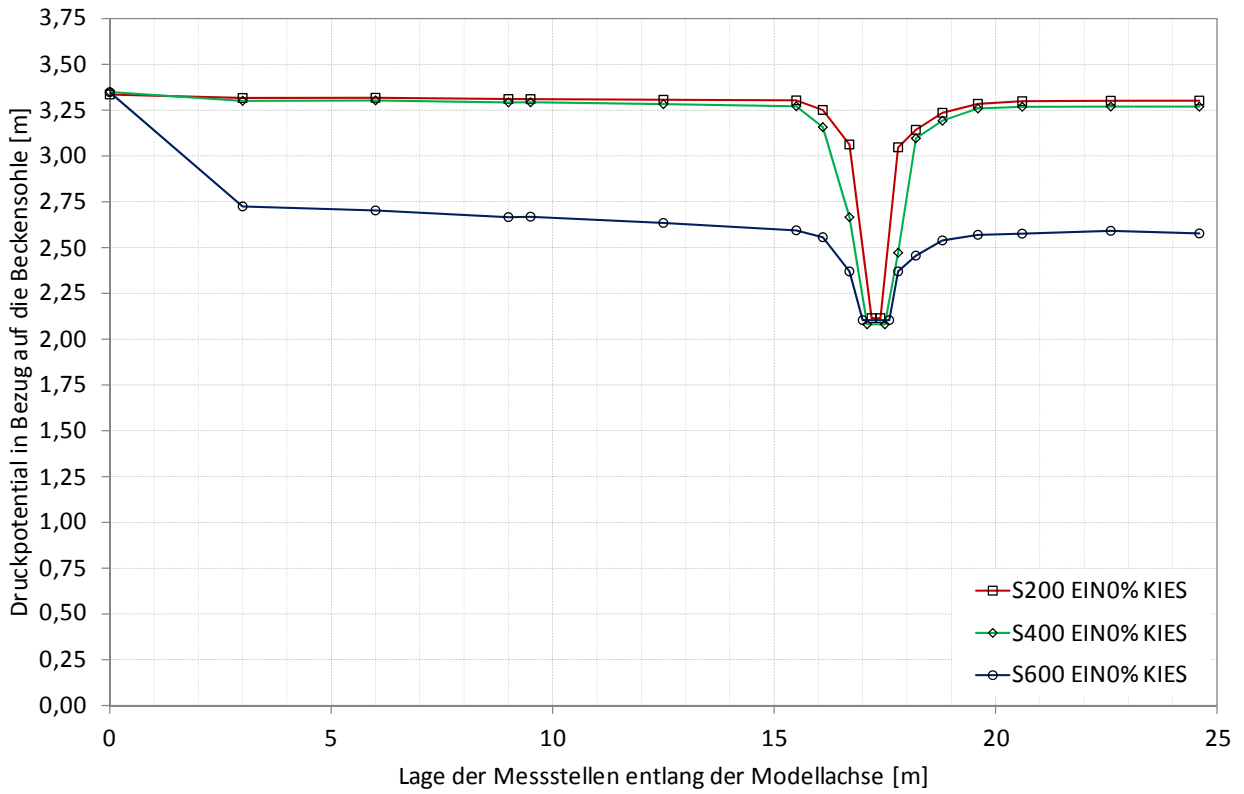


Abb. 6.22: Drucklinien für nicht eingebundene Kiessäulen mit unterschiedlichem Durchmesser.

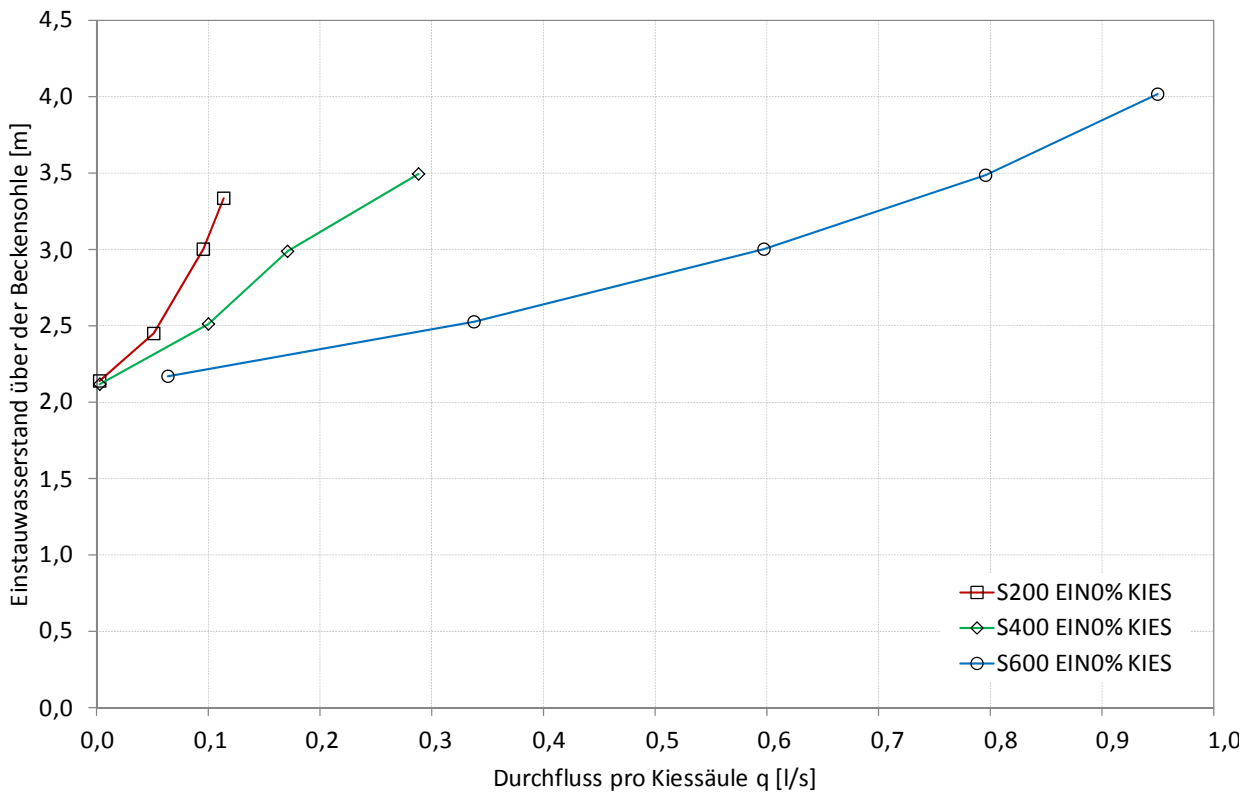


Abb. 6.23: Durchflusskurven für nicht eingebundene Kiessäulen mit unterschiedlichem Durchmesser.

Durchmesser ausgebaut und weitere Versuche durchgeführt. Für alle untersuchten Säulendurchmesser wurde im Bereich der Entlastungsstelle ein ähnlicher Verlauf im Druckabbau gemessen. Der Unterschied liegt jedoch in der absoluten Größe der erzielten Druckentspannung. Die prozentuelle Reduktion des hydrostatischen Wasserdruckes in Bezug auf den Einstauwasserstand von ca. 3,3 m über der Versuchsbeckensohle (Wasserspiegel 1,3 m oberhalb der Deckschicht-Oberkante) beträgt bei der „kleinen“ 3 %, bei der „mittleren“ 6 % und bei der „großen“ Kiessäule 56 %.

Die in Abb. 6.23 dargestellten Durchflusskurven zeigen die Ergiebigkeit der untersuchten Kiessäulen in Abhängigkeit von Einstauwasserstand. Demnach betragen die bei einem Wasserstand von ca. 3,3 m (maximaler Wasserstand für die Säule mit  $\varnothing$  200 mm) über der Beckensohle gemessenen Durchflüsse 0,1 l/s für die Kiessäule mit  $\varnothing$  200 mm und 0,3 l/s für die Kiessäule mit  $\varnothing$  400 mm. Obwohl in beiden Fällen nahezu ähnlicher Druckverlauf aufgezeichnet wurde, kann bei der mittleren Kiessäule ( $\varnothing$  400 mm) aufgrund der größeren Fläche ein stärkerer Durchfluss beobachtet werden. Das Maximum von ca. 0,95 l/s wurde jedoch beim Säulendurchmesser von 600 mm gemessen.

#### 6.6.4 Untersuchung der Säulendurchlässigkeit

Punktförmige Druckentlastungselemente werden in der Regel in Form von Entlastungsbrunnen oder Kiessäulen hergestellt (siehe Kap. 4). In Österreich wurden in den letzten Jahren überwiegend vliesummantelte Drainagesäulen eingesetzt, während die Installation von Brunnen zur Druckentlastung nur in Sonderfällen vorkam. In beiden Fällen muss eine hohe Systemdurchlässigkeit gewährleistet sein, um eine ausreichende Druckentlastung zu erzielen. Die Kiesfüllung bzw. die Schlitzöffnungen bei Brunnen erhöhen jedoch den Strömungswiderstand, der eine direkte Auswirkung auf den Durchfluss hat. Darüber hinaus wird der Wirkungsgrad einer Druckentlastungsmaßnahme von der Differenz des  $k$ -Wertes vom durchlässigen Untergrund und dem Entspannungselement beeinflusst. Um die Auswirkung der Säulendurchlässigkeit zu untersuchen und zugleich Messdaten für eine numerische Modellkalibrierung zu gewinnen, erfolgten die naturmaßstäblichen Versuche mit bzw. ohne Kiesfüllung der Säule.

In Abb. 6.24 sind die Drucklinien der exemplarisch dargestellten Versuchsreihen gegenübergestellt. Die Auswirkung der Durchlässigkeit auf die Wirkungsweise der Säule lässt sich am besten anhand der Auswertung für die „große“ Entlastungssäule beschreiben. Demnach wird beim höchsten Einstauwasserstand von ca. 4 m über Beckensohle im Falle der Säule ohne Kiesfüllung ein um ca. 0,3 m stärkerer Druckabbau als im Falle der echten Kiessäule erzielt. Aufgrund des geringeren Strömungswiderstandes nimmt dabei auch die Sickerwassermenge deutlich zu. Bei den beiden kleineren Durchmessern ( $\varnothing$  200 mm und  $\varnothing$  400 mm) findet aufgrund der bereits beschriebenen Modellanomalie zu keiner nennenswerten Veränderung im Druckverlauf.

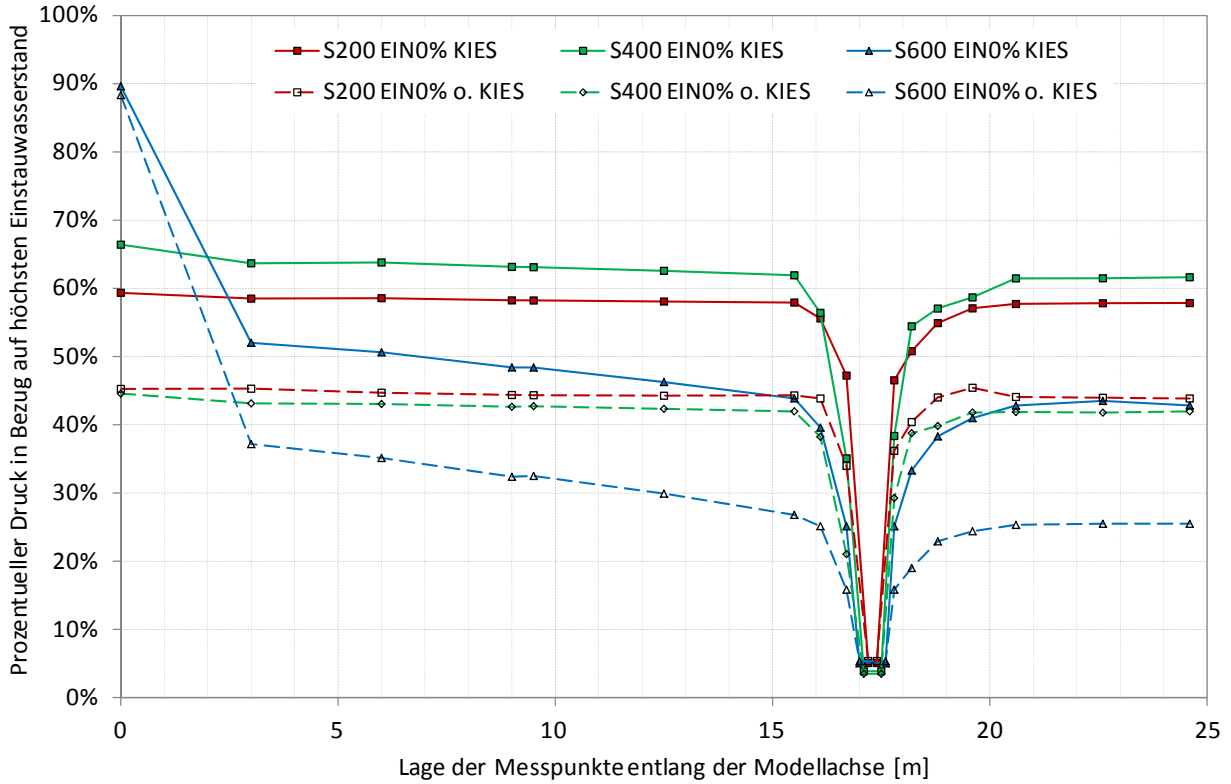


Abb. 6.24: Prozentueller Druckabbau in Bezug auf höchsten Einstauwasserstand für nicht eingebaute Entlastungssäulen (mit und ohne Kiesfüllung) mit unterschiedlichem Durchmesser.

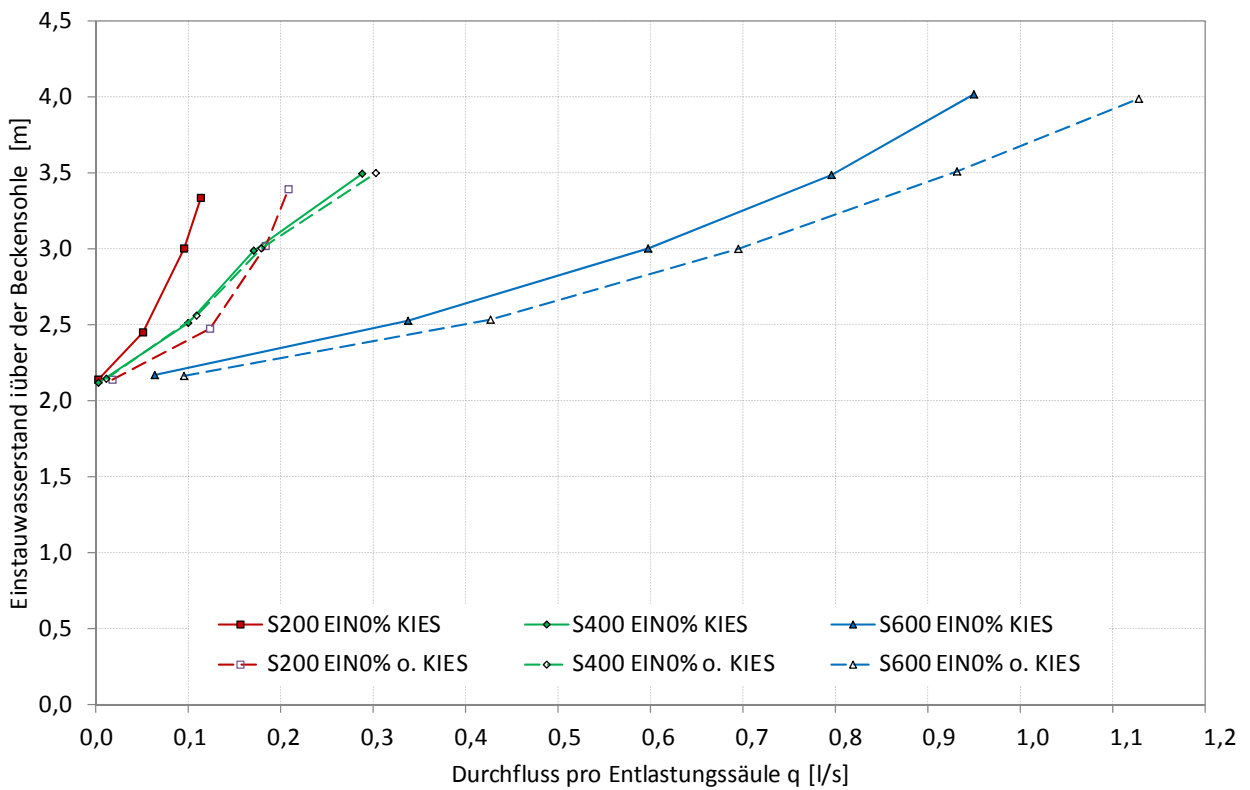


Abb. 6.25: Durchflusskurven für nicht eingebaute Entlastungssäulen mit und ohne Kiesfüllung in Abhängigkeit vom Durchmesser.

Im Vergleich der Entlastungssäulen mit und ohne Drainagekies wurde ebenfalls eine lediglich geringe Zunahme des Durchflusses beobachtet und bestätigt die geringe Differenz zwischen der Durchlässigkeit des Untergrundes und der Entlastungssäule. Der Einfluss der Säulendurchlässigkeit auf die austretende Sickerwassermenge kann dem Diagramm in Abb. 6.25 entnommen werden. Am deutlichsten ist der Unterschied für die größte Entspannungssäule ersichtlich. Demnach ergibt sich für die Entlastungssäule ohne Kiesfüllung bei jeder Staustufe eine konstante Zunahme des Durchflusses von ca. 17 % gegenüber der Kiessäule. Der Einfluss der Säulendurchlässigkeit lässt sich auch für den Fall der Ø 200 mm Säule beobachten, wo nahezu eine Verdoppelung des Wasserdurchflusses stattfindet.

### 6.6.5 Untersuchung der Einbindetiefe

Aus den bisher durchgeführten Untersuchungen geht für die untersuchten Modellgeometrie hervor, dass sich mit der Verlängerung der Einbindetiefe in den durchlässigen Untergrund der Einfluss der waagrechten Zuströmung zum Drainageelement erhöht, was neben der Zunahme des Durchflusses auch eine Verstärkung der Entlastungswirkung zur Folge hat. Während die Tiefe der Entlastungsbrunnen nahezu beliebig gewählt werden kann, ist die Kiessäulenlänge herstellungsbedingt begrenzt. Erfahrungsgemäß binden diese meistens nur gering in die grundwasserleitende Bodenschicht ein und besitzen somit eine kurze unvollkommene Filterstrecke. Da jedoch die Mächtigkeit der Grundwasserträger bereits kleinräumig starke Schwankungen aufweisen kann, ist die Bestimmung des Eintauchverhältnisses meist sehr schwer. Im Rahmen der Modellversuche wurde daher primär kurze Einbindung der Entlastungssäulen untersucht. Dies war jedoch zum Teil auch durch die herstellungstechnischen Schwierigkeiten bei Einbau von Entlastungselementen mit größerer Einbindetiefe bedingt. Die im Folgenden untersuchte Einbindetiefe an der "mittleren" und "großen" Kiessäule entspricht einem Eintauchverhältnis (Einbindelänge zu Grundwasserletermächtigkeit) von ca. 15%.

Abb. 6.26 stellt den Vergleich zwischen der Säule ohne und mit einer unvollkommenen Einbindung anhand der ermittelten Drucklinien dar. Insbesondere für die Entlastungssäule mit dem "mittleren" Säulendurchmesser (Ø 400 mm) wird der Unterschied deutlich und bestätigt den vorhin diskutierten Verdacht einer Modellanomalie hinsichtlich der schwachen Wirksamkeit der Kiessäule ohne Einbindung. Darüber hinaus bewirkt bereits eine geringe Einbindung von ca. 15% einen deutlichen Druckabbau im Hinterland. Im Falle der "großen" Kiessäule wurde jedoch eine reduzierte Druckentlastung festgestellt. Dieses Verhalten ist primär auf die Reduktion des Zuflusses in die Kiessäule aufgrund des eingebauten Lochblechkorb zur Stützung des grobkörnigen Schüttmaterials zurückzuführen und kann auch anhand des verringerten Durchflusses beobachtet werden. Für alle Kiessäulen mit ausgeprägter Druckentlastung ist gemeinsam, dass eine Abnahme des Druckpotentials im Nahbereich der wasserseitigen Sickerfläche stattfindet. Da dieses Verhalten anhand der gewonnenen Messergebnisse nicht eindeutig erklärt werden kann, sind hierzu im Rahmen der numerischen Vergleichsrechnungen bzw. Kalibrierung ergänzende Untersuchungen notwendig.

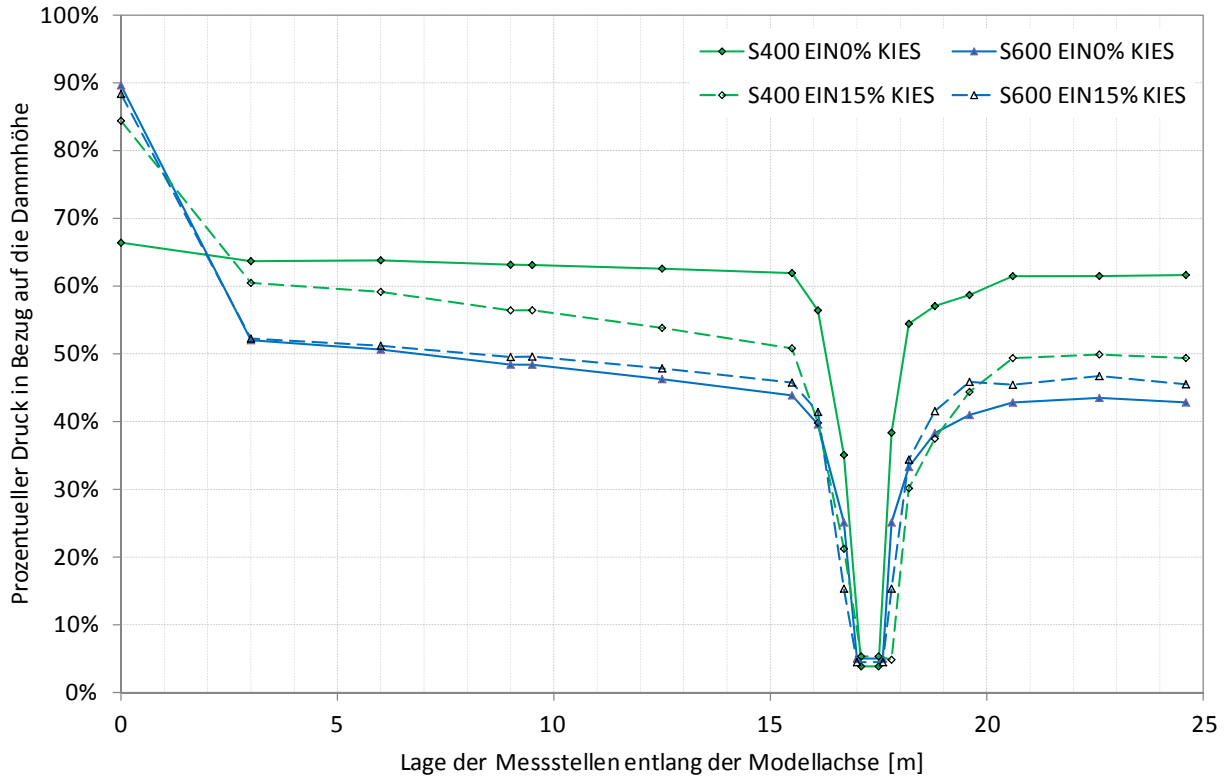


Abb. 6.26: Prozentueller Druckabbau in Bezug auf höchsten Einstauwasserstand (=Dammhöhe) für Kiessäulen mit variierender Einbindung in den Grundwasserleiter.

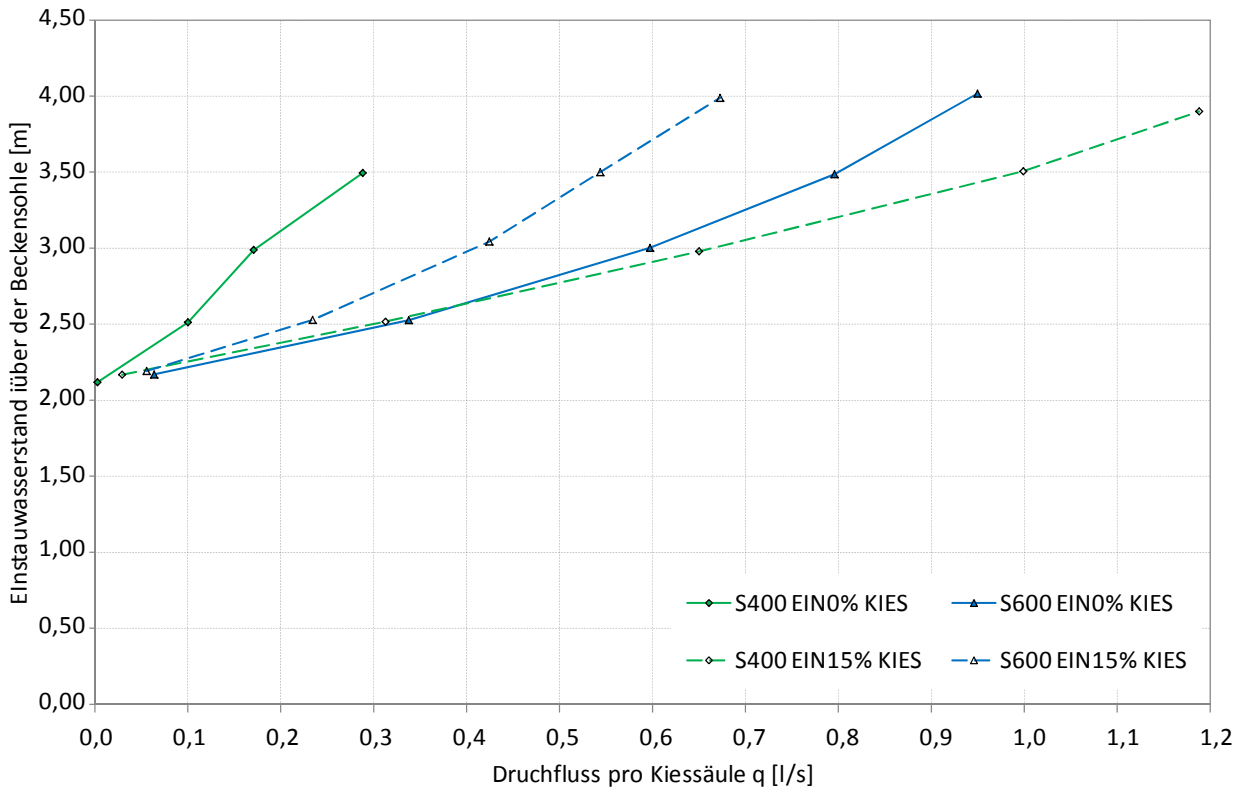


Abb. 6.27: Durchflusskurven für Kiessäulen mit variierender Einbindung in den Grundwasserleiter.

Die berechneten Durchflusskurven in Abb. 6.27 weisen ebenfalls eine starke Streuung hinsichtlich der Wirkungsweise der untersuchten Kiessäulen. Wenn man die Ergebnisse am Beispiel der “mittleren“ Kiessäule gegenüberstellt, erfolgte durch die Herstellung der Einbindung eine hydraulische Verbindung mit der stärker durchlässigen Bodenschicht, was zu einer deutlichen Erhöhung des Wirkungsgrades der untersuchten Kiessäule beim gleichzeitigem Anstieg der Sickerwasseraustritte führte. Dieses Ergebnis veranschaulicht den Einfluss der die Einbindung der Kiessäulen in den gut durchlässigen Untergrund.



# 7 Numerische Modellrechnungen

## 7.1 Einleitung

Die numerische Modellierung der Unterströmung stellt einen wichtigen Beitrag zur Beschreibung der Wirkungsweise von Druckentlastungssystemen dar. Die Genauigkeit solcher Berechnungsmodelle – die tatsächlichen Verhältnisse nachzubilden – hängt jedoch stark von den Modellannahmen und der Idealisierung des Gesamtsystems ab, die zusätzlich zu den variierten Eingangsparametern eine Streuung der Ergebnisse bewirken. In idealer Weise bieten sich hierfür gekoppelte hybride Modelle an, weil durch eine Kalibrierung des numerischen Modells anhand der experimentell ermittelten Daten (Groß- und Modellversuche) eine optimale Übertragung der Simulationsergebnisse in die Natur möglich ist. Basierend auf der physikalischen Modellierung können mithilfe eines kalibrierten Modells Ergebnisse mit deutlich geringerem (Zeit)Aufwand gewonnen werden. Gleichzeitig lässt sich durch Parameterstudien auch die Auswirkung verschiedener Modellgrößen (z.B. Durchlässigkeit, Heterogenität, Ausdehnung des Untergrundes etc.) auf die Druckentlastung genau untersuchen, deren Variation in einem physikalischen Modell oftmals nur in reduziertem Maße bzw. kaum möglich ist. Mit diesen Erkenntnissen über das grundlegende Systemverhalten können Empfehlungen für eine optimierte Dimensionierung von Druckentlastungssystemen formuliert, sowie Prognosemodelle zur Quantifizierung der Sickerwässer abgeleitet werden.

Als Simulationsprogramm wurde das Finite-Elemente-Programm *GGU Software* der *Civilserve GmbH* ([18], [19], [20] und [21]) verwendet, das sich in der Praxis gut für zwei- und dreidimensionale geohydraulische Berechnungen bewährt hat.

## 7.2 Simulationsprogramm

Die *GGU Software* stellt mit den Programmpaketen *GGU-FLOW* und *GGU-TRANSIENT* eine Methode der finiten Elemente (FEM) zur Berechnung der Grundwasserströmung dar, mit der das zeitabhängige und räumliche Strömungsverhalten approximativ gelöst wird. Diese Programme eignen sich besonders gut für stationäre und instationäre Strömungssimulationen in horizontal und vertikal ebenen oder rotationssymmetrischen sowie in räumlichen Grundwassersystemen. Zur

Darstellung der Ergebnisse der zweidimensionalen Strömungsberechnungen wurde das Programm *GGU-PLGW* und für 3D-Berechnungen direkt das *GGU-TRANSIENT 3D* verwendet.

Bei der Anwendung von FEM-Berechnungsverfahren erfolgt eine anfängliche Diskretisierung des betrachteten Gesamtgebietes in „endlich“ (finit) viele kleine Elemente (Teilgebiete) mit den dazugehörigen Knoten. Für die Strömungsmodellierung wird innerhalb des Elementgebietes ein Näherungsansatz für die gesuchte Funktion der Potentialverteilung gewählt. Wird diese Ansatzfunktion in die Differenzialgleichung der Grundwasserströmung eingesetzt, so kann unter Berücksichtigung der Anfangs- und Randbedingungen ein Gleichungssystem aufgestellt und numerisch berechnet werden. Im Falle von instationären Strömungen hängt der iterative Lösungsvorgang zur Berechnung der Piezometerhöhe nicht nur vom Ort, sondern auch von der Zeit ab. Die Größe des zu lösenden Gleichungssystems wird dabei direkt von der Elementanzahl im Modellgebiet beeinflusst. Mit der Netzfeinheit steigt auch die Genauigkeit an, zugleich wird aber die Rechenzeit stark erhöht. Für umfangreiche numerische Untersuchungen ist daher stets ein Kompromiss zwischen der Genauigkeit und der Rechenzeit zu finden.

Mit der FE-Methode lassen sich komplexe Strömungsprobleme sehr gut und mit vertretbarem Zeitaufwand simulieren. Allerdings für eine exakte Abbildung der natürlichen Strömungsprozesse sind die numerischen Modelle an das tatsächliche Strömungsverhalten zu kalibrieren. Dieses Verfahren gewinnt vor allem für Parameterstudien an Bedeutung, welche im konkreten Fall ein wichtiges Mittel zur Erforschung der Auswirkung von verschiedenen Einflussfaktoren auf die Wirkungsweise der Entlastungsdrainagen darstellen.

### 7.3 Modellaufbau

Der generelle Aufbau der numerischen Modelle entspricht den in Kap. 5.2 und Kap. 6.2 beschriebenen physikalischen Dammodellen für klein- bzw. großmaßstäbliche Versuche. Hierzu wurden die geometrischen Abmessungen mit Hilfe eines CAD-Programms als ein zweidimensionales Raster in das Berechnungsprogramm übertragen. An den Rasterpunkten wurden dann Knoten festgelegt und das Finite-Elemente-Netz aus Dreieckelementen erstellt. Für vertikal ebene Systeme (2D-Simulationen) entspricht dieses Raster dem Vertikalschnitt durch das untersuchte Modell. Für dreidimensionale Systeme erfolgte die Netzgenerierung zunächst durch eine Projektion der Dreieckelemente auf die gerasterte Grundrissfläche. Nach diesem Schritt werden je nach räumlicher Struktur jedem Knoten des Grundnetzes und für jede Schicht entsprechende Höhenkoordinaten zugewiesen, und damit die dritte Dimension definiert. Die Optimierung des Modells für die numerische Berechnung wurde durch die Erhöhung der Elementanzahl sowie die Anpassungen der Topologie (Seitenverhältnis der Dreiecke) vorgenommen.

Nach der Modellerstellung erfolgte die Festlegung von Anfangs- und Randbedingungen. Dabei wurden die festen Umrandungen der Versuchsbeckenwände mit einer undurchlässigen

Systemrandbedingung berücksichtigt. Diese stellt sicher, dass keine Ausströmung des Fluids aus dem Modell stattfindet, solange die Randknoten keine Potential- oder Quellen-Randbedingung besitzen. Um das zeitabhängige Strömungsverhalten simulieren zu können, wird zuerst mit dem Programm *GGU-FLOW* eine stationäre Berechnung durchgeführt. Der dabei erzeugte Datensatz stellt das Anfangspotential für die instationäre Strömungssimulation dar. Für die gegenständlichen numerischen Modellrechnungen wurde dieses stets mit einem Grundwasserstand direkt unterhalb der Deckschicht festgelegt. Aufbauend auf den stationären Ergebnissen berechnet das Programm *GGU-TRANSIENT* für jeden Zeitschritt der festgelegten Wasserstandsganglinie den Zustand der Grundwasserströmung. Der stufenförmige Verlauf der simulierten Hochwasserganglinie wurde von den physikalischen Versuchen (siehe Kap. 5.4) übernommen. Damit ließen sich die quasi-stationären Strömungsverhältnisse für jede Stufe der zeitabhängigen Randbedingung sehr gut nachbilden.

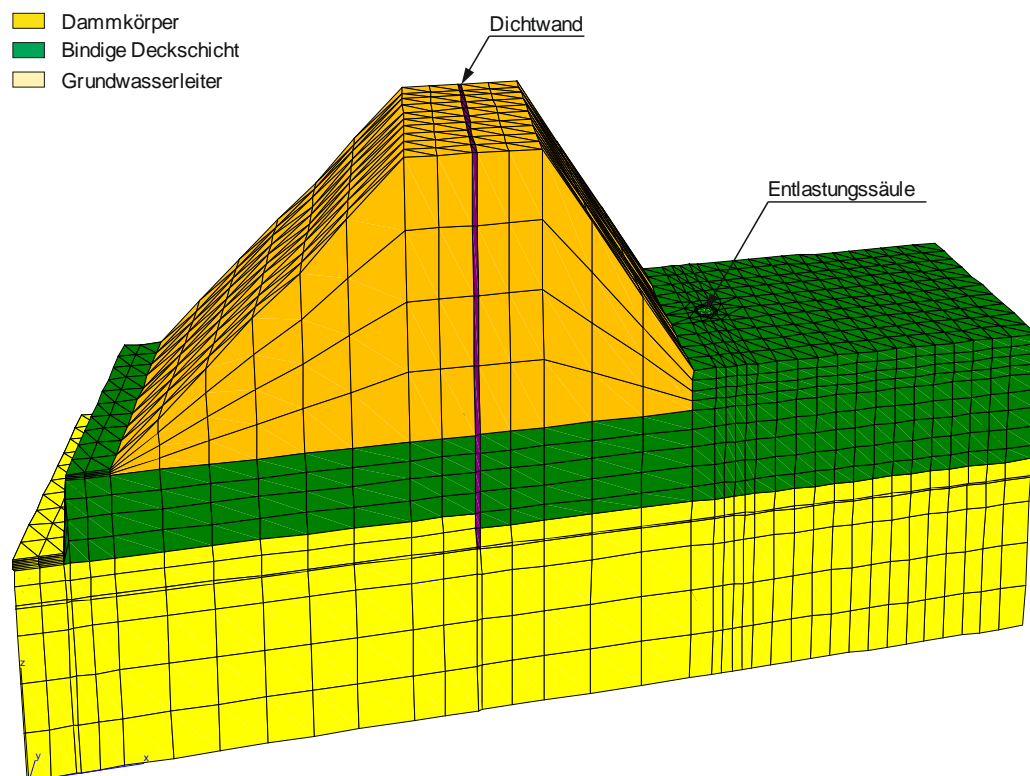
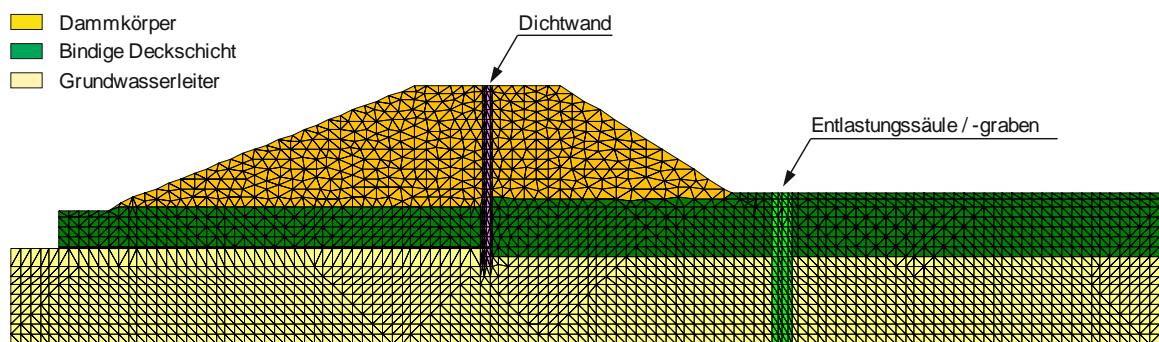


Abb. 7.1: Darstellung vom Finite-Elemente-Netz eines vertikal ebenen und räumlichen Dammschnitts.

## 7.4 Numerische Vergleichsrechnungen am kleinmaßstäblichen Modell

### 7.4.1 Allgemeines

Zum Zweck einer optimalen Interpretation der Messergebnisse der physikalischen Großversuche, die naturgemäß einer stärkeren Streuung der Modellparameter unterliegen, wird in der ersten Stufe der numerischen Strömungsmodellierung zunächst das kleinmaßstäbliche Modell untersucht. An einem kalibrierten Grundmodell mit Einzelsäule durchgeführte Parameterstudie ermöglicht eine qualitativ sehr genaue Überprüfung der Auswirkung von maßgebenden Einflussfaktoren (Einbindetiefe, Entlastungsfläche, Durchlässigkeit der Entlastungselemente etc.) auf die Entlastungswirkung und die Sickerwassermengen. Außerdem lassen sich die geometrischen Modellrandbedingungen (Vorlandlänge, Mächtigkeit des Grundwasserleiters sowie Modellbreite) mit einem geringen zeitlichen Aufwand variieren.

### 7.4.2 Modellgeometrie

Das geometrische Vorbild des numerischen Vergleichsmodells stellt der in Kap. 5.2 beschriebene kleinmaßstäbliche Modelldamm auf zweischichtigem Untergrund dar. Bei der Erstellung des numerischen 2D- und 3D-Modells musste außerdem berücksichtigt werden, dass das physikalische Modell im Kopfbereich der landseitigen Druckentlastung in Form einer Säule bzw. eines Grabens einen V-förmigen Überfall besitzt, dessen tiefster Punkt ca. 2 cm oberhalb der gering durchlässigen Deckschicht liegt. Zusätzlich ändert sich – je nach Wasserstand – vor dem Dreiecksüberfall das Druckentlastungsniveau. Da auf die Bestimmung der Durchflusskurven der Miniaturmesswehre verzichtet wurde, musste hierzu eine Vereinfachung getroffen werden, indem die tatsächliche Oberkante der landseitigen Deckschicht auf Basis der Modellkalibrierung geometrisch angepasst wurde (Abb. 7.2). Darüber hinaus wurde auch die Kiessäule mit einem kreisrunden Querschnitt durch ein äquivalentes Achteck mit gleicher Fläche ersetzt.

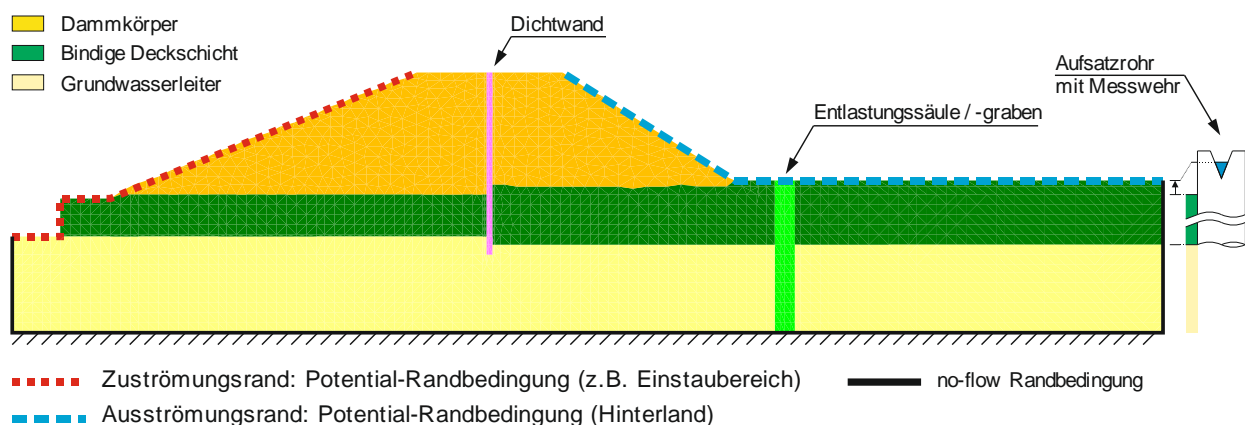


Abb. 7.2: Vertikaler Schnitt durch das numerische Vergleichsmodell des kleinmaßstäblichen Damms inkl. Modellrandbedingungen.

### 7.4.3 Berechnungskennwerte

Die Festlegung der Kennwerte für die hydraulischen Modellrechnungen erfolgte auf Grundlage einer statistischen Auswertung der Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen von den eingesetzten Böden (siehe Kap. 5.3). Lediglich für die Innendichtung aus Plexiglas wurde eine geringe Durchlässigkeit angenommen. Die in Tab. 7.1 angegebenen Durchlässigkeitsbeiwerte mit den dazugehörigen Porenanteilen stellen mit Ausnahme der gut durchlässigen Schicht die Berechnungskennwerte für die hydraulischen Modellrechnungen dar. Obwohl der  $k$ -Wert des Grundwasserleiters sehr genau anhand von Labor- und Feldversuchen bestimmt werden konnte, handelt es sich dabei in erster Linie um einen Basiswert, der zum Zweck der Modellkalibrierung variiert wurde.

Tab. 7.1: Kennwerte für hydraulische Modellrechnungen.

Schicht	Durchlässigkeitsbeiwert $k$ [m/s]	Porenanteil $n$ [-]
Damm	$1 \times 10^{-4}$	0,35
Bindige Deckschicht	$1 \times 10^{-8}$	0,40
Grundwasserleiter	$1,2 \times 10^{-3}$	0,30
Innendichtung aus Plexiglas	$1 \times 10^{-12}$	0,20
Entlastungsdrainage: ohne Kiesfüllung	$1 \times 10^0$	0,99
mit Kiesfüllung	$1 \times 10^{-2} - 5 \times 10^{-2}$	0,30

### 7.4.4 Kalibrierung des 2D-Modells mit Entlastungsgraben

Mit der Kalibrierung des numerischen Vergleichsmodells an die Messdaten der kleinmaßstäblichen Versuche wird eine Lösung gesucht, die es ermöglicht einen definierten Strömungszustand möglichst naturgetreu abzubilden. Dabei handelt es sich um eine iterative Variation des Durchlässigkeitsbeiwertes der gut durchlässigen Schicht ohne die Modellgeometrie nennenswert zu verändern. Die Anpassung der Eingangparameter darf jedoch nur innerhalb geringer Bandbreiten erfolgen, da sonst bei der Wahl von unplausiblen Werten hinsichtlich einer Modelloptimierung die Gegebenheiten des natürlichen Systems verloren gehen. Der wesentliche Vorteil eines kalibrierten Modells liegt darin, dass die Untersuchungen mit einer hohen Genauigkeit über die Grenzen der physikalischen Modellierung hinaus durchgeführt werden können.

Die Grundlage der gegenständlichen numerischen Kalibrierung bilden Modellversuche mit dem 40 mm breiten Entlastungsgraben, welcher die gut durchlässige Schicht über die gesamte Breite

und Mächtigkeit erschließt. Bei homogenen Verhältnissen findet somit eine einseitige Grundwasserströmung zum Graben statt, die sich durch eine geradlinige Filterbewegung auszeichnet. Unter dieser Voraussetzung konnte das räumliche Modell durch ein äquivalentes vertikal ebenes System ersetzt werden. An diesem erfolgte unter Berücksichtigung der Modellrandbedingungen die numerische Kalibrierung, welcher im ersten Schritt die gemessene Sickerwassermenge während der stationären Ganglinienstufen zugrunde gelegt wurde. Da jedoch eine versuchstechnische Bestimmung der Durchflussfunktion für die kleinmaßstäblichen Dreieckswehre kaum realisierbar und dazu sehr ungenau wäre, wurde zunächst eine geometrische Anpassung der Druckentlastungsebene (Oberkante der bindigen Deckschicht) an die hydrostatische Druckhöhe im Graben bei minimalem und maximalem Durchfluss durchgeführt. In Abhängigkeit von der hydraulischen Belastung wurden für beide Potentialniveaus die Durchflussgeraden berechnet und damit die obere bzw. untere Grenze für die aus Modellversuchen gewonnenen Sickerwassermengen definiert. Abb. 7.3 zeigt die numerisch ermittelten Regressionsgeraden, die jedoch gegenüber den Messdaten unterschiedliche Steigung aufweisen. Um mit der numerischen Lösung auch die veränderliche Potential-Randbedingung am Grabenkopf zufolge des V-förmigen Überfalls zu erfüllen, wurde innerhalb des definierten Grenzbereiches eine zusätzliche Anpassung der Deckschichtoberkante und des Durchlässigkeitsbeiwertes auf den Wert von  $k = 1,06 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  durchgeführt. Die Differenz zum physikalisch mithilfe der Labor- und Feldversuche bestimmten mittleren  $k$ -Wert von  $k = 1,18 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  beträgt lediglich  $\Delta k = 0,12 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ .

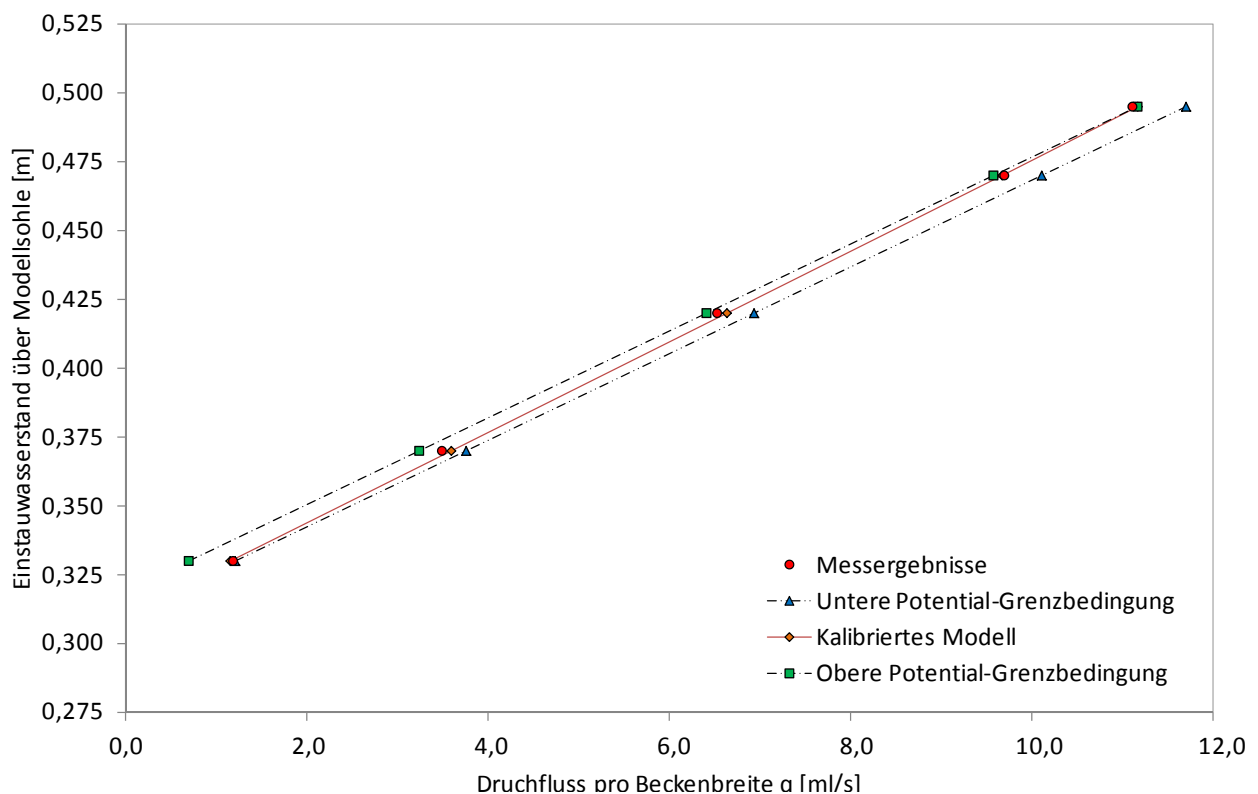


Abb. 7.3: Durchflussgerade des kalibrierten 2D-FE-Modells mit der Darstellung Messergebnisse und der oberen bzw. unteren Potential-Grenzbedingung.

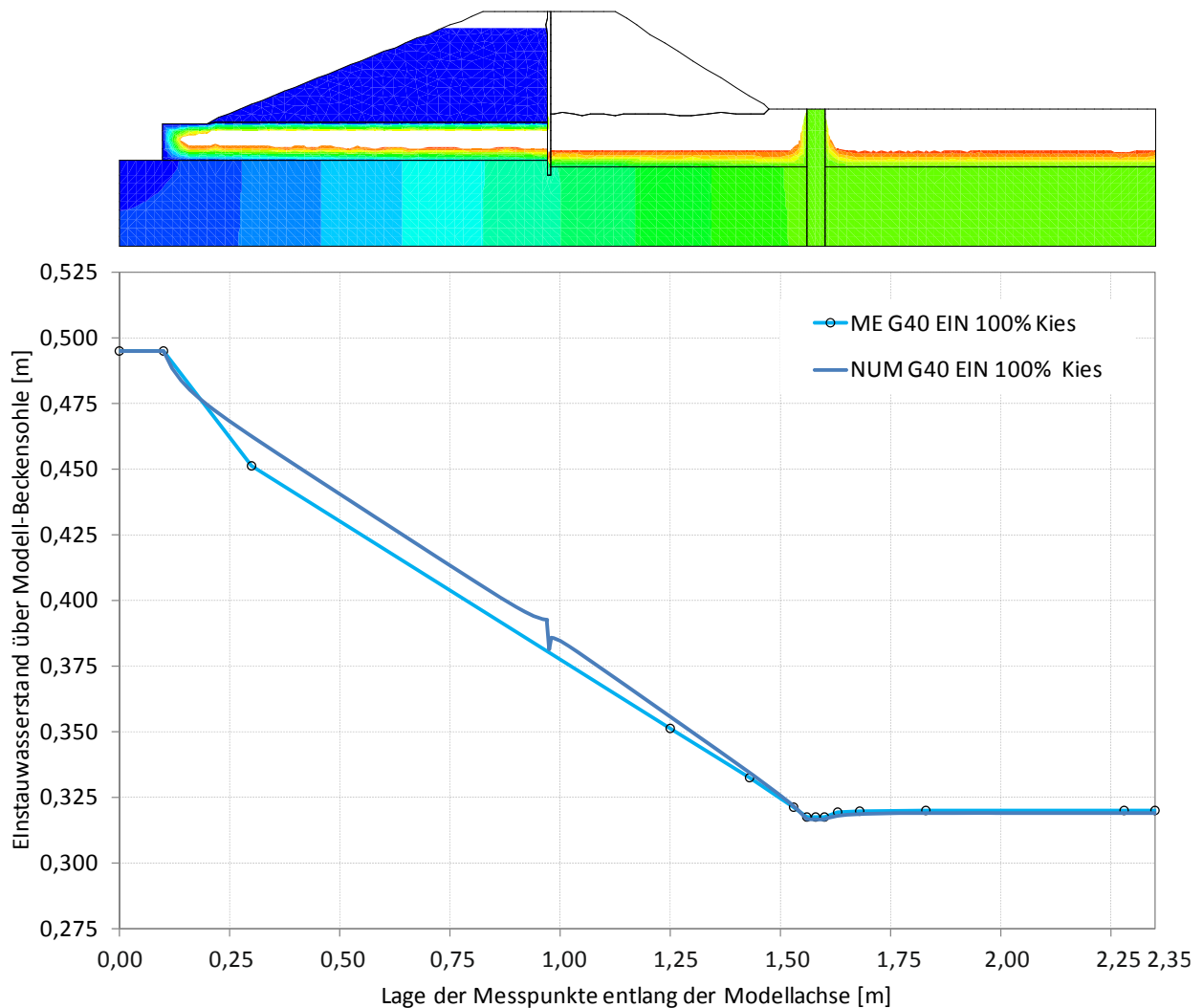


Abb. 7.4: Gegenüberstellung der aufgezeichneten Druckentlastung mit der numerisch ermittelten Drucklinie für das Modell eines vollkommenen Drainagegrabens.

Neben dem Durchfluss stellt der Druckverlauf auf die gering durchlässige Deckschicht ein weiteres Kriterium der Kalibrierung dar. Im zweiten Schritt erfolgte daher eine Verifizierung der Berechnungsergebnisse durch einen Vergleich der numerisch ermittelten Drucklinien mit den Messungen. Die lediglich unter dem Dammkörper festgestellten geringen Unterschiede in Abb. 7.4 bestätigen eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse des numerischen Vergleichsmodells mit den physikalischen Modellversuchen.

Zur Überprüfung der allgemeinen Gültigkeit des kalibrierten Modells soll exemplarisch für unterschiedliche Grabeneinbindung eine Gegenüberstellung mit den Messergebnissen gezeigt werden. Gemäß Abb. 7.5 bildet das Vergleichsmodell auch im Falle einer Variation der Einbindetiefe die natürlichen Strömungsvorgänge sehr gut nach. Wie bereits im Rahmen der Auswertungen zu kleinmaßstäblichen Modellversuchen beschrieben, lassen sich auch für die numerische Lösung ab einer Einbindung von etwa halber Grundwasserleitmächtigkeit vernachlässigbar kleine Unterschiede in der Ergiebigkeit gegenüber den stärker eingebundenen Drainagegräben feststellen. In dieser Hinsicht ermöglicht die numerische Berechnungsmethode

eine detailliertere Untersuchung des Strömungsverhaltens, da auch die räumliche Zuströmung zum Entlastungselement veranschaulicht werden kann (Abb. 7.6). Bei der Betrachtung der Filtergeschwindigkeiten im Fußbereich einer vollkommenen Filterstrecke ist zu erkennen, dass die Geschwindigkeitsvektoren unmittelbar am Grabenkörper eine fast horizontale Ausrichtung besitzen. Damit leistet der Wasserzufluss in den tiefsten Lagen des Grundwasserleiters nur einen geringen Beitrag auf die Durchflusszunahme. Im Gegensatz dazu wird ein lediglich zu 75 % eingebundener Graben im Bereich der Sohle zusätzlich vertikal angeströmt, wodurch sich die Durchflussmenge erhöht und in etwa jener bei 100 % Einbindung entspricht.

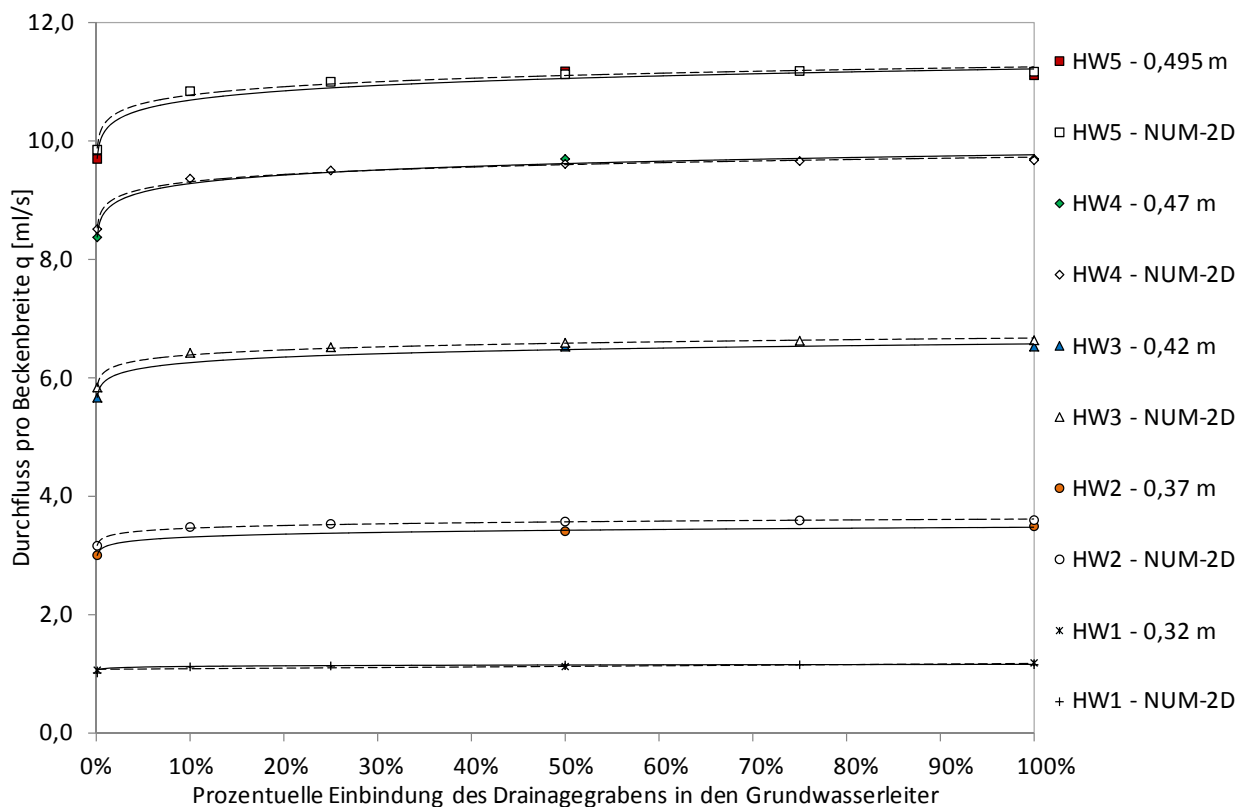


Abb. 7.5: Vergleich der Näherungsfunktionen für die gemessenen und mit 2D-Modell numerisch berechneten Durchflüsse eines Drainagegrabens in Abhängigkeit von prozentueller Einbindung.

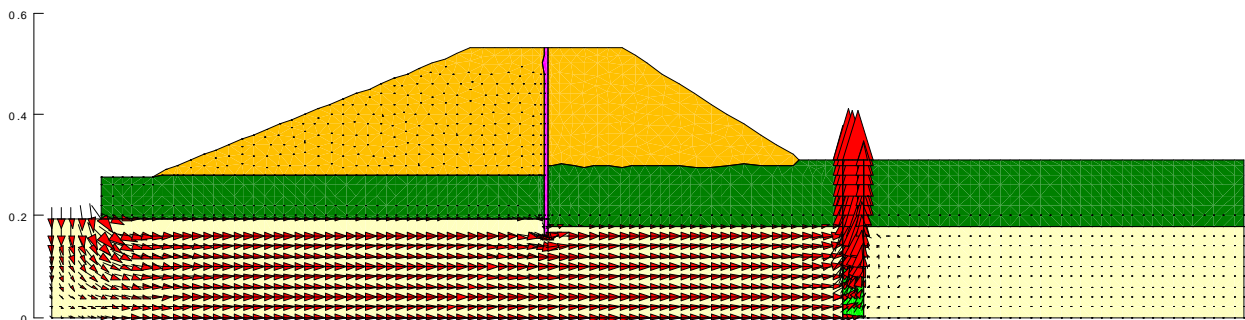


Abb. 7.6: Darstellung der Geschwindigkeiten entlang der Stromlinien beim Modell mit vollkommenem Drainagegraben.



Lediglich für den Fall des Drainagegrabens ohne Einbindetiefe werden die Messwerte in der numerischen Berechnung leicht überschätzt und erfordern eine Korrektur. Um eine bessere Übereinstimmung der Ergebnisse zu erzielen, wurde eine rechnerische Abminderung der Durchflussmenge von 7,5 % vorgenommen.

Anhand der gezeigten Beispiele konnte eine sehr gute Übereinstimmung der zweidimensionalen numerischen Vergleichsrechnungen mit den Messungen nachgewiesen und die getroffenen Ansätze verifiziert werden. Die minimale Differenz des Durchlässigkeitsbeiwertes gegenüber dem physikalischen Modell (Natur) bestätigt zum einen die Richtigkeit der gewählten Methoden zur Bestimmung des  $k$ -Wertes. Zum anderen verdeutlicht sie die Notwendigkeit von möglichst exakten Eingangsdaten hinsichtlich Durchlässigkeit und Geometrie, um mithilfe kalibrierter numerischer Modelle einen hohen Grad an Genauigkeit zu erreichen.

### 7.4.5 Kalibrierung des 3D-Modells mit Entlastungsgraben

Wird der Überdruck im Grundwasserleiter zufolge der hydraulischen Belastung nicht durch einen „unendlichen“ Schlitz, sondern durch eine bzw. mehrere Säulen entspannt, findet die Zuströmung zu dem punktförmigen Element von allen Seiten statt. Das Strömungsbild zeichnet sich dadurch aus, dass die Querschnitte aus Parabelflächen oder verzerrten Halbkugeln bestehen, wobei die Geometrie maßgebend vom Achsabstand der Säulen beeinflusst wird. In solchen Fällen sind zweidimensionale Strömungsmodelle nur unter starken Vereinfachungen anwendbar, und führen in der Regel zu ungenauen Ergebnissen. Um die Gültigkeit der vorhin beschriebenen 2D-Kalibrierung an einem räumlichen System zu verifizieren, wurde ein naturgetreues Abbild des physikalischen Dammmodells erstellt. Insbesondere für die Beurteilung der Wirkungsweise von punktuellen Druckentlastungen ist die 3D-Modellierung von großer Bedeutung.

Zur Überprüfung der Sensibilität des kalibrierten Modells werden hier zunächst die 3D-Strömungssimulationen für unterschiedliche Breiten (von 10 bis 100 mm) eines Drainagegrabens ohne Einbindung angeführt. Aufgrund der fehlenden Filterstrecke (EIN 0%) innerhalb der gut durchlässigen Schicht ergibt sich im Vergleich zum vollkommenen Drainagegraben eine stark veränderte Anströmung. Der Zulauf des Wassers findet dabei vielmehr entlang von gekrümmten Stromlinien statt, was zu einer reduzierten Entlastungswirkung infolge begrenzten Fassungsvermögens führt. Durch die Korrektur der berechneten Durchflussmengen mit der im vorhergehenden Kapitel festgelegten Abminderung von 7,5 % ergibt sich gemäß Abb. 7.7 eine gute Übereinstimmung der ebenen und räumlichen Berechnungsmodelle mit den Messungen. Die geringen Unterschiede beweisen, dass die am kalibrierten Modell festgelegten Eingangsparameter auch in das dreidimensionale System zu übertragen sind.

Aus dem Verlauf der Regressionskurven ist ersichtlich, dass bei schmalen Entlastungsgräben bereits eine kleine Vergrößerung der Breite eine starke Zunahme der Durchflussmenge zur Folge hat. Allerdings findet mit weiterer Verbreiterung der Entlastungsfläche eine deutliche Abflachung der Durchflusskurve statt.

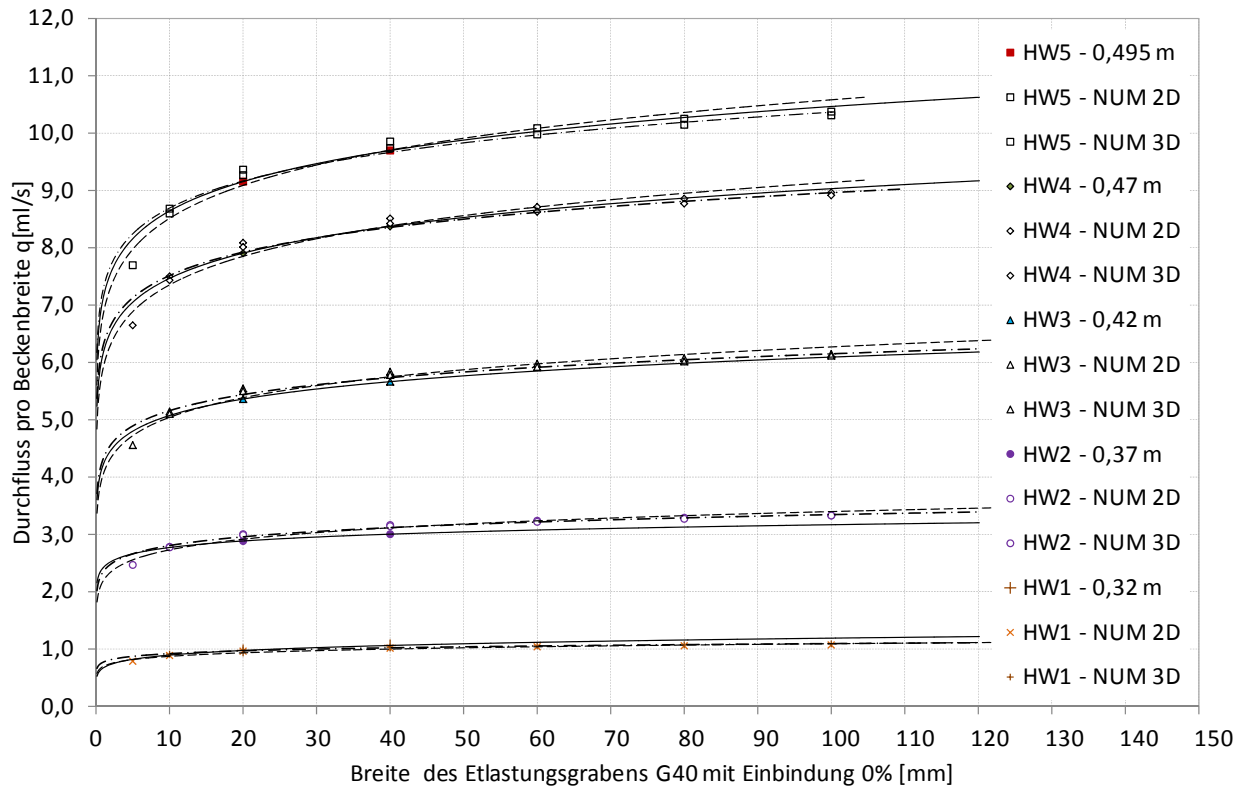


Abb. 7.7: Vergleich der Näherungsfunktionen für die gemessenen und mit 2D- und 3D-Modell numerisch berechneten Durchflüsse eines Drainagegrabens ohne Einbindung in Abhängigkeit von der Breite.

## 7.4.6 Vergleichsrechnungen am Modell mit einer Entlastungssäule

### 7.4.6.1 Allgemeines

Basierend auf der vorhin beschriebenen Kalibrierung werden Vergleichsrechnungen zum physikalischen Modell mit Einzelsäule durchgeführt, um damit die räumliche Wirkungsweise der untersuchten punktförmigen Druckentlastungen (Kiessäule bzw. Entspannungsbrunnen) im Detail zu erläutern. Aufgrund des hydraulisch günstigen Strömungsverhaltens wird zunächst eine Säule mit vollkommener Filterstrecke betrachtet. In weiterer Folge bildet diese die Grundlage für eine Parameterstudie hinsichtlich Einbindetiefe, Säulendurchmesser und Säulendurchlässigkeit.

### 7.4.6.2 Wirkungsweise einer vollkommenen Entlastungssäule

Die Ergebnisse der 3D-Strömungsberechnungen für eine vollkommene Entlastungssäule mit einem Durchmesser von 50 mm sind in Abb. 7.8 dargestellt. Aus dem Vergleich mit den Messungen ist ersichtlich, dass die Gültigkeit der Modellkalibrierung auch für punktförmige Druckentlastungen gegeben ist. Zudem veranschaulicht das Diagramm anhand der Steigung der Durchflussgeraden das abweichende Fassungsvermögen zwischen dem Entlastungsbrunnen und der Kiessäule. Während der Brunnen keine Kiesfüllung besitzt und mit einem  $k$ -Wert von  $k = 1 \times 10^0$  m/s modelliert wurde, weist die Kiessäule aufgrund des Drainagematerials ( $k = 1,1 \times 10^{-2}$  m/s; siehe Kap. 5.3.4) einen deutlich höheren hydraulischen Widerstand auf.

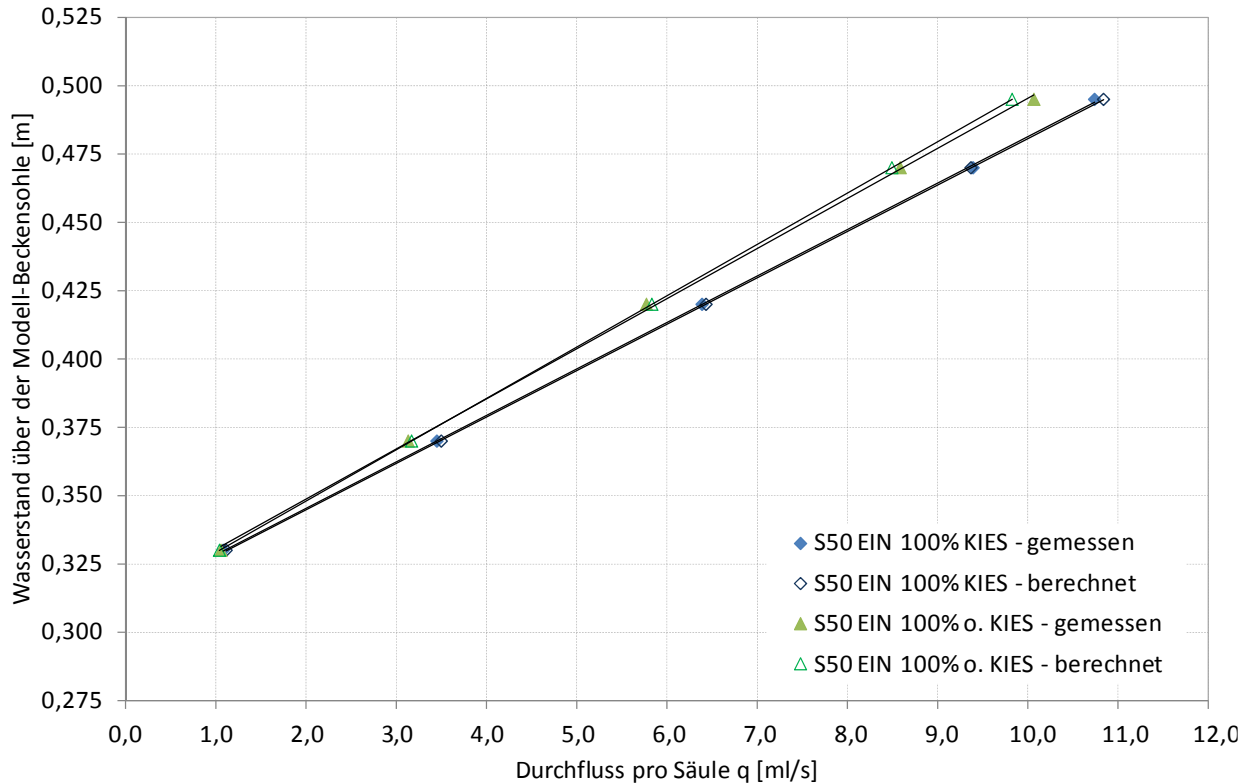


Abb. 7.8: Vergleich der gemessenen und numerisch berechneten Durchflussgeraden für das 3D-Modell mit Einzelsäule mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke.

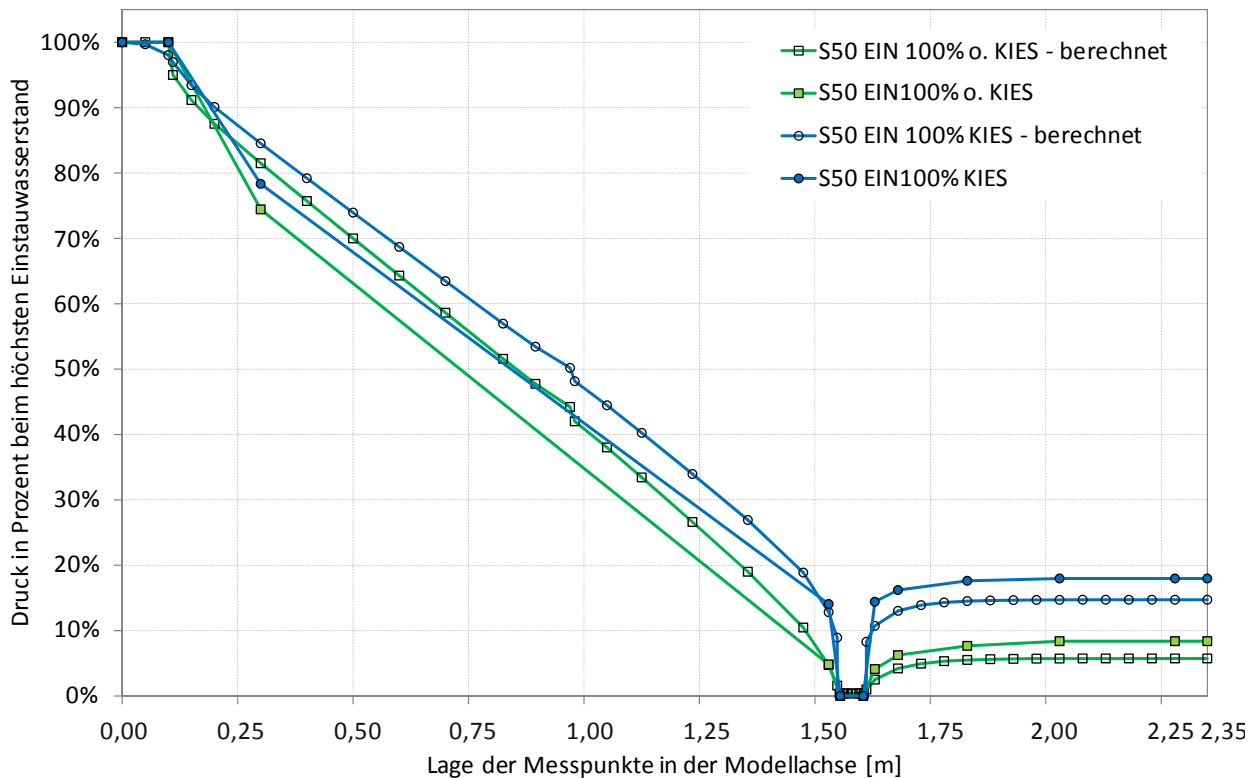


Abb. 7.9: Vergleich der gemessenen und numerisch berechneten Druckverläufe entlang der Modellachse zufolge einer Einzelsäule (mit/ohne Kiessäule) mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke.

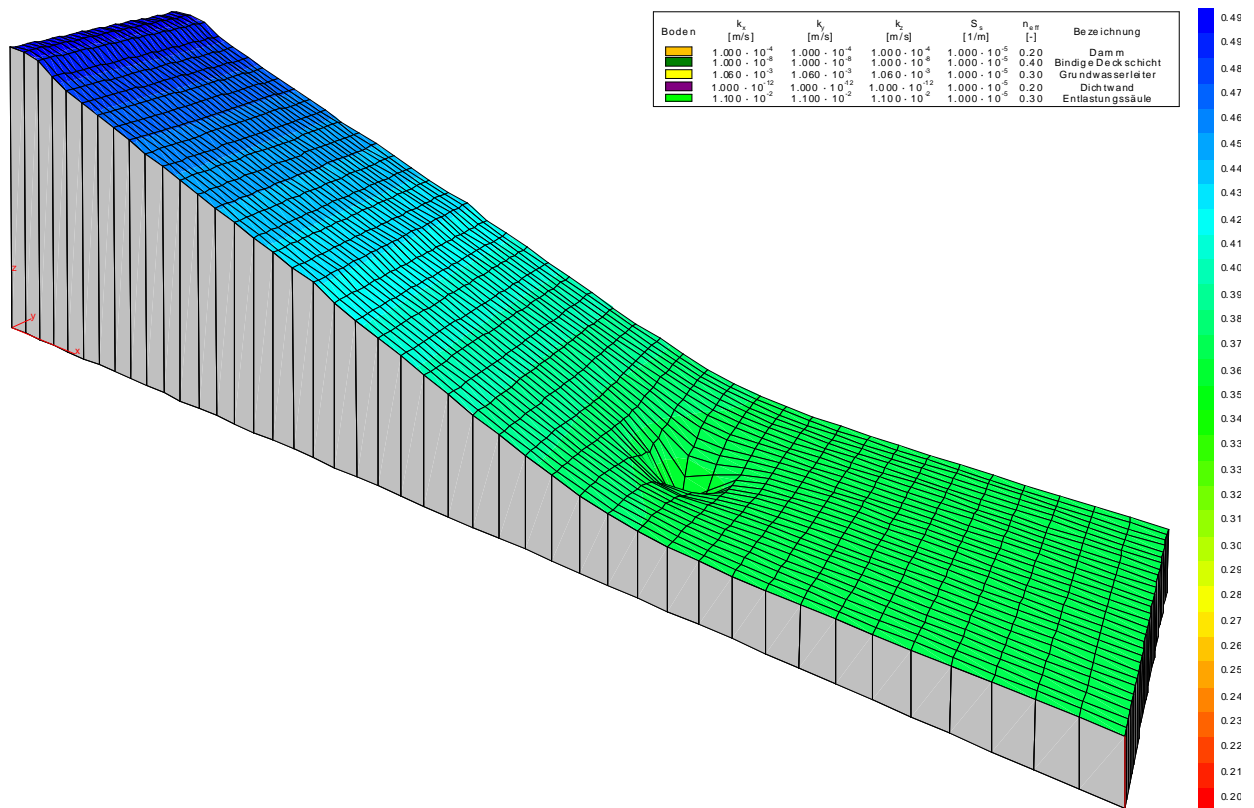


Abb. 7.10: 3D-Darstellung der numerisch berechneten Potentialverteilung auf die feinkörnige Deckschicht beim höchsten Einstauwasserstand samt Druckentlastungstrichter um die Kiessäule mit  $\varnothing 50$  mm und vollkommener Filterstrecke.

Die unterschiedliche Durchlässigkeit der betrachteten Entlastungselemente hat somit einen direkten Einfluss auf die Wirkungsweise. Die berechneten und gemessenen Drucklinien beim höchsten Wasserstand sind Abb. 7.9 zu entnehmen. Demnach baut sich der Druck vom Einstaubereich bis zur Entlastungsstelle nahezu linear ab. Lediglich im Nahbereich der wasserseitigen Sickerfläche lässt sich ein qualitativer Unterschied gegenüber den Modellversuchen erkennen, deren Druckverläufe sich durch einen etwas stärkeren Druckabbau am Beginn des Sickerweges auszeichnen. Dieses abweichende Verhalten könnte auf eine mögliche teilweise Kolmatierung des Quarzsandes (Grundwasserleiter) zurückzuführen sein, wurde aber numerisch weiter verfolgt. Für die Beurteilung der Entlastungswirkung sind diese geringen Abweichungen jedoch nicht von Bedeutung. In weiterem Verlauf der dargestellten Druckverläufe fällt im Nahbereich der Säule der hydrostatische Druck steil bis auf das Niveau der Entlastungsebene ab. Auf der flussabgewandten Seite steigt die Drucklinie bereits in einer kurzen Entfernung zur Entlastungsstelle auf die Größe des abgebauten Druckpotentials an. Zuzufolge der überwiegend einseitigen Anströmung der (Kies)Säule bildet sich um diese ein axialsymmetrischer Druckentlastungstrichter aus (Abb. 7.10). Die vollkommene Filterstrecke bewirkt, dass die Strömungslinien im Vertikalschnitt zueinander parallel sind, zugleich aber in horizontaler Ebene durch die undurchlässigen Berandung im Bereich der Säule eine Parabelform erfahren, welche durch die Druckentlastung bedingt ist. Erst in unmittelbarer Nähe zur Entlastungssäule schließen

sie sich zu konzentrischen Zylindern. Diese werden jedoch aufgrund des von der flusszugewandten Seite dominierenden Zuflusses verzerrt, sodass sich im Grundriss Ellipsen ergeben. In Anbetracht dieser Strömungszustände findet im Gegensatz zu linienförmigen Druckentlastungen ein Zulauf von allen Seiten statt, wobei die angeströmte Seite maßgebend für die Druckentlastung ist. Da das Grundwasser über den Modellrand hinaus nicht ausströmen kann, bleibt das resultierende Druckpotential auch im entfernten Hinterland konstant. Aus der Differenz zur wasserseitigen Druckhöhe lässt sich der hydraulische Wirkungsgrad bestimmen. Der numerisch berechnete prozentuelle Druckabbau beträgt für den untersuchten Brunnen mit vollkommener Filterstrecke ungefähr 94 % (im Modellversuch: ca. 92 %) und für die vollkommene Kiessäule ca. 85 % (im Modellversuch: ca. 82 %). In beiden Fällen liefert die numerische Vergleichsrechnung eine sehr gute Übereinstimmung mit den kleinmaßstäblichen Messungen.

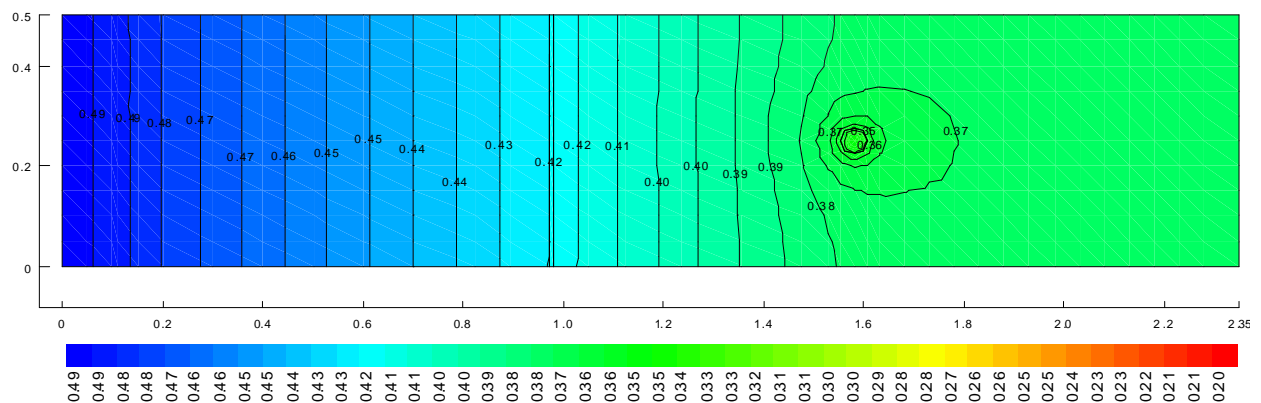


Abb. 7.11: Horizontalebene Darstellung der Potentiale beim höchsten Einstauwasserstand zufolge der Kiessäule mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke.

Neben der Druckverteilung im Hinterland ist vor allem der Druckverlauf orthogonal auf die Modelllängsachse von besonderem Interesse. Das Diagramm in Abb. 7.12 stellt die numerisch berechneten Drucklinien in der Querachse der untersuchten (Kies)Säule zusammen. Demnach steigt das Potential mit größer werdendem Abstand zur Entlastungsstelle an und erreicht das Maximum am Modellrand. Damit ist gleichzeitig auch der Entlastungstrichter begrenzt, dessen Ausdehnung durch den Scheitelpunkt im Druckgewölbe zwischen zwei benachbarten punktförmigen Entlastungselementen definiert ist. Im gegenständlichen Fall stellt die no-flow Randbedingung die Symmetrieachse in einem Systems aus mehreren Säulen dar. Unter dieser Voraussetzung entspricht das beschriebene Modell einer Säulenreihe mit einem Achsabstand von 50 cm.

In Hinblick auf die Wahl eines optimalen Achsabstandes eines Mehrsäulensystems ist die Kenntnis über Auswirkung weiterer Parameter auf die Größe und die Form des Absenktrichters von Bedeutung und soll daher im Folgenden beispielhaft beschrieben werden.

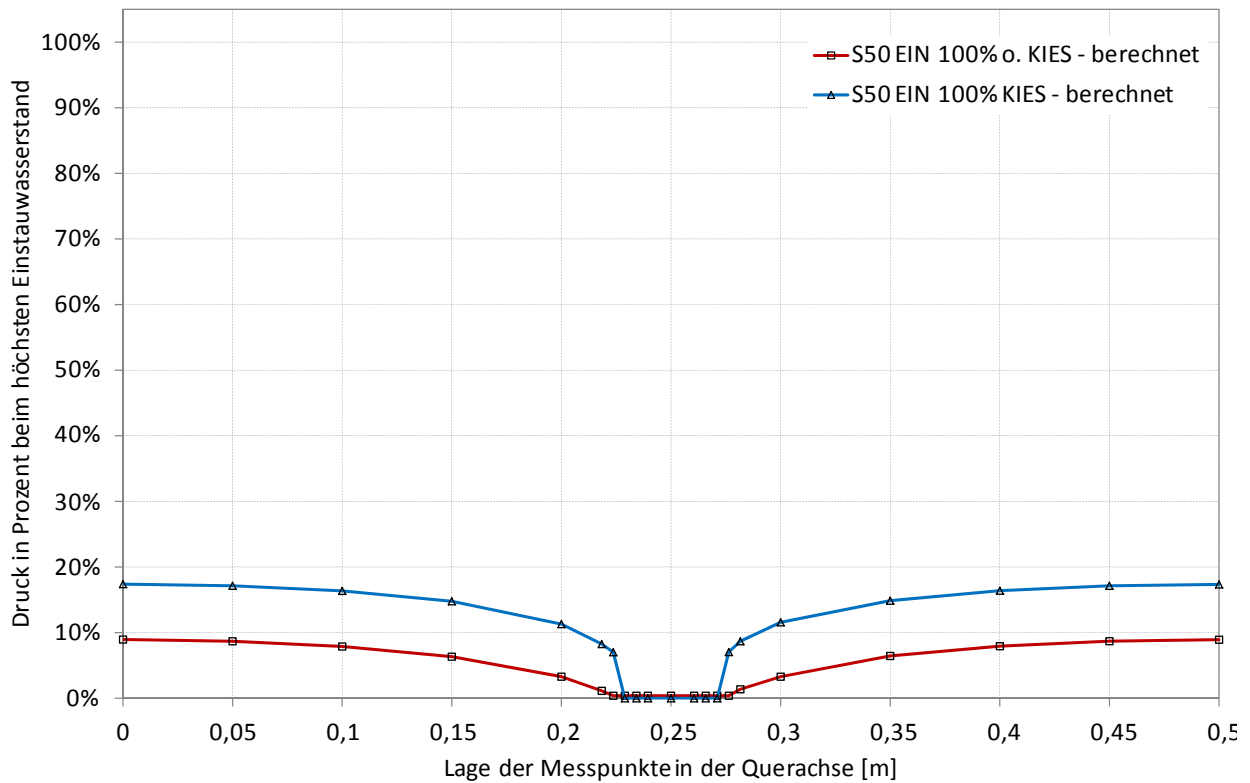


Abb. 7.12: Darstellung der numerisch berechneten Druckverläufe in der Querachse der untersuchten Entlastungssäule (mit/ohne Kiessäule) mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke.

#### 7.4.6.3 Untersuchung der Einbindetiefe

Der Grad der Einbindung eines Entlastungselementes in die gut durchlässige Bodenschicht beeinflusst maßgeblich das Anströmungsverhalten und wirkt sich somit auf die Wirkungsweise des Druckentlastungselementes aus. Hierzu soll am Beispiel der vorhin untersuchten Kiessäule der Einfluss der Einbindetiefe gezeigt und den Modellversuchen gegenübergestellt werden. Während Entlastungselemente mit vollkommener Filterstrecke entlang waagrechter Ebenen angeströmt werden, dringt das Wasser bei unvollkommener Einbindung auch über die Sohle in die Kiessäule ein, was eine Verzerrung des Strömungsnetzes in der Umgebung der Entlastungsstelle zur Folge hat.

Abb. 7.13 stellt die numerisch ermittelten Drucklinien für Kiessäulen mit unterschiedlicher Einbindung in den Grundwasserleiter dar. Aus dem Diagramm ist zwar ersichtlich, dass sich in Abhängigkeit der Einbindetiefe relativ geringe Unterschiede im prozentuellen Druckabbau ergeben, dieses Ergebnis wird jedoch zum Teil durch Maßstabeffekte beeinflusst. Der Grund dafür ist zum einen die geringe Mächtigkeit der wasserführenden Schicht im Modell, welche unter Berücksichtigung des Modellmaßstabes von 1:10 einer Schichtmächtigkeit in der Natur von ca. 1,8 m entspricht. Zum zweiten hat die Größe der entlastungswirksamen Fläche der betrachteten Kiessäule ( $\varnothing$  50 mm) gegenüber den Modellabmessungen einen wesentlichen Einfluss

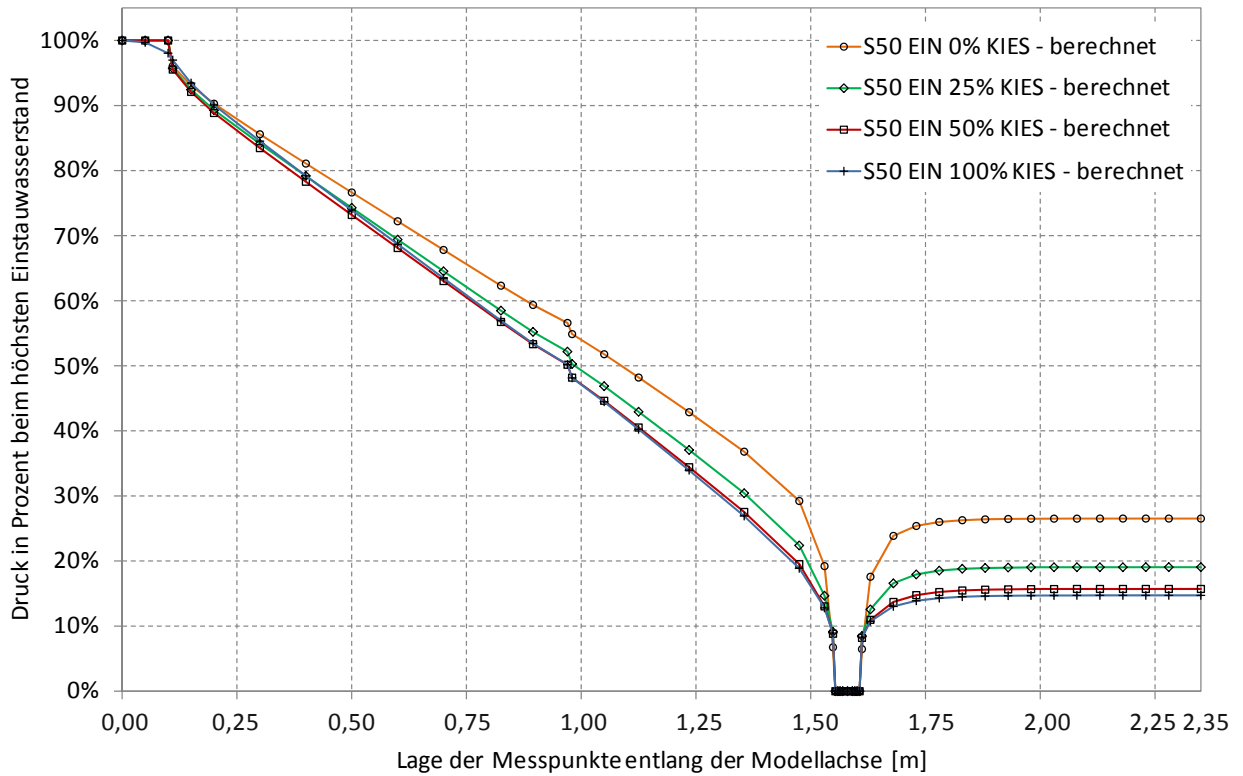


Abb. 7.13: Änderung der Druckentlastungswirkung in Abhängigkeit der Einbindetiefe der Kiessäule von Ø 50 mm.

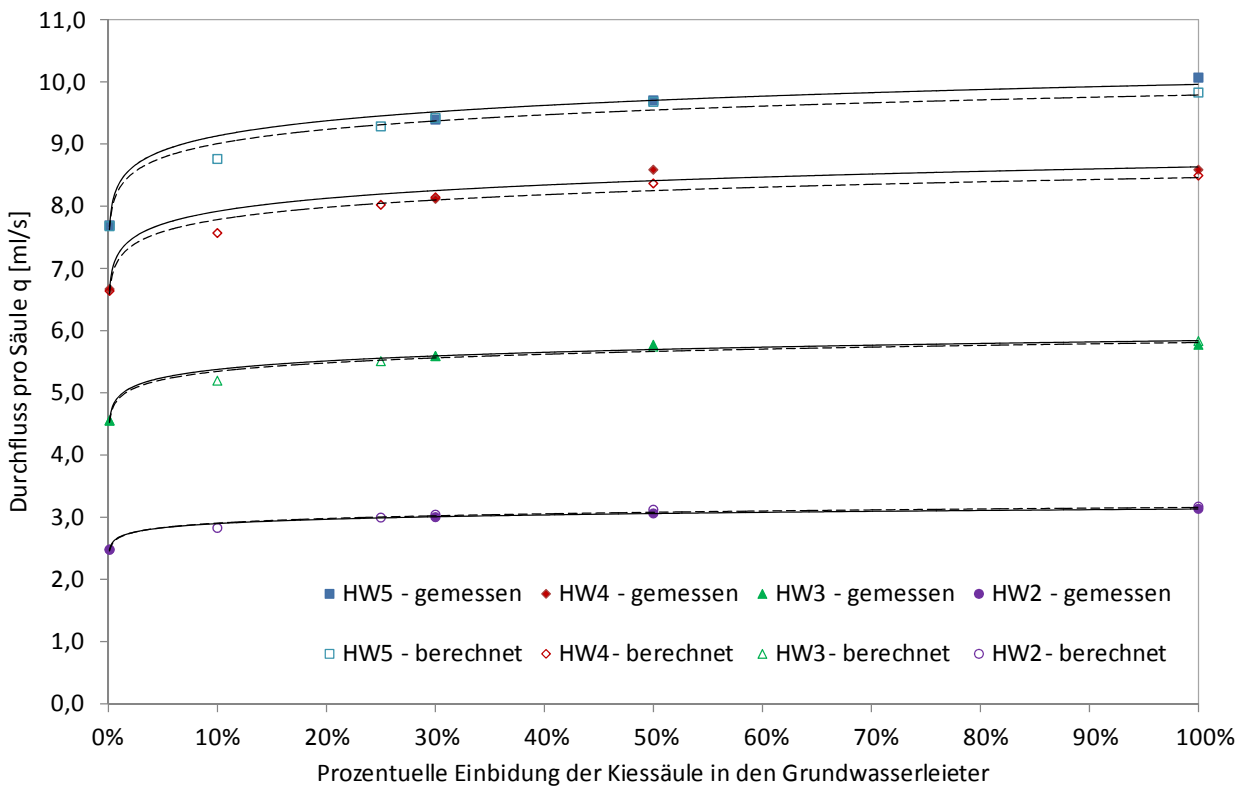


Abb. 7.14: Vergleich der Näherungsfunktionen für die gemessenen und mit numerisch berechneten Durchflüsse einer Kiessäule in Abhängigkeit der Einbindetiefe.



auf die Druckentlastung. Lediglich für den Fall ohne Einbindung lässt sich eine geringe Wirksamkeit gegenüber den eingebundenen Kiessäulen beobachten. Dies kann durch den Entfall der horizontalen Strömungskomponente bei fehlender Einbindung begründet werden. Ein ähnliches Verhalten ist der Abb. 7.14 zu entnehmen, welche die Durchflussmenge in Abhängigkeit der Einbindetiefe zeigt. Demnach nimmt der Sickerwasserdurchfluss degressiv mit dem Grad der Einbindung zu.

#### 7.4.6.4 Untersuchung des Durchmessers

Mit der Änderung des Säulendurchmessers nimmt die Mantelfläche proportional zu, während die Sohlfläche zum Quadrat wächst. Auf Basis des kleinmaßstäblichen Modells soll daher die Auswirkung einer Durchmesservariation auf die Entlastungswirkung und die Durchflussmenge qualitativ beurteilt werden.

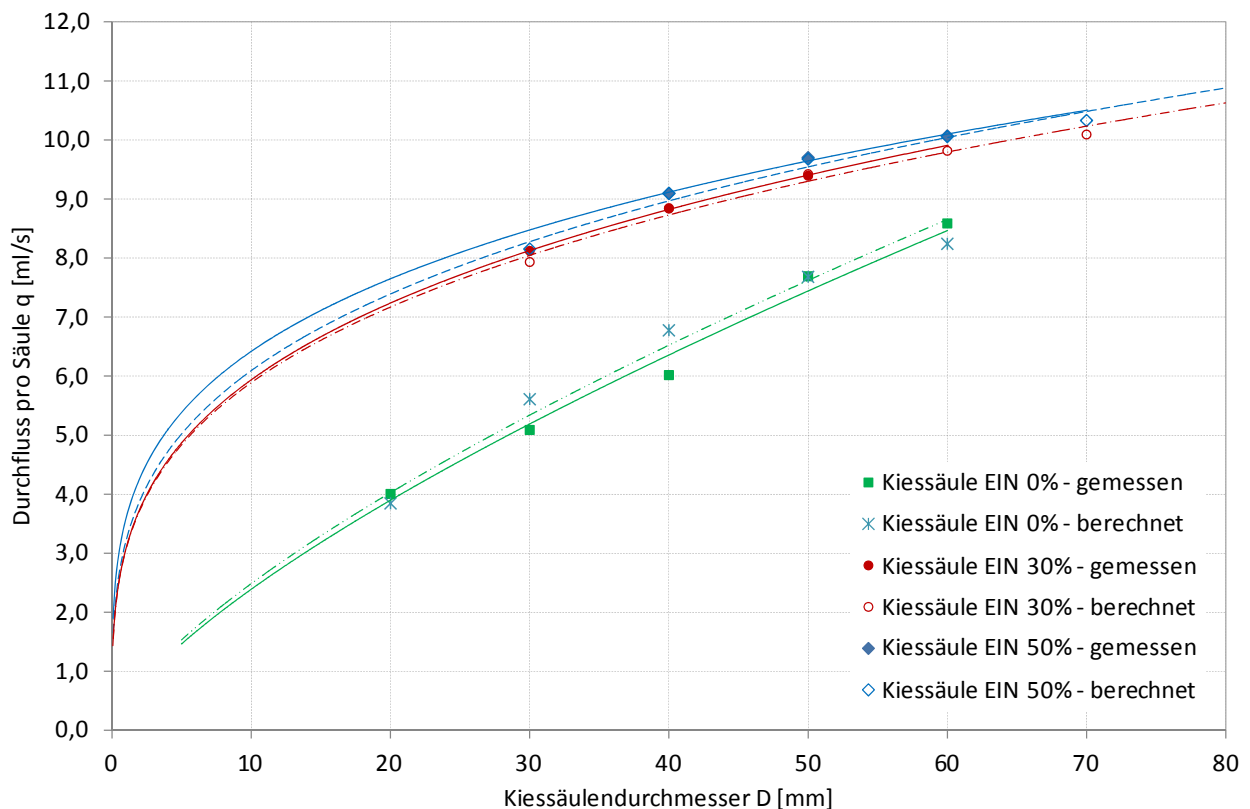


Abb. 7.15: Vergleich der Näherungsfunktionen für die gemessenen und mit numerisch berechneten Durchflüsse in Abhängigkeit vom Durchmesser der Einzelkiessäule mit variierender Einbindung.

Abb. 7.15 zeigt für den höchsten Wasserstand die Durchflüsse durch die Drainagesäulen mit unterschiedlichem Durchmesser und bestätigt eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Modellversuche. Lediglich für Säulen ohne Einbindung lassen sich etwas größere Abweichungen beobachten. Hierbei ist ebenfalls, wie in vorherigem Kapitel beschrieben, eine markante Abflachung der Durchflusskurven bei größerem Durchmesser festzustellen. Dabei handelt es sich primär um einen Maßstabeffekt infolge der begrenzten Modellgeometrie



gegenüber der entlastungswirksamen Fläche. Obwohl die gesamte Drainagefläche (Mantel- und Sohlfläche) maßgebend für die Druckentlastung ist, konzentriert sich der Zufluss in die Säule aufgrund der überwiegend einseitigen Anströmung in erster Linie im Anstrombereich sowie auf den Seiten der zylinderförmigen Entlastungselemente. Diese Betrachtung geht von einem vereinfachten Fall, dass keine Grundwasserströmung vom Hinterland erfolgt.

#### 7.4.6.5 Untersuchung der Säulendurchlässigkeit

Neben den vorhin vorgestellten geometrischen Parametern soll hier der Einfluss der hydraulischen Leitfähigkeit auf die Wirkungsweise der punktförmigen Entlastungssäule hinsichtlich der Druckentlastung und der Sickerwassermengen untersucht werden. Im Wesentlichen wird die Systemdurchlässigkeit einer Drainagesäule vom Durchlässigkeitsbeiwert der Kiesfüllung und der Vliesummantelung beeinflusst. Beim Entlastungsbrunnen hängt das Durchlässigkeitsverhalten von der Kiesschüttung im Ringraum und der Filterstrecke ab. In beiden Fällen kann daher die Durchlässigkeit des Druckentlastungselementes durch falsche Dimensionierung, Einbau vom falschen Material und vor allem langfristig durch Kolmationsprozesse deutlich reduziert werden.

Abb. 7.16 zeigt am kalibrierten Basismodell für unterschiedlich tief eingebundene Einzelsäulen den qualitativen Verlauf der berechneten Durchflüsse in Abhängigkeit der Säulendurchlässigkeit, welche innerhalb einer Bandbreite von  $k_s = 1 \times 10^{-5}$  m/s bis  $5 \times 10^0$  m/s in Schritten von einer halben Zehnerpotenz variiert wurde. Unter Berücksichtigung der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters von  $k = 1,06 \times 10^{-3}$  m/s und der simulierten Wasserstandsganglinie (siehe Kap. 5.4) ergibt sich erst ab einem, um ungefähr eine Zehnerpotenz größeren  $k$ -Wert der Säule ein Unterschied in der Durchflussmenge zwischen den unterschiedlich eingebundenen Entlastungssäulen. Demnach hat die Einbindetiefe bei gleicher oder geringerer Säulendurchlässigkeit als jene der gut durchlässigen Bodenschicht keine Auswirkung auf die Druckentlastungswirkung und entspricht somit lediglich einer Fehlstelle in der bindigen Deckschicht. Wird im Gegensatz dazu die Systemdurchlässigkeit des Entlastungselementes weiter erhöht, nimmt die Durchflussmenge degressiv zu und erreicht das Maximum im Falle des Brunnens (ohne Kiesfüllung), welcher einen geringen hydraulischen Widerstand für die Wasserströmung bietet.

Die Auswirkung der Durchlässigkeit der Entspannungssäule auf deren Wirkungsweise ist in Abb. 7.17 beispielhaft für die Säule  $\varnothing 40$  mm und 10 % Einbindung in den Grundwasserleiter dargestellt. Demnach wird die Druckentlastungswirkung der Drainagesäule nach Unterschreiten der Grundwasserleiterdurchlässigkeit signifikant reduziert, bis ihre Funktion verloren geht. Dies ist vor allem langfristig in Hinblick auf eine mögliche Kolmation von Kiessäulen zu berücksichtigen.

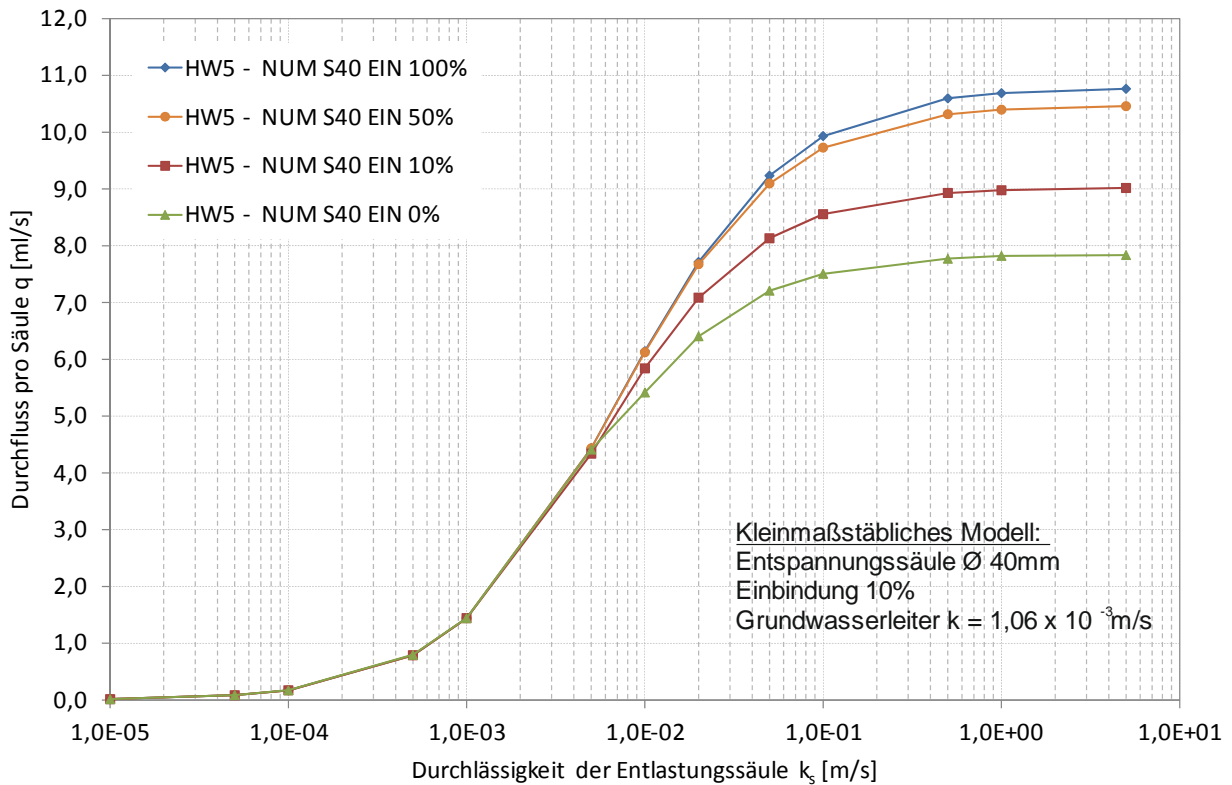


Abb. 7.16: Änderung des Durchflusses in Abhängigkeit der Durchlässigkeit der Entspannungssäule beim höchsten Einstauwasserstand gemäß der simulierten Hochwasserganglinie (Entspannungssäule  $\varnothing$  40 mm mit variierender Einbindung).

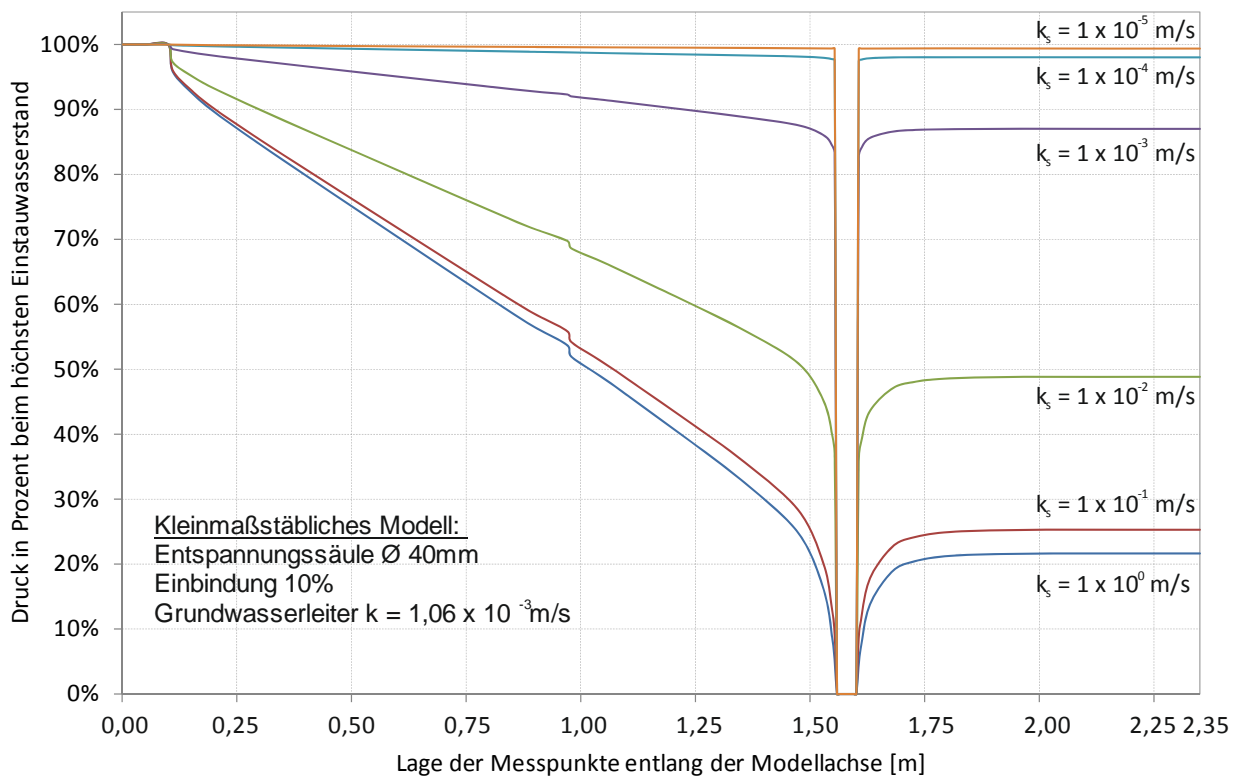


Abb. 7.17: Änderung der Druckentlastungswirkung in Abhängigkeit der Durchlässigkeit der Entspannungssäule für Entspannungssäule  $\varnothing$  40 mm mit 10 % Einbindung).

## 7.4.7 Variation der geometrischen Modellabmessungen

### 7.4.7.1 Allgemeines

Die geometrischen Abmessungen eines physikalischen Modells stellen eine fixe Randbedingung dar, deren Einfluss auf die Ergebnisse nur bei Anwendung von Modellfamilien untersucht werden kann. Diese Art der Modellierung ist jedoch mit einem sehr hohen Aufwand verbunden und kommt daher selten zum Einsatz. Hierfür eignen sich vielmehr kalibrierte numerische Berechnungsmodelle, die eine zeiteffiziente Variation der Modellgeometrie ermöglichen. Damit können Strömungssimulationen über die Basisgeometrie hinaus durchführen werden. Im Rahmen dieser Parameterstudie soll unter Berücksichtigung der hydraulischen Randbedingungen des kleinmaßstäblichen Modells qualitativ die Auswirkung der Vorlandlänge, der Mächtigkeit des Grundwasserleiters, die Breite des Modells sowie der hydraulischen Randbedingungen auf die Wirkungsweise einer Entlastungssäule mit  $\varnothing 40$  mm untersucht.

### 7.4.7.2 Einfluss der Vorlandlänge

Mit der Vorlandlänge wird jener Parameter variiert, der die Entfernung zwischen dem Flussbett und dem wasserseitigen Dammfuß definiert. Dabei wird angenommen, dass die gering durchlässige Deckschicht im Dammvorland keine Fehlstellen (z.B. natürliche oder künstliche Deckschichtfenster, Risse etc.) aufweist, über die das Wasser in den Grundwasserleiter einsickert und somit auf kürzerem Sickerweg zur landseitigen Druckentlastungsdrainage strömen kann.

Bei gleichbleibenden Modellparametern hat die Vorlandlänge (10, 100, 250, 500 und 1000 cm) maßgebenden Einfluss auf die Sickerwassermenge und die Druckverteilung in der gut durchlässigen Schicht. Das Druckpotential im Hinterland hängt somit nicht nur von der Wirkungsweise der Entspannungssäule ab, sondern wird durch den natürlichen Druckabbau im Grundwasserleiter infolge der Sickerwegverlängerung zusätzlich abgemindert. Als Grundlage für den Vergleich dient die Drucklinie für den hydrostatisch ungünstigsten Fall mit kleinstem Abstand zum Flussbett zufolge einer lediglich 10 % eingebundenen Kiessäule. Abb. 7.18 zeigt die numerisch ermittelten Druckverläufe für unterschiedliche Längen des Vorlandes, wobei das Potential des Hochwassers je nach Vorlandlänge innerhalb des Grundwasserleiters unterschiedlich stark abgebaut wird. Demnach wären bei ausreichender Entfernung zum Fluss keine Druckentlastungsmaßnahmen erforderlich. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich zufolge der räumlichen Strömung aus dem Hinterland sowie von den Seiten ein kritischer Überdruck im Grundwasserleiter aufbaut. Außerdem weisen die feinkörnigen Deckschichten oftmals Fehlstellen mit höherer Durchlässigkeit auf, die ebenfalls zu einem raschen Druckanstieg in der durchlässigen Schicht führen können. Davon ist direkt auch die Sickerwassermenge (Abb. 7.19) abhängig, welche mit wachsendem Flussabstand kontinuierlich abnimmt.

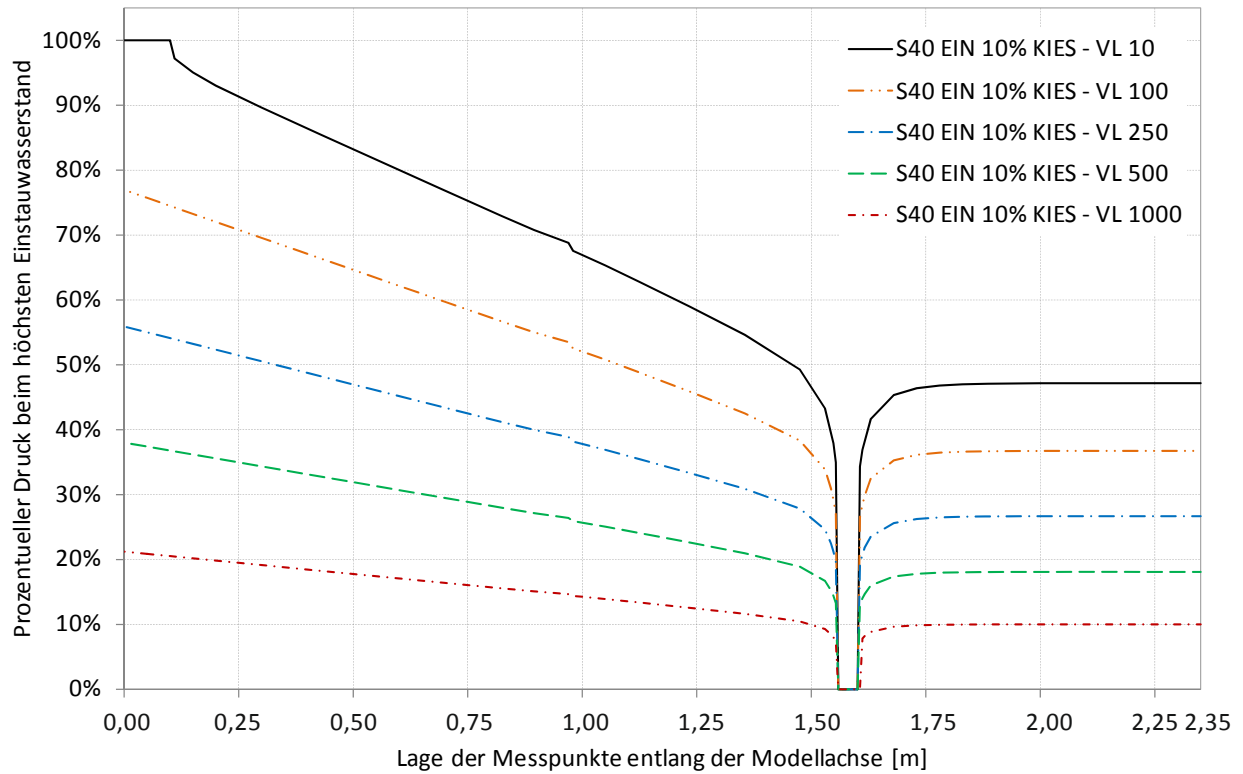


Abb. 7.18: Drucklinien entlang der Modellachse in Abhängigkeit der Vorlandlänge zufolge einer Drainagesäule  $\varnothing$  40 mm mit Einbindung von 10 %.

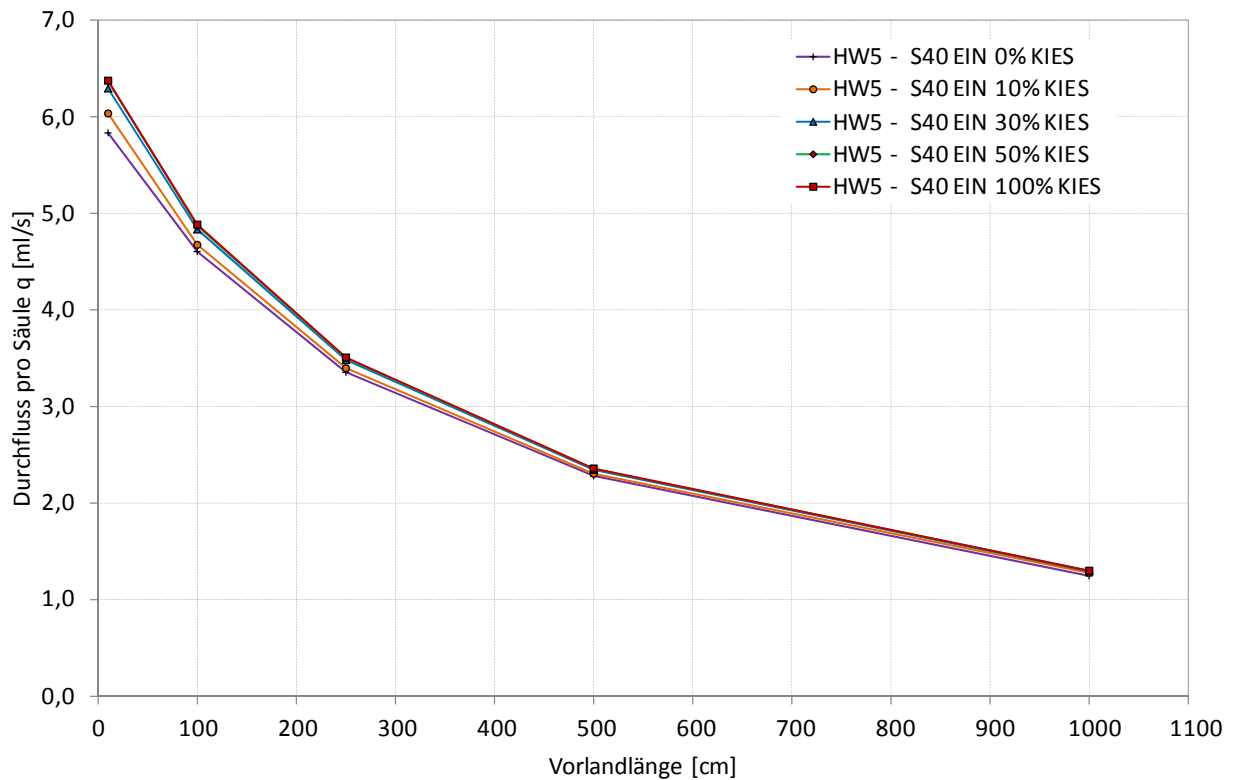


Abb. 7.19: Änderung des Durchflusses in Abhängigkeit der Vorlandlänge zufolge einer Drainagesäule  $\varnothing$  40 mm und variierender Einbindung.

## 7.4.7.3 Einfluss der Mächtigkeit des Grundwasserleiters

In der Natur weist die Mächtigkeit des Grundwasserleiters starke Unregelmäßigkeiten auf, die sich im physikalischen Modell nur schwer nachbilden lassen. Um die Auswirkung der Modellhöhe auf die Wirkungsweise der punktförmigen Druckentlastungselemente zu untersuchen, wurde die Mächtigkeit der wasserführenden Bodenschicht (Basismodell:  $m = 18 \text{ cm}$ ) gegenüber dem kalibrierten Basismodell um den Faktor von 2,5, 5 und 10 vergrößert. Die restlichen Modellabmessungen blieben mit Ausnahme der Einbindelänge der Drainagesäule, welche ebenfalls angepasst wurde, unverändert.

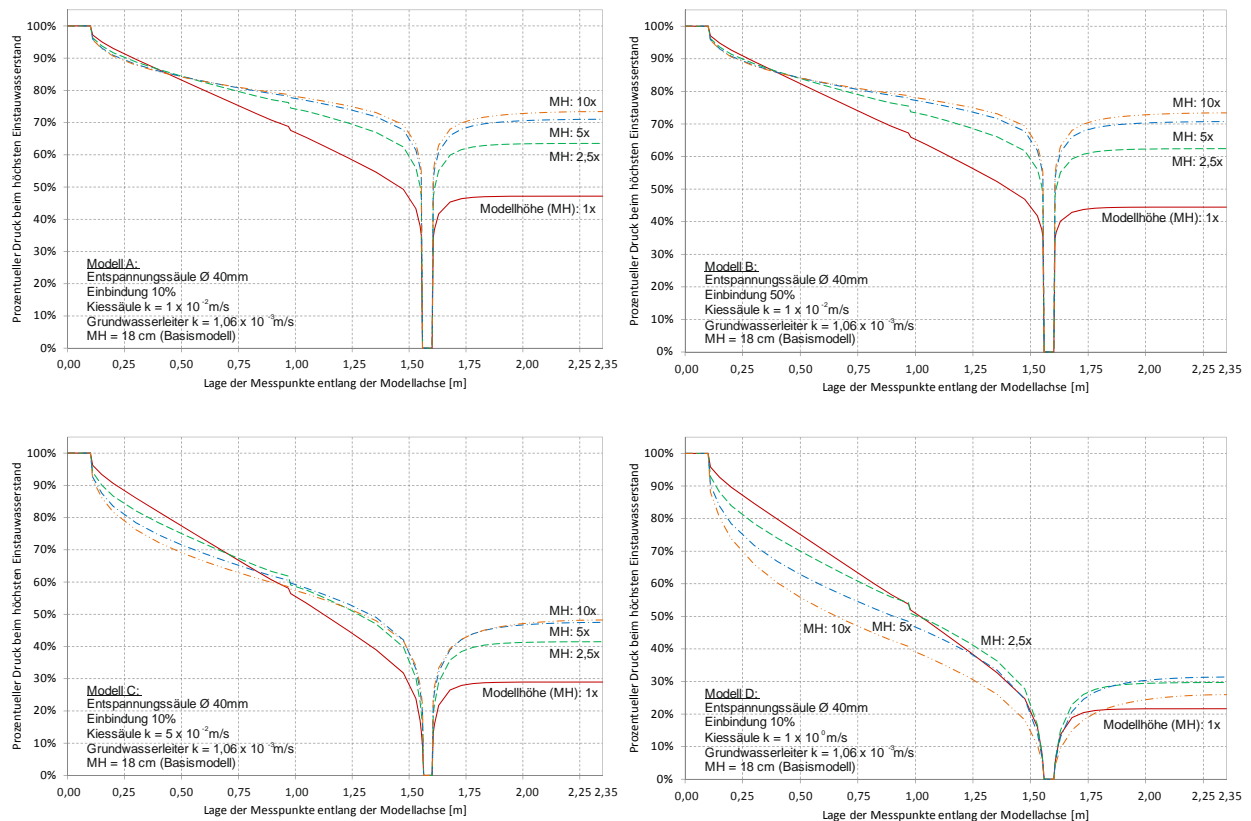


Abb. 7.20: Drucklinien entlang der Modellachse in Abhängigkeit der Mächtigkeit des Grundwasserleiters zufolge der Wirkungsweise von einer Drainagesäule  $\varnothing 40 \text{ mm}$  mit variierender Einbindetiefe und Durchlässigkeit.

Die in Abb. 7.20 unter Berücksichtigung der Modellrandbedingungen beispielhaft dargestellten Druckverläufe veranschaulichen den Einfluss der Grundwasserleitermächtigkeit auf die Entspannungswirkung ausgewählter Entlastungssäulen. Aus der Gegenüberstellung der Drucklinien in den einzelnen Diagrammen ist ersichtlich, dass die Größe und der Verlauf der im Hinterland erzielten Druckentlastung neben der Modelltiefe maßgeblich auch von der Säulendurchlässigkeit beeinflusst werden. Bei Kiessäulen mit begrenzter Einbindelänge, deren Systemdurchlässigkeit nicht stark von der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters abweicht, hat die Vergrößerung der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht eine degressive Abnahme im Druckabbau zur Folge (siehe Abb. 7.20 Modell A und Modell B). Damit besitzt die Modellhöhe

ab einer bestimmten Schichtmächtigkeit lediglich einen geringen Einfluss auf die Wirkungsweise der Entspannungssäule. Dies lässt sich auf das reduzierte Abflussvermögen der Kiessäule im Bereich der tiefer liegenden Schichten zurückzuführen, wonach die Strömung innerhalb der Entlastungsdrainage durch den höheren hydraulischen Widerstand infolge des längeren Sickerweges beeinflusst wird. In solchen Fällen konzentriert sich die Zuströmung zur Drainagesäule primär innerhalb der oberen Schichten des Grundwasserleiters. Wird jedoch die Systemdurchlässigkeit der Drainagesäule mit konstanter prozentueller Einbindetiefe erhöht (die Obergrenze bildet der Entlastungsbrunnen), findet nach Vergrößerung der Mächtigkeit ab einer bestimmten Tiefe eine Zunahme der räumlichen Entspannungswirkung statt. Dieses Verhalten lässt sich durch das Vorhandensein einer fiktiven "Grenztiefe" begründen, unterhalb dieser die Zustömung zur Kiessäule die Druckentlastungswirkung nur gering beeinflusst. Vielmehr bewirkt die Vergrößerung der Mächtigkeit in Bezug auf diese Grenztiefe eine fiktive, prozentuell größere Einbindelänge und hat somit eine höhere Entlastungswirkung zur Folge.

Die beschriebene Wirkungsweise in Abhängigkeit der Mächtigkeit des Grundwasserleiters zeigt sich in der Darstellung des Durchflusses (Abb. 7.21). Demnach nimmt die Sickerwassermenge pro Säule degressiv zu und erreicht mit größer werdender Modellhöhe (Mächtigkeit des Grundwasserleiters) das Maximum. Darüber hinaus ist ersichtlich, dass die anfallenden Sickerwässer nahezu unabhängig von der Einbindetiefe sind, was auf das begrenzte Fassungsvermögen der Kiessäule in den tieferen Untergrundschichten zurückzuführen ist.

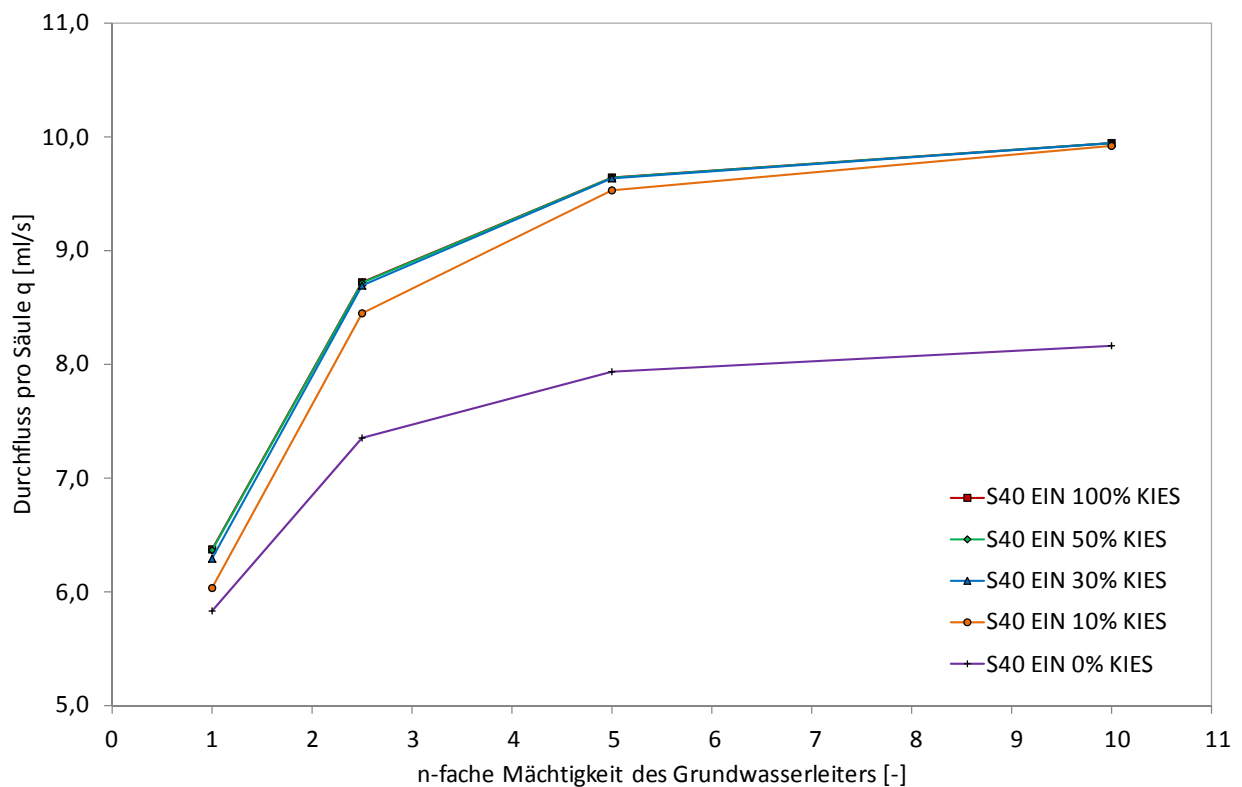


Abb. 7.21: Änderung des Durchflusses in Abhängigkeit der Mächtigkeit des Grundwasserleiters zufolge einer Drainagesäule  $\varnothing 40$  mm mit variierender Einbindung; Kiessäulendurchlässigkeit  $k_s = 1 \times 10^{-2}$  m/s.

#### 7.4.7.4 Einfluss der Modellbreite

Bei der durchgeführten physikalischen Modellierung stellt die Beckenbreite einen limitierenden Parameter dar, weshalb sich Mehrsäulensysteme nur begrenzt untersuchen lassen. Für die Beurteilung des optimalen Säulenabstandes ist daher die Kenntnis über die Auswirkung der Modellbreite auf die Größe der erzielten Druckentlastung von Bedeutung. Mithilfe des numerischen Vergleichsmodells sollen beispielhaft die qualitativen Unterschiede hinsichtlich der Entspannungswirkung einer Kiessäule mit 10% Einbindung in Abhängigkeit der Modellbreite (50 – 100 – 150 – 250 – 600 cm) diskutiert werden. Abb. 7.22 veranschaulicht die numerisch berechneten Drucklinien in der Längs- und Querachse des untersuchten Modells. Demnach findet mit der Vergrößerung des Abstandes zwischen der punktförmigen Entlastung und dem undurchlässigen Modellrand eine Reduktion des Einflusses der Entlastungssäule statt, die gegenüber dem Basismodell (Breite von 50 cm) durch einen signifikanten Anstieg des Druckpotentials erkennbar ist. Dieses Verhalten lässt sich vor allem auf die begrenzte Reichweite der Entlastungswirkung der untersuchten Kiessäule zurückzuführen. Da die Druckentlastung primär im Nahbereich um die Entlastungsstelle erfolgt und jede Verbreiterung des Modells eine räumliche Zunahme des zu entspannenden Grundwasserleiters bewirkt, wird die Größe des im gesamten Modellgebiet zu erzielenden Druckabbaus verringert. Aus dem Vergleich der Druckverläufe in der Längs- und Querachse ist außerdem ersichtlich, dass der Druck am Modellrand das Potential im Hinterland übersteigt. Für die Dimensionierung des Achsabstandes einer Säulenreihe ist daher in erster Linie der Potentialverlauf entlang vom Dammfuß, maßgebend. Unter Berücksichtigung der Modellsymmetrie entspricht das Potential am Modellrand dem Druck im Mittelpunkt des Druckgewölbes zwischen zwei benachbarten Druckentlastungssäulen.

Die Vergrößerung der Modellbreite hat zusätzlich auch eine verstärkte räumliche Zuströmung zu der Entlastungsstelle zur Folge. Dabei nimmt der Einfluss der Breite auf den Gesamtdurchfluss der Einzelsäule mit der Modellverbreiterung degressiv zu. Für die praktische Anwendung hat jedoch die Darstellung der Sickerwassermenge in Bezug auf eine Einheitslänge eine höhere Aussagekraft. Abb. 7.23 zeigt für unterschiedlich eingebundene Säulen die Durchflussmenge pro Laufmeter des Dammes in Abhängigkeit der Modellbreite bzw. des Säulenabstandes. Damit bewirkt die Erhöhung des Abstandes zwischen den Nachbarsäulen eine deutliche Abnahme der Sickerwassermenge, welche mit einer Reduktion der Entlastungswirkung des Mehrfachsäulensystems einhergeht.

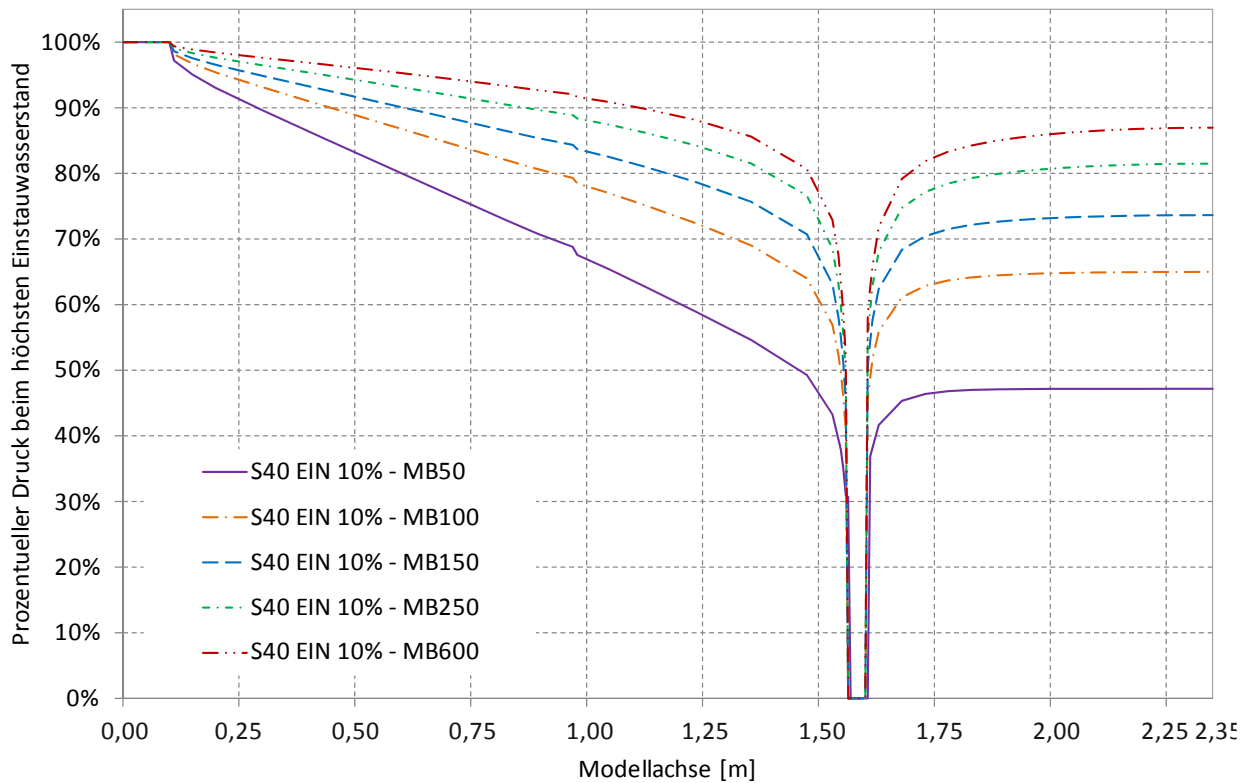


Abb. 7.22: Drucklinien entlang der Modellachse in Abhängigkeit der Modellbreite zufolge einer Drainagesäule Ø 40 mm mit Einbindung von 10%.

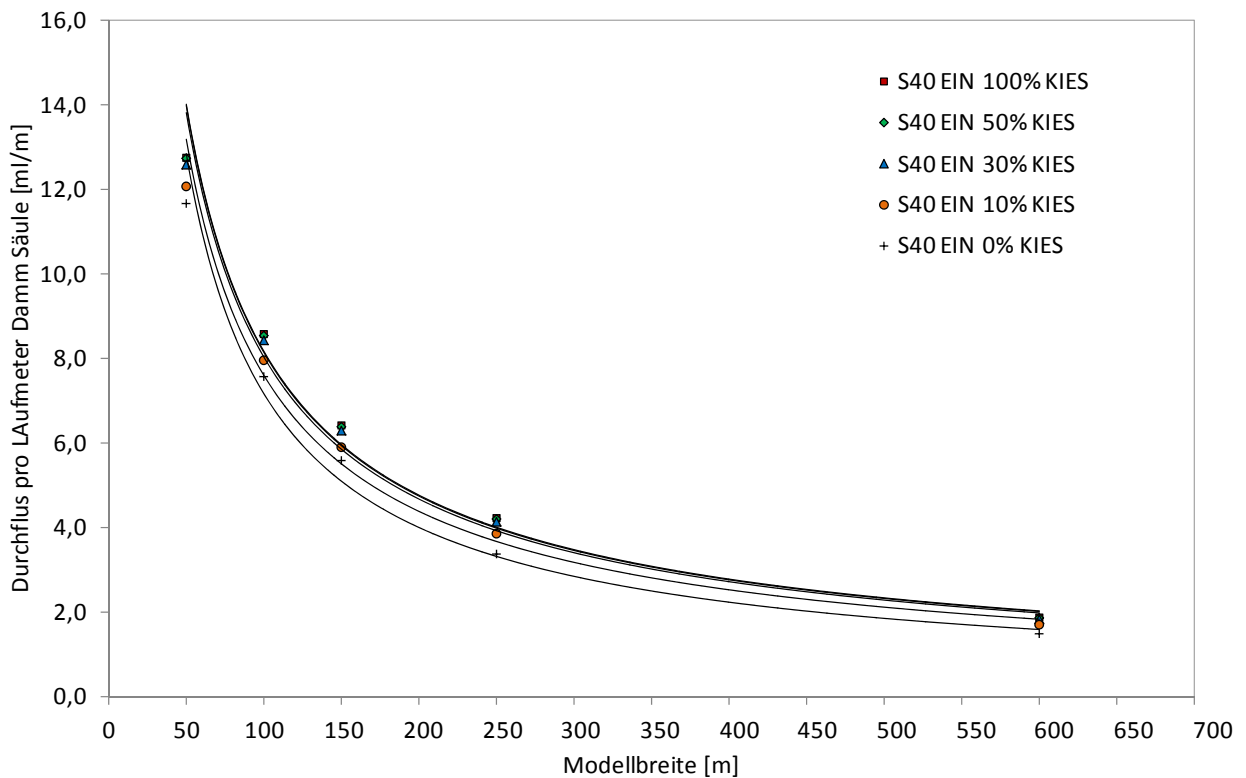


Abb. 7.23: Änderung des Durchflusses pro Laufmeter Damm in Abhängigkeit der Modellbreite/Säulenabstandes.



### 7.4.8 Numerische Modellfamilie

Zur Untersuchung der Übertragbarkeit von Erkenntnissen aus der kleinmaßstäblichen Modellierung auf ein naturmaßstäbliches Original wurden die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen an einer numerischen Modellfamilie (Abb. 7.24) einander gegenübergestellt. Die numerischen Dammmodelle besitzen unter Berücksichtigung der Ähnlichkeitstheorie eine geometrische Ähnlichkeit zum kleinmaßstäblichen Modelldamm und zeichnen sich zudem durch identische Eingangs- und Randbedingungen aus.

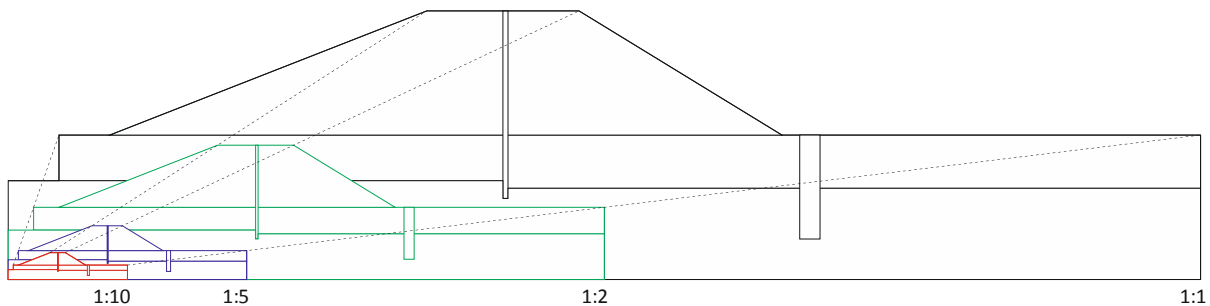


Abb. 7.24: Modellfamilie am Beispiel des kleinmaßstäblichen Modells mit  $\varnothing$  60 mm und 50 % Einbindung in den Grundwasserleiter; Maßstab 1:10, 1:5, 1:2 und 1:1.

Basierend auf dem kleinmaßstäblichen Dammmodell werden exemplarisch für den Fall einer Einzel-Drainagesäule mit  $\varnothing$  60 mm und 50 % Einbindung in den Grundwasserleiter die Druckverläufe und die Sickerwasserdurchflüsse für Modelle im Maßstab von 1:10, 1:5, 1:2 und 1:1 dimensionslos dargestellt. Damit wird sichergestellt, dass die Strömungsvorgänge in den gegenüber dem Original maßstäblich verkleinerten Systemen physikalisch ähnlich sind. Anhand dieses Vergleiches lassen sich allfällige Maßstabeffekte besser beurteilen und gleichzeitig Umrechnungsfaktoren definieren, mit denen die Mess- bzw. Berechnungsergebnisse auf den Naturmaßstab transformiert werden.

Abb. 7.25 stellt die numerisch berechneten Druckverläufe zufolge der beschriebenen Kiessäule für alle betrachteten Dammmodelle der untersuchten Modellfamilie dar. Daraus ist ersichtlich, dass der numerisch ermittelte prozentuelle Druckabbau in Bezug auf den Einstauwasserstand bei einer dimensionslosen Darstellung für alle Modelle qualitativ und quantitativ übereinstimmt. Lediglich im Vergleich mit den Messergebnissen (Maßstab 1:10) ergeben sich geringe Unterschiede hinsichtlich der erzielten Druckentlastung. Diese sind jedoch primär auf messtechnische Ungenauigkeiten sowie die Streuung der physikalischen Modellparameter zurückzuführen. Während sich der Drucklinienverlauf unabhängig vom Modellmaßstab auf das geometrisch ähnliche Original des Dammes übertragen lässt, ist der Säulendurchfluss im Original in etwa dem Quadrat des Faktors der maßstäblichen Verkleinerung proportional. Abb. 7.26 zeigt in Abhängigkeit vom Modellmaßstab den Verlauf der absoluten Durchflusskurve beim höchsten simulierten Einstauwasserstand sowie die dem Dammmodell zugrunde gelegte „Transformationskurve“, mit deren Hilfe die an dem untersuchten kleinmaßstäblichen Modell bestimmten Säulendurchflüsse auf das Prototyp umgerechnet werden können.

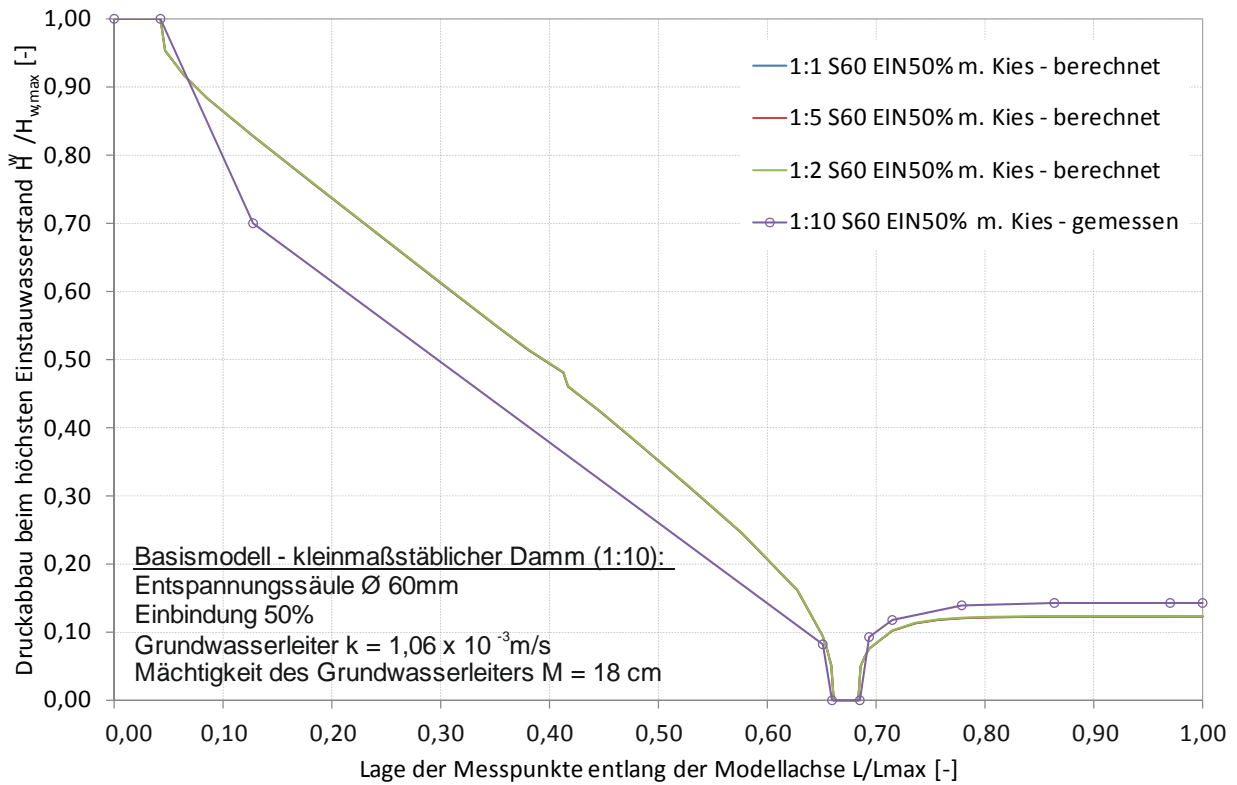


Abb. 7.25: Dimensionslose Darstellung vom Druckverlauf zufolge einer Kiessäule mit 50% Einbindung in Abhängigkeit des Modellmaßstabes.

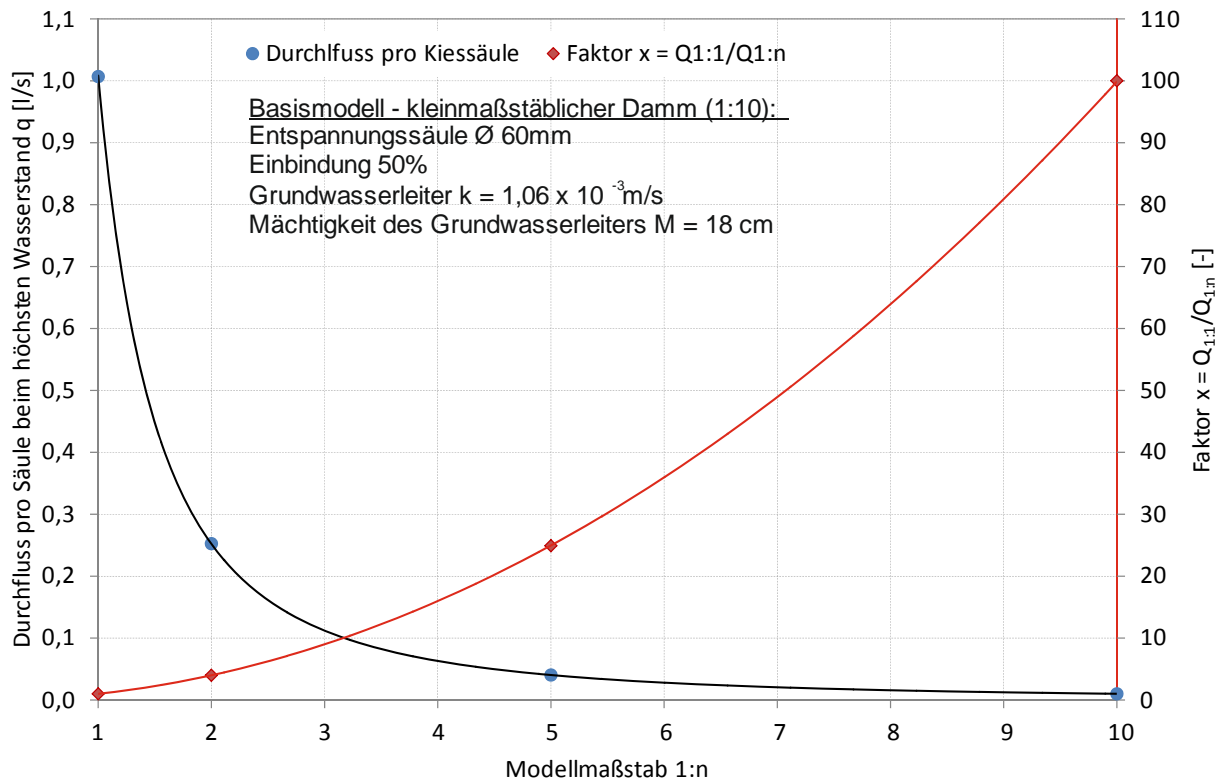


Abb. 7.26: Durchflusskurve in Abhängigkeit vom Modellmaßstab und ihre zugehörige Transformationskurve zwischen Modell (Maßstab 1:n) und Original (Maßstab 1:1).

## **7.5 Numerische Vergleichsrechnungen der naturmaßstäblichen Versuche**

### **7.5.1 Allgemeines**

Die hier beschriebenen numerischen Vergleichsrechnungen stellen ergänzend zu der kleinmaßstäblichen Modellierung eine Erweiterung der naturmaßstäblichen Versuche hinsichtlich einer über die Modellgrenzen hinausgehenden Analyse dar. Mit Hilfe der Modellkalibrierung soll die Sensibilität des numerischen Modells auf die herstellungstechnisch sowie naturgemäß bedingten Streuungen der Durchlässigkeit in der wasserführenden Bodenschicht untersucht werden. Außerdem bildet die numerische Lösung des Strömungsverhaltens innerhalb des Versuchsbeckens eine Grundlage für die Beurteilung der Wirkungsweise von Mehrfachsäulensystemen und dient somit zur Definition von grundlegenden Ansätzen für die praktische Anwendung.

### **7.5.2 Modellgeometrie**

Die geometrische Grundlage für die Strömungssimulationen bildet der in Kap. 6.2 beschriebene naturmaßstäbliche Modelldamm auf zweischichtigem Untergrund. Zur Druckentspannung dient eine am landseitigen Dammfuß in der Symmetrieachse angeordnete Entlastungssäule, welche im naturmaßstäblichen Modell einen Rohraufsatz mit kalibriertem Dreieckswehr besitzt. Um den Einfluss des veränderlichen Wasserspiegels vor dem Meßwehr auf die Änderung des Druckentlastungsniveaus numerisch zu berücksichtigen, wurde am Säulenkopf eine veränderliche Zeit-Potentialrandbedingung definiert. Diese entspricht der gemessenen Druckhöhe innerhalb der Säule am Beginn jeder stationären Ganglinienstufe. Zusätzlich wurde die Oberkante der Deckschicht auf das Niveau des ersten Wasseraustrittes angehoben und das Null-Niveau der Druckentlastungsebene festgelegt. Die im Querschnitt kreisförmige Entspannungssäule wurde außerdem durch ein flächengleiches Achteck ersetzt.

### **7.5.3 Berechnungskennwerte**

Die in der Natur auftretenden Strömungsprozesse lassen sich nur dann mit hoher Genauigkeit numerisch nachbilden, wenn auch die Eingangsparameter das hydraulische Verhalten des Untergrundes möglichst exakt beschreiben. Allerdings streut der Durchlässigkeitsbeiwert innerhalb einer sehr großen Bandbreite, stellt gleichzeitig aber den Berechnungskennwert mit dem größten Einfluss auf die Ergebnisse einer Strömungsberechnung dar. Um stärkere Abweichungen und Ungenauigkeiten bei der Festlegung der Durchlässigkeitsbeiwerte zu vermeiden, wurde die Durchlässigkeit des Schüttmaterials der jeweiligen Bodenschichten auf Basis einer statistischen Auswertung von Laborversuchsergebnissen bestimmt (siehe Kap. 6.3). Lediglich für den Grundwasserleiter stellt der mittels Versuche ermittelte  $k$ -Wert einen Richtwert dar, der im Zuge

der Modellkalibrierung an die Ergebnisse der Großversuche angepasst wurde. Tab. 7.2 fasst die wichtigsten Kennwerte für die hydraulischen Strömungsberechnungen zusammen, denen ein isotropes Verhalten zugrunde gelegt wurde.

Tab. 7.2: Kennwerte für hydraulische Modellrechnungen.

<b>Schicht</b>	<b>Durchlässigkeitsbeiwert</b> $k$ [m/s]	<b>Porenanteil</b> $n$ [-]
Damm	$1 \times 10^{-6}$	0,35
Bindige Deckschicht	$1 \times 10^{-8}$	0,40
Grundwasserleiter	$5 \times 10^{-3}$	0,30
Innendichtung	$1 \times 10^{-8}$	0,40
Entlastungsdrainage mit Kiesfüllung	$1 \times 10^{-2}$	0,30

#### 7.5.4 Kalibrierung des naturmaßstäblichen Vergleichsmodells

Der Kalibrierung des numerischen Modells wurden neben den Messergebnissen (Potentiale und Durchflüsse) und bodenphysikalischen Kennwerten auch die im Zuge der Großversuche lokal beobachteten Anomalien im Strömungsverhalten zugrunde gelegt. Insbesondere entlang der Schichtgrenze zu den grobkörnigen sandigen Kiesen waren womöglich herstellungsbedingt verursachte Durchlässigkeitsunterschiede festzustellen, welche die Entlastungswirkung der eingesetzten Kiessäulen reduzierten. Dies lässt sich damit begründen, dass bereits eine geringe Einbindung eine deutliche Druckentlastung bewirkte. Außerdem gab es im Nahbereich der wasserseitigen Sickerfläche Anzeichen auf eine teilweise Kolmatierung zufolge des Feinkorneintrags aus der wasserseitigen Dammböschung. Um diese Randbedingungen zu berücksichtigen, war eine gesonderte Vorgehensweise bei der Modellkalibrierung notwendig. Das Ziel lag in einer iterativen Anpassung des  $k$ -Wertes vom Grundwasserleiter, damit die rechnerisch ermittelte Druckverteilung auf der Landseite (Hinterland) und der Sickerwasserdurchfluss mit den Messergebnissen aus den Großversuchen möglichst gut übereinstimmen.

Im ersten Schritt der Kalibrierung wurde für unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte des Grundwasserleiters – ausgehend von der im Laboratorium ermittelten Durchlässigkeit – eine Annäherung an die Messergebnisse gesucht. Auf Grundlage von umfangreichen Vergleichsrechnungen wurde der  $k$ -Wert für die durchlässige Bodenschicht mit  $k = 5 \times 10^{-3}$  m/s bestimmt. Dieser Wert liegt zwar geringfügig über der mithilfe der Laborversuche bestimmten Durchlässigkeit, entspricht aber einer lockeren Lagerung der kiesigen Modellschicht. Darauf aufbauend erfolgte eine detaillierte Anpassung des kalibrierten Modells an die Messdaten beim

Einsatz der einzelnen Entlastungssäulen, da diese teilweise qualitativ unterschiedliche Wirkungsweise zeigten.

Im Falle der Drainagesäulen ohne Einbindung mit  $\varnothing 200$  mm und  $\varnothing 400$  mm konnte durch eine gezielte Verringerung des Durchlässigkeitsbeiwertes im Bereich der entlastungswirksamen Fläche die Ursache für die reduzierte Entspannungswirkung numerisch simuliert werden. Damit wurde die Annahme einer geringen Durchlässigkeit entlang der Schichtgrenze aufgrund stärkerer Verdichtung bestätigt. Aus diesem Grund wurde für eine ungefähr 20 cm mächtige Schicht am Übergang zum Grundwasserleiter der  $k$ -Wert der eingesetzten sandigen Kiese auf Basis der Laborversuche entsprechend einer dichten Lagerung mit  $k_{GWL,OK} = 5 \times 10^{-5}$  m/s angesetzt. Für Entlastungssäulen mit Einbindung wurde diese Zwischenschicht im numerischen Modell unterbrochen.

Darüber hinaus stellte der ausgeprägte Druckabfall im Nahbereich der wasserseitigen Sickerfläche, bis ungefähr zum zweiten Beobachtungspegel, eine weitere Randbedingung für die Kalibrierung dar. Aus diesem Grund wurde im vorderen Bereich der wasserführenden Schicht des Modells eine Abminderung des Durchlässigkeitsbeiwertes auf  $k_{GWL,EIN} = 1 \times 10^{-3}$  m/s berücksichtigt. Eine Darstellung des kalibrierten numerischen Damm-Modells ist zu entnehmen.

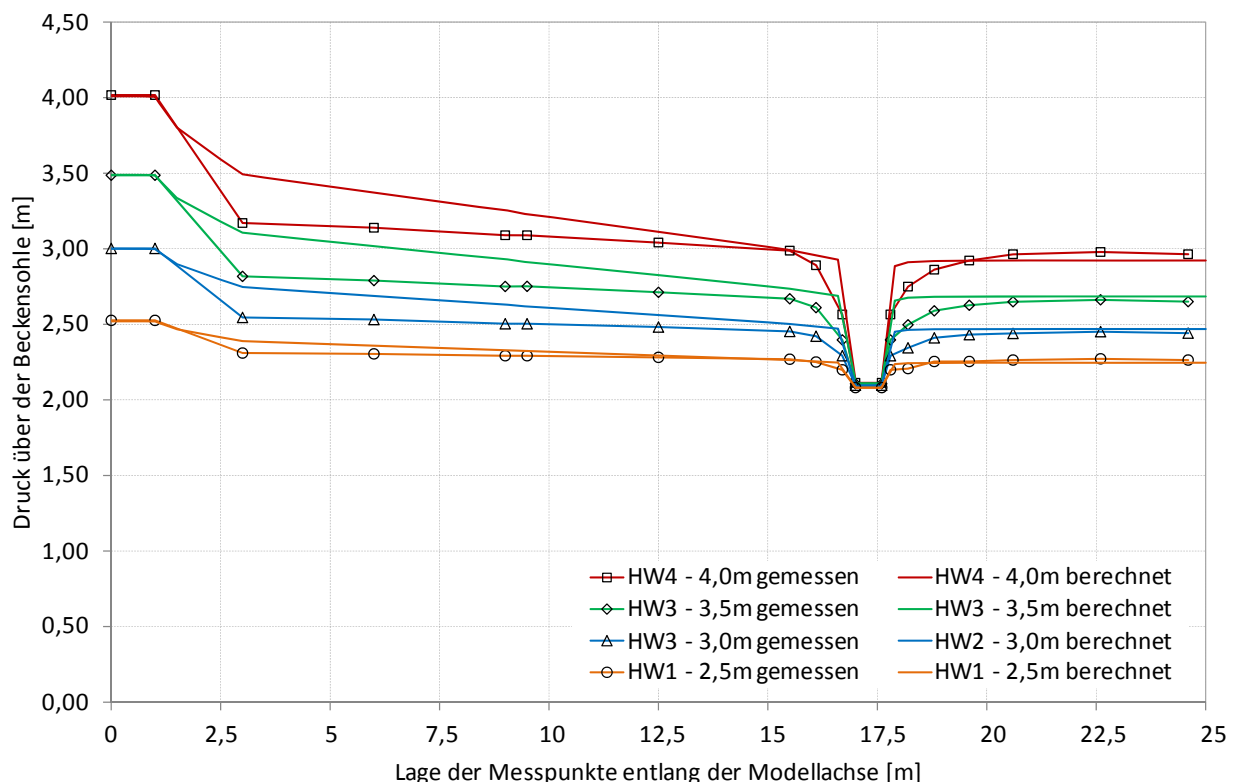


Abb. 7.27: Vergleich der gemessenen und numerisch ermittelten Drucklinien infolge der Kiessäule  $\varnothing 600$  mm ohne Einbindung in den Grundwasserleiter.

Am Beispiel der Kiessäule  $\varnothing 600$  mm ohne Einbindung soll das Ergebnis der Kalibrierung gezeigt werden. In Abb. 7.27 ist die berechnete und gemessene Druckverteilung im Grundwasserleiter

entlang der Modelllängsachse dargestellt. Damit konnte vor allem im Hinterland eine gute Übereinstimmung der Druckverläufe erzielt werden. Lediglich im Nahbereich der Entlastungsstelle sind geringe Abweichungen in der Form des Druckentlastungstrichters festzustellen. Gemäß der Näherungslösung ergibt sich unmittelbar am Kiessäulenrand ein steiler Anstieg des Druckes, während die Messungen auf einen kontinuierlichen Anstieg des Druckes hindeuten. In beiden Fällen erreicht der Überdruck auf die Deckschicht bereits in kurzer Entfernung zur Entlastungsstelle den Höchstwert, der im Hinterland infolge der verhinderten Ausströmung konstant bleibt. Stärkere Unterschiede zu den Messungen sind daher nur im Einflussbereich der wasserseitigen Sickerfläche zu beobachten.

Ein weiteres Kriterium der numerischen Kalibrierung bildet die Sickerwassermenge am Ende jeder stationären Stufe der simulierten Hochwasserganglinie. Abb. 7.28 zeigt die ermittelten Durchflusskurven. Während die gemessene Kurve durch die Näherungsfunktion des eingesetzten Thomson-Wehr und den lediglich dreiecksförmigen Durchflussquerschnitt geprägt ist, liefert die numerische Vergleichsrechnung einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen der numerisch ermittelten Durchflussmenge und dem Wasserstand. Anhand der Ergebnisse ist zu erkennen, dass der gemessene Durchfluss von der numerischen Lösung gering abweicht, was jedoch primär durch die Geometrie der Austrittsfläche bedingt ist.

Für die praktische Anwendung ist der getroffene Ansatz jedoch ausreichend. Zudem strömt das Sickerwasser in der Natur über die gesamte druckentlastungswirksame Säulenfläche und wird nicht durch das Messwehr an der freien Ausströmung eingeschränkt.

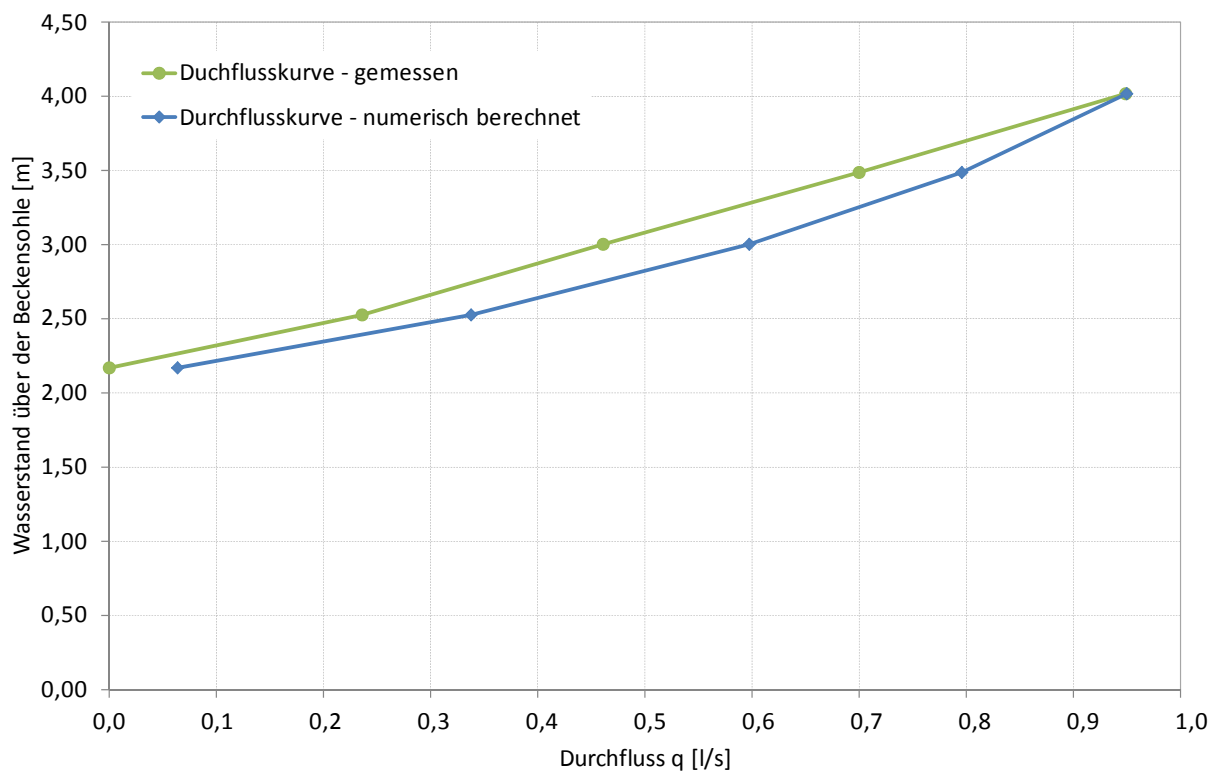


Abb. 7.28: Gemessene und numerisch ermittelte Durchflussmenge in Abhängigkeit vom Wasserstand.

## 7.6 Wirkungsweise einer Kiessäulenreihe

Die vorhin beschriebenen Modelle betrachten in erster Linie die Druckentlastungswirkung von einer Einzelsäule in Abhängigkeit der geometrischen und hydraulischen Parameter. Für die praktische Anwendung ist jedoch die Kenntnis über die Wirkungsweise einer Säulenreihe von Interesse, da ein System mit nur einer Entspannungssäule nicht ausreichen würde, um den Überdruck im Grundwasserleiter entlang eines lang gestreckten Dammschnittes unter das kritische Druckniveau zu reduzieren. Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aus den durchgeführten Untersuchungen sollen die Interaktion und das Zusammenwirken von einem System – bestehend aus mehreren Druckentlastungssäulen – am Beispiel des erweiterten naturmaßstäblichen numerischen Modells erläutert werden.

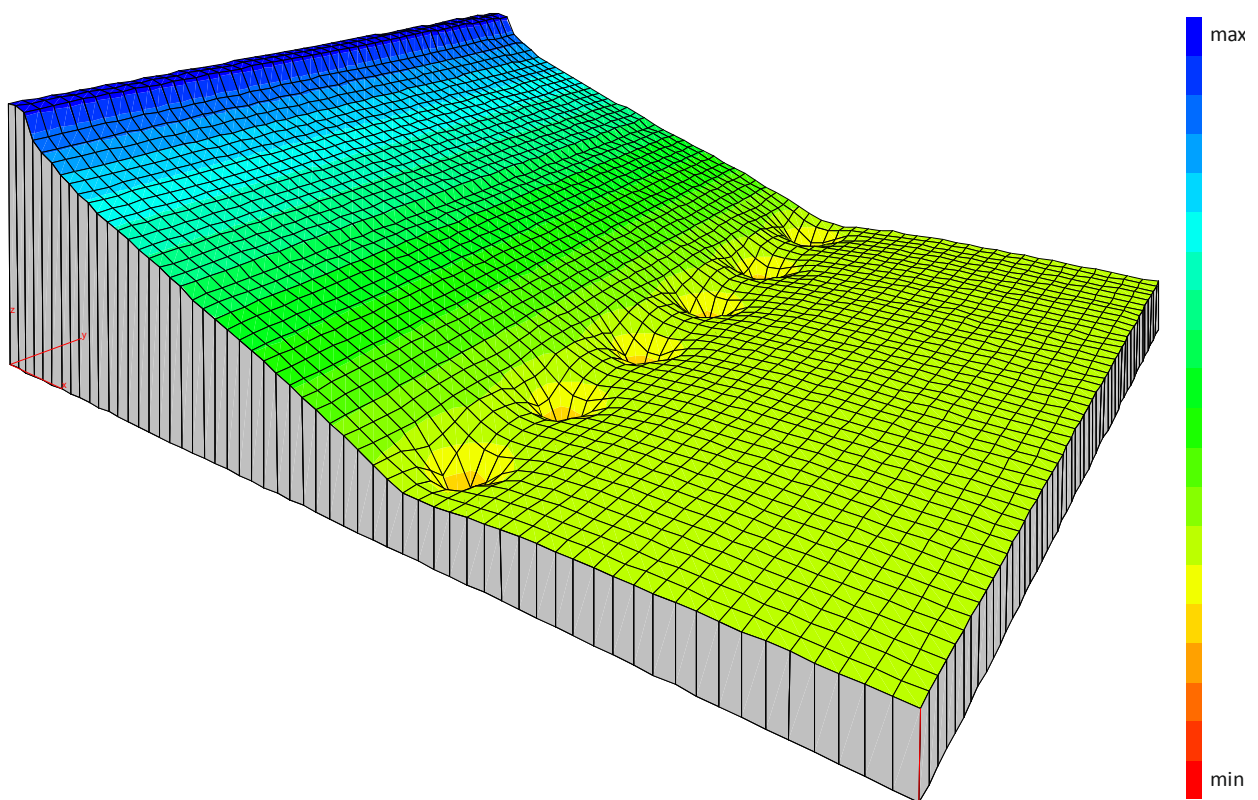


Abb. 7.29: Dreidimensionale Darstellung der Druckverteilung zufolge eines Druckentlastungssystems mit unendlicher Länge der Säulenreihe auf Grundlage des erweiterten naturmaßstäblichen Modells.

Bei der Betrachtung eines Mehrsäulensystems findet in Abhängigkeit vom Säulenabstand eine Überlagerung der Druckentlastungstrichter der Nachbarsäulen statt, sodass sich dazwischen ein Druckgewölbe ausbildet. Dabei erreicht der hydrostatische Überdruck das Maximum im Scheitelpunkt des Gewölbes (Abb. 7.29). Dieser befindet sich in größter Entfernung zu den beiden betrachteten Säulen, d.h. im Mittelpunkt der Länge des Säulenachsabstandes (siehe auch Kap. 5.6). Für die Dimensionierung einer Säulenreihe ist daher der Druckverlauf im Vertikalschnitt durch den Scheitelpunkt maßgebend. Wird der Bemessung eine Säulenreihe mit unendlicher Länge



zugrunde gelegt, welche parallel zu den Systemrändern am Einlauf (z.B. Fluss, Stauraum etc.) und Auslauf des Strömungsgebietes angeordnet ist, sind die Strömung und die Druckverteilung um jede Säule des Gesamtsystems ident. Dies setzt jedoch voraus, dass allfällige von der Hauptströmungsrichtung zwischen Vor- und Hinterland abweichende Grundwasserströmungen in das betrachtete Strömungsgebiet vernachlässigt werden. Für eine derartige Idealisierung lässt sich das System einer unendlichen Reihe von Drainagesäulen mit konstantem Achsabstand durch ein Modell mit lediglich einer Entlastungssäule vereinfachen. Dabei müssen aber die seitlichen Modellränder eine undurchlässige hydraulische Randbedingung besitzen und im halben Säulenabstand zu der Entlastungsstelle liegen.

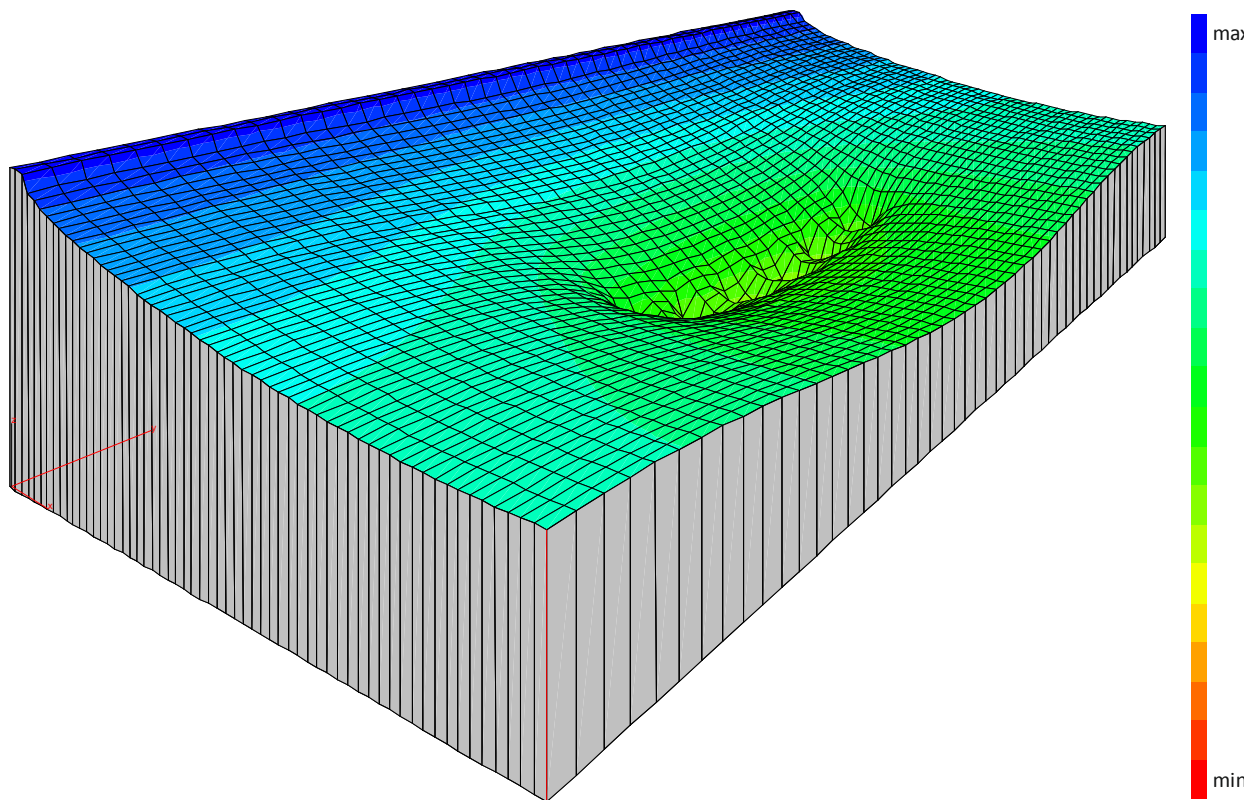


Abb. 7.30: Dreidimensionale Darstellung der Druckverteilung zufolge eines Druckentlastungssystems mit endlicher Länge der Säulenreihe auf Grundlage des erweiterten naturmaßstäblichen Modells.

Die vorhin beschriebenen Voraussetzungen sind aber nicht immer erfüllt, sodass zur Druckentlastung häufig ein System aus einer Säulenreihe mit endlicher Länge gelangt oder der Achsabstand zwischen den Drainagesäulen nicht konstant gehalten werden kann. Dabei erfahren vor allem die Randsäulen eine deutlich stärkere Zuströmung, wodurch die Größe des absoluten Druckabbaus signifikant reduziert wird (Abb. 7.30), was in der globalen Betrachtung eine Erhöhung der hydraulischen Belastung auf die oberflächennahen Untergrundschichten (z.B. feinkörnige Deckschicht) im Hinterland zu Folge hat. In Abhängigkeit von der Länge des Mehrsäulensystems wird der Einfluss der reduzierten Entlastungswirkung auch auf die Nachbarsäulen innerhalb des Systems übertragen. Das Druckpotential im Scheitelpunkt des



Druckgewölbe nimmt zwar mit größerer werdender Entfernung von der Randsäule stärker ab, erreicht jedoch erst ab entsprechend großer Anzahl von Säulen das Druckniveau der Säulenreihe mit unendlicher Länge. Diese asymptotische Annäherung an den zuvor genannten Grenzzustand lässt sich am besten mit einer Einhüllenden der Mittelpunkte beschreiben, die im Gegensatz zu der waagrechten Linie im Falle der „unendlichen“ Säulenreihe durch eine gekrümmte Form charakterisiert wird. Um jedoch in beiden Fällen annähernd ähnliche Sicherheit gegenüber dem hydraulischen Versagen der Deckschicht sicherzustellen, bedarf es gegebenenfalls einer gezielten Anpassung der Geometrie und des Achsabstandes der Entspannungssäulen im Randbereich einer endlichen Säulenreihe.

Eine qualitative Gegenüberstellung der Druckpotentialentwicklung im Mittelpunkt der Druckgewölbe einer Säulenreihe mit unendlicher (infini) und endlicher (finit) Länge stellt die Abb. 7.31 graphisch dar (in Anlehnung an [98]). Daraus ist ersichtlich, dass mit der Vergrößerung des Abstandes der Randsäule zum Modellrand die Druckentlastungswirkung des gesamten Systems maßgeblich reduziert wird. Zusätzlich ergibt sich eine unterschiedliche hydraulische Belastung auf den Bodenbereich zwischen den Nachbarsäulen, wobei vor allem die Druckverhältnisse um die Randsäulen kritisch sind.

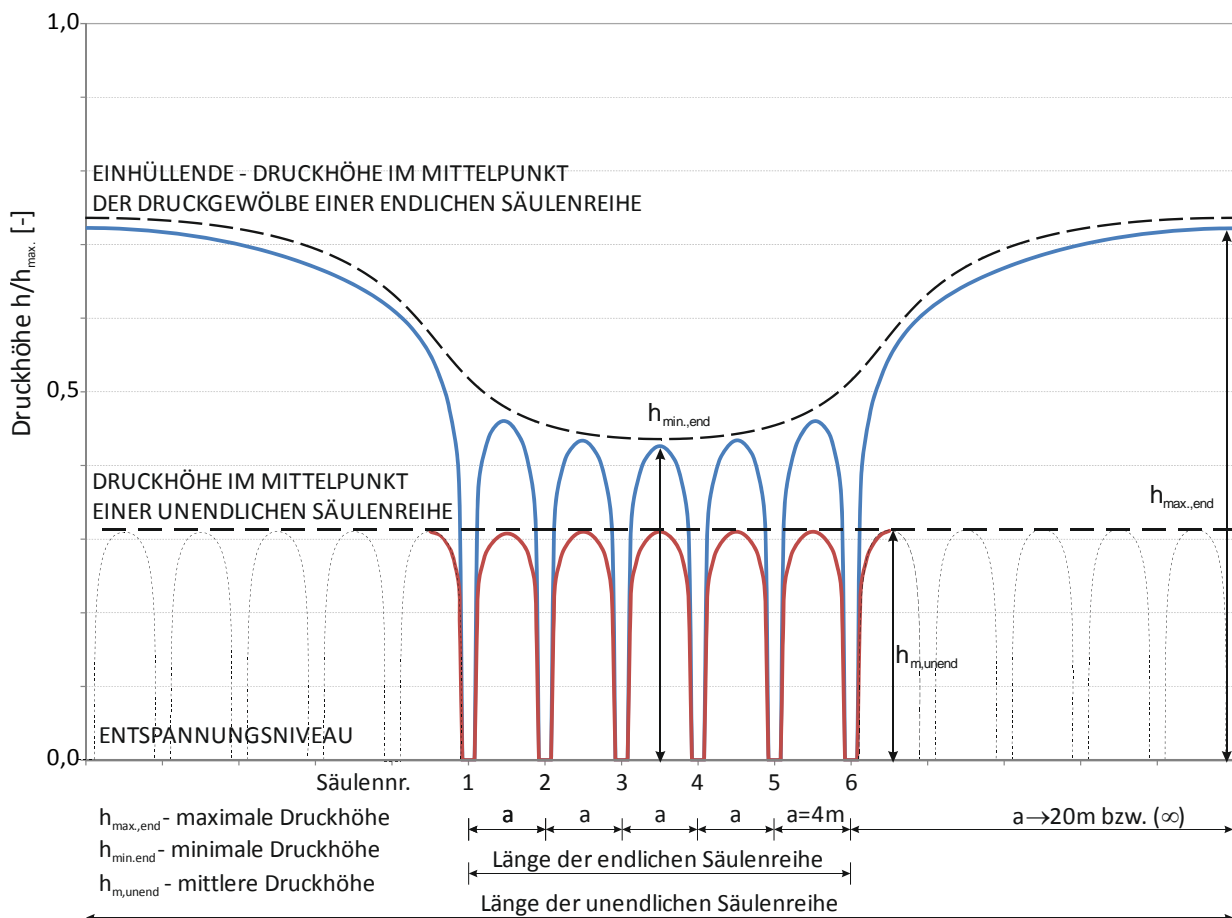


Abb. 7.31: Gegenüberstellung der Druckhöhe im Mittelpunkt der Druckgewölbe für eine Säulenreihe mit endlicher und unendlicher Länge.



## 8.2 Kiessäulenreihe mit unendlicher Länge im Strömungsfeld mit freiem/blockiertem Zu-/Abfluss

Bei unterströmten Hochwasser- bzw. Rückstaudämmen mit landseitiger Druckentlastung kommt der Fall einer Kiessäulenreihe mit „unendlicher“ Länge aufgrund der meist großen Ausdehnung derartiger Linienbauwerke relativ häufig vor. Lediglich im Randbereich (am Anfang und am Ende der Säulenreihe) sowie in der Nähe von entlastungswirksamen Kleingewässern oder Deckschichtfenstern im Dammhinterland (z.B. Teiche, Bäche, Wassergräben und -gruben etc.) ist eine gesonderte Betrachtung der Druckentlastungswirkung erforderlich (siehe Kap. 7.6). Für die Beurteilung der Wirkungsweise der Kiessäulenreihe und der im Bemessungslastfall anfallenden Sickerwassermenge ist außerdem die Wahl der hydraulischen Randbedingungen am betrachteten Strömungsfeld von großer Bedeutung.

Während Hochwässer durchgeführte Grundwasserstandmessungen bestätigen, dass der Druckabbau innerhalb der wasserführenden Schicht – je nach deren Durchlässigkeit – nur sehr langsam erfolgt, weshalb auch im angrenzenden Dammhinterland eine nahezu volle hydrostatische Druckhöhe auf die oberflächennahen Bodenschichten einwirkt (siehe auch Kap. 3.3). Bei der gegenständlichen Betrachtung des unterströmten Dammes wird aufbauend auf den Modellversuchen ein Strömungsfeld mit freier Zuströmung über die Flussbettssohle und blockiertem Abfluss im Hinterland angenommen. Damit wird zwar abweichend vom natürlichen Strömungsverhalten eine Behinderung der Strömung am landseitigen Modellrand vorausgesetzt, in Hinblick auf die Druckverteilung wird jedoch ein Ansatz getroffen, welcher aufgrund der meist nicht ausreichend bekannten hydraulischen Randbedingungen den ungünstigsten Lastfall darstellt.

In den Diagrammen (Abb. 8.2, Abb. 8.3 und Abb. 8.4) kann der im Mittelpunkt zwischen zwei Nachbarsäulen einer unendlichen Kiessäulenreihe berechnete prozentuelle Druck vom Einstauwasserstand in Abhängigkeit des Säulennachsabstandes abgelesen werden. Die Berechnungsergebnisse werden außerdem für unterschiedliche Durchlässigkeit der grundwasserleitenden Bodenschicht sowie unterschiedliche Länge des Vorlandes (Abstand zwischen Fluss und wasserseitigem Dammfuß) ausgewertet. Darüber hinaus konnte mit der Variation der Einbindetiefe (EIN 10 %, 25 %, 50 % und 100 %) bei der gewählten Mächtigkeit des Grundwasserleiters von 10 m der in Kap. 7.4.7.3 beschriebene Einfluss der Einbindetiefe auf die Druckentlastungswirkung bestätigt werden. Demnach weist die Säuleneinbindung bei der angenommenen Säulendurchlässigkeit von  $k_s = 1 \times 10^{-2}$  m/s lediglich eine geringe Auswirkung auf die Größe der zu erzielenden Druckentspannung auf, weshalb die Darstellung in den Diagrammen zusammengefasst (jeweils mit einer Druckkurve) für die Einbindelängen von 10 % bis 100 % erfolgt. Dieses Verhalten ist primär auf das begrenzte Abflussvermögen der Kiessäule zurückzuführen. Für die praktische Anwendung kann die Verbesserung der Wirkungsweise

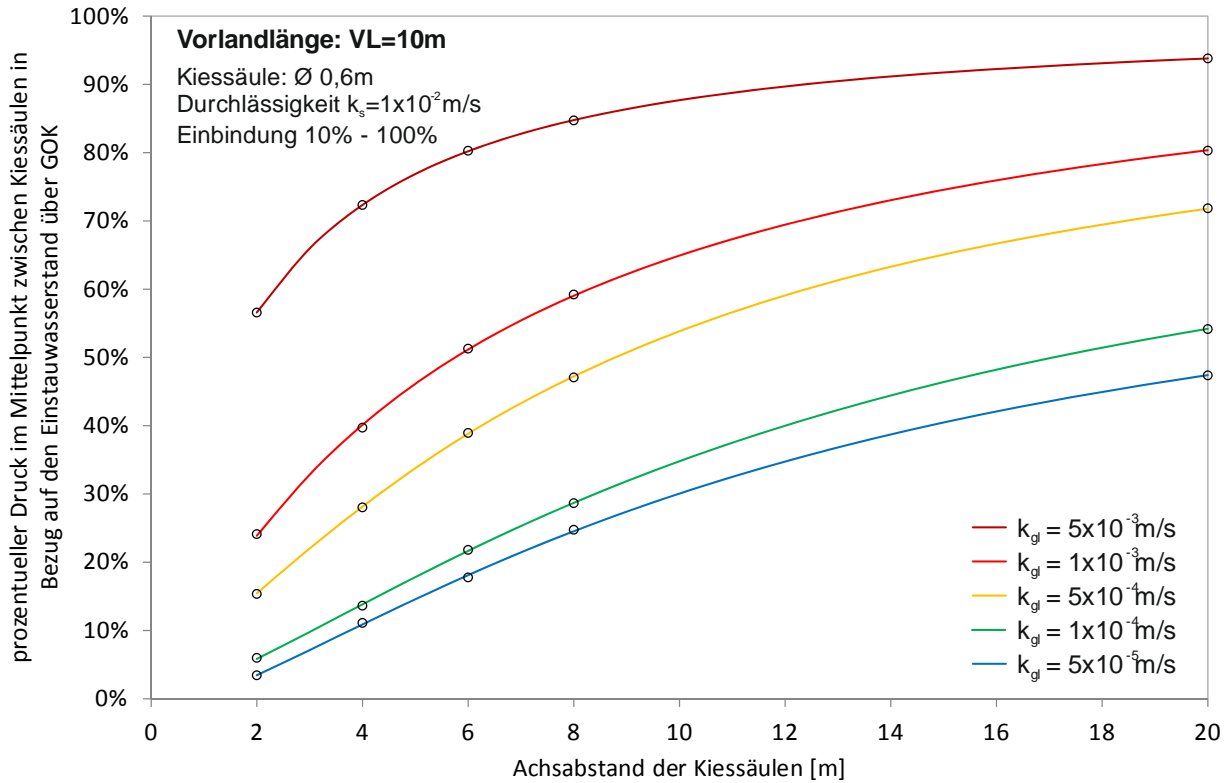


Abb. 8.2: Änderung des hydrostatischen Druckes im Mittelpunkt des Druckgewölbes zwischen den Kiessäulen bei einer Vorlandlänge von VL = 10 m in Abhängigkeit des Säulenachsabstandes und der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters.

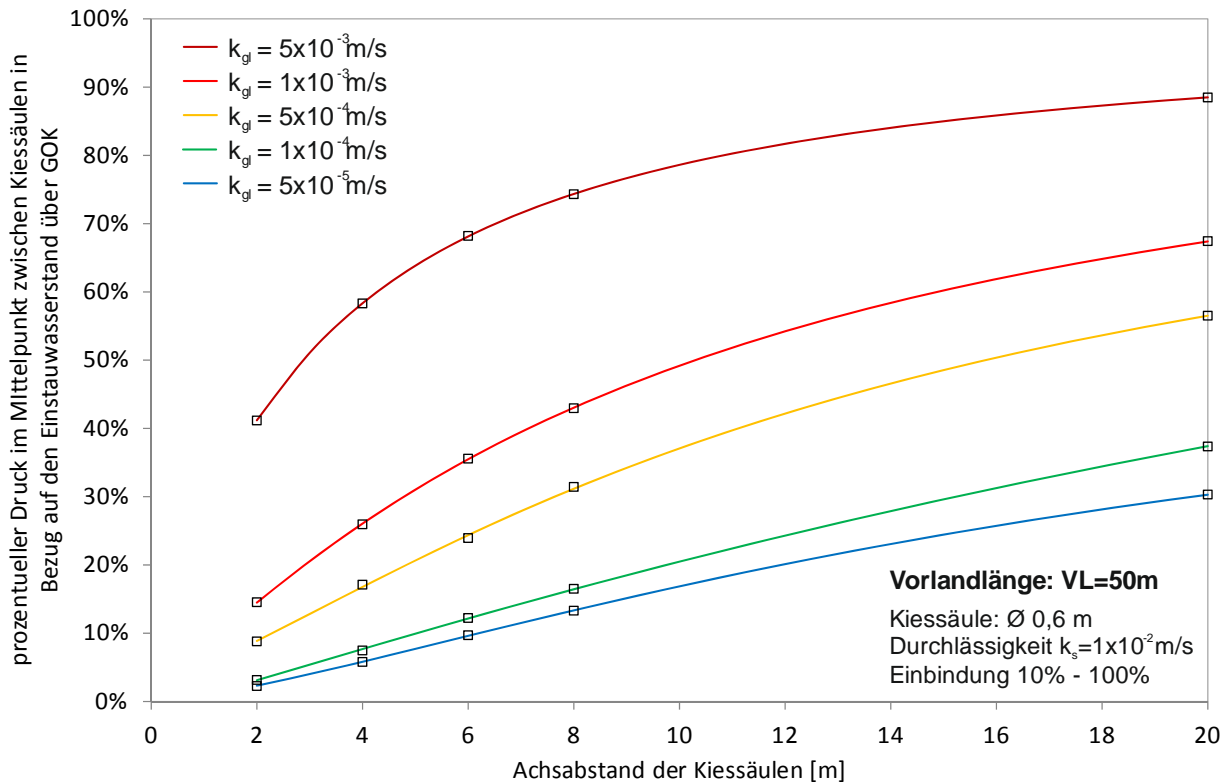


Abb. 8.3: Änderung des hydrostatischen Druckes im Mittelpunkt des Druckgewölbes zwischen den Kiessäulen bei einer Vorlandlänge von VL = 50 m in Abhängigkeit des Säulenachsabstandes und der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters.

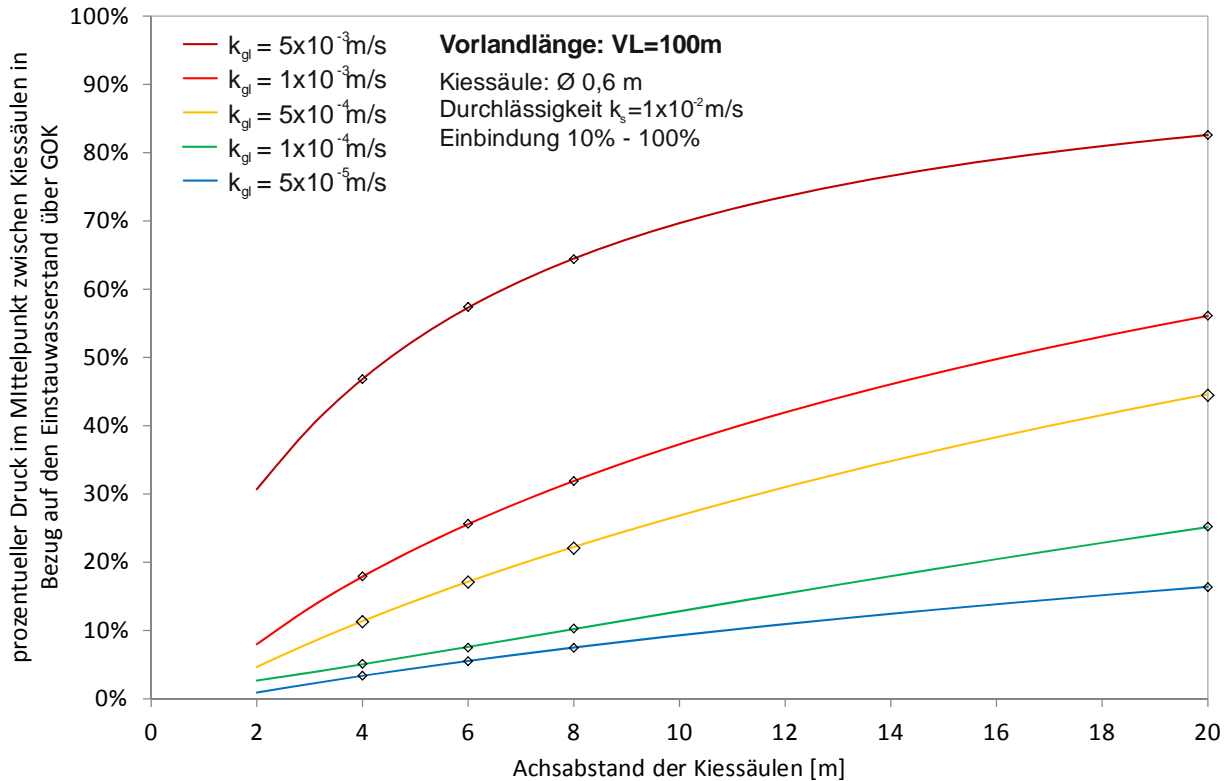


Abb. 8.4: Änderung des hydrostatischen Druckes im Mittelpunkt des Druckgewölbes zwischen den Kiessäulen bei einer Vorlandlänge von  $VL = 100$  m in Abhängigkeit des Säulenachsabstandes und der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters.

hinsichtlich der Säuleneinbindetiefe durch die Erhöhung der Kiessäulendurchlässigkeit erzielt werden. Demnach hat bereits eine Vergrößerung des  $k$ -Wertes der Kiessäule um lediglich eine halbe Zehnerpotenz gegenüber dem betrachteten Fall eine deutliche Verstärkung der Entspannungswirkung zur Folge.

Darüber hinaus verdeutlichen die im Diagramm dargestellten Drucklinien den Einfluss der Grundwasserleiterdurchlässigkeit auf die Größe der Druckentlastung. Insbesondere in Böden mit sehr hoher Durchlässigkeit ( $k = 5 \times 10^{-3}$  m/s) wird die Entspannungswirkung der Kiessäulenreihe unter Berücksichtigung der gewählten Randbedingungen erheblich eingeschränkt. Bei Dämmen, die sich in einem größeren Abstand zum Fluss befinden, wird zwar das Druckpotential zufolge der Druckentlastung der Entlastungsdrainage zusätzlich durch die Verlängerung des Sickerweges abgebaut, eine deutlich stärkere Auswirkung auf die natürliche Reduktion des hydrostatischen Druckes besitzt jedoch die Durchlässigkeit des Untergrundes. Demnach wird beispielsweise in einem Grundwasserleiter mit einer Durchlässigkeit von  $k = 1 \times 10^{-3}$  m/s das Potential im Mittelpunkt zwischen den Kiessäulen mit einem Achsabstand von  $a = 4$  m um mehr als 30 % gegenüber einem Untergrund mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $k = 5 \times 10^{-3}$  m/s abgebaut.

Bei der Festlegung des optimalen Druckentlastungssystems sind jedoch die vorhin beschriebenen Einflussfaktoren (z.B. Durchlässigkeit, Vorlandlänge, Einstauwasserstand etc.) vorgegeben,

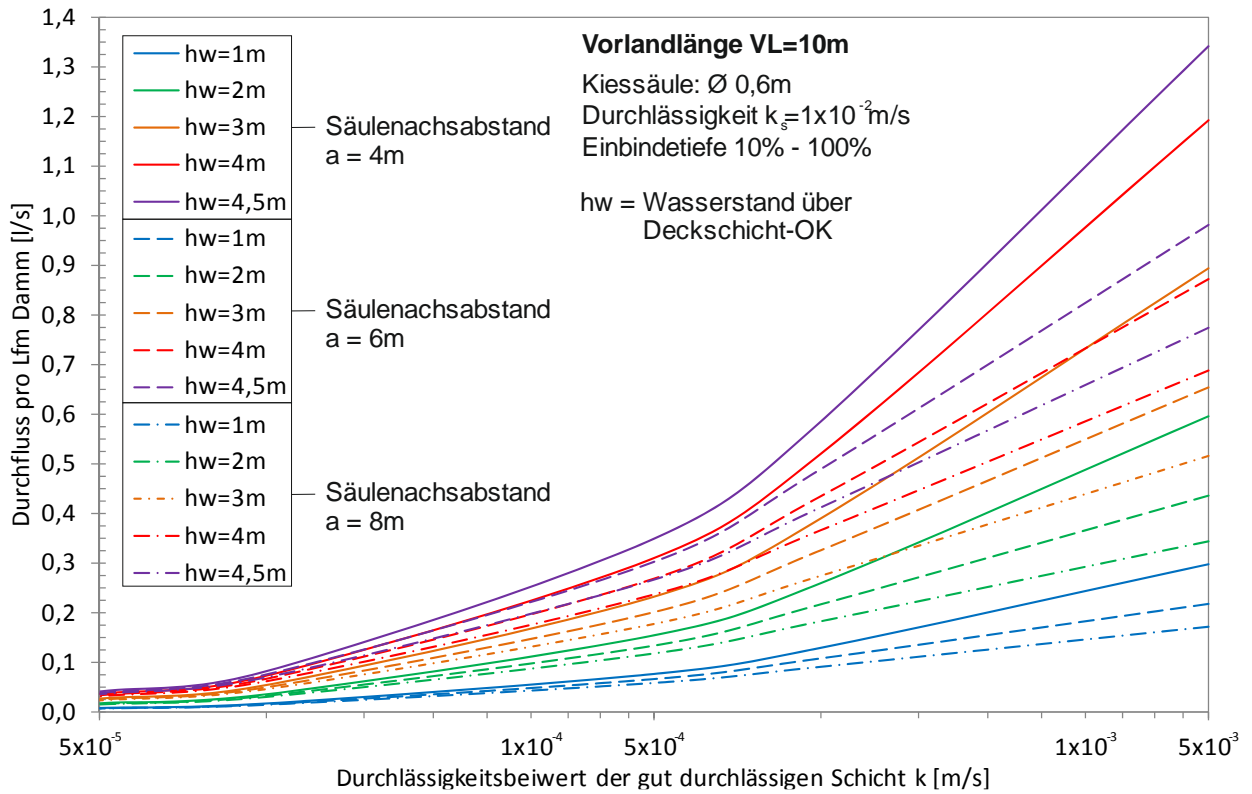


Abb. 8.5: Kiessäulendurchfluss Q pro Laufmeter Damm in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters am Beispiel eines Dammes mit Vorlandlänge von VL = 10 m und einer unendlichen Kiessäulenreihe mit Achsabstand von a = 4 m, 6 m, 8 m.

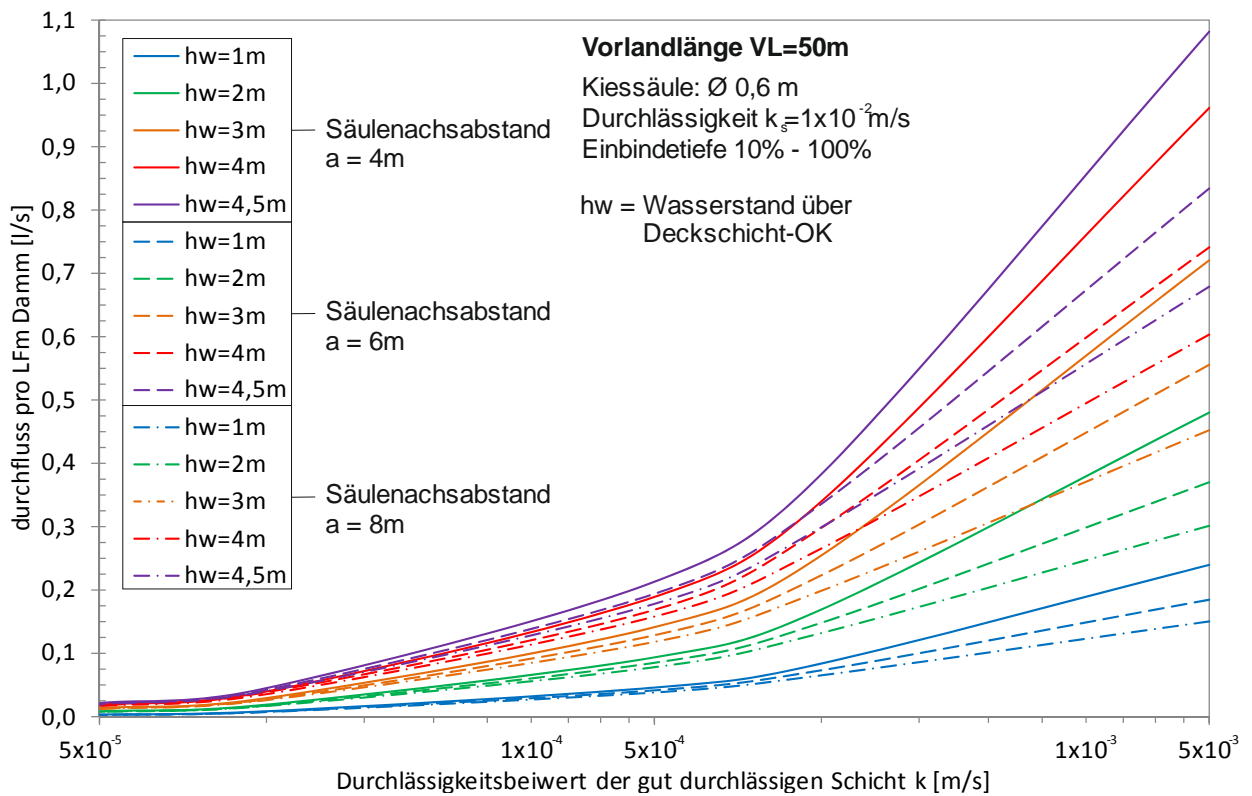


Abb. 8.6: Kiessäulendurchfluss Q pro Laufmeter Damm in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters am Beispiel eines Dammes mit Vorlandlänge von VL = 50 m und einer unendlichen Kiessäulenreihe mit Achsabstand von a = 4 m, 6 m, 8 m.

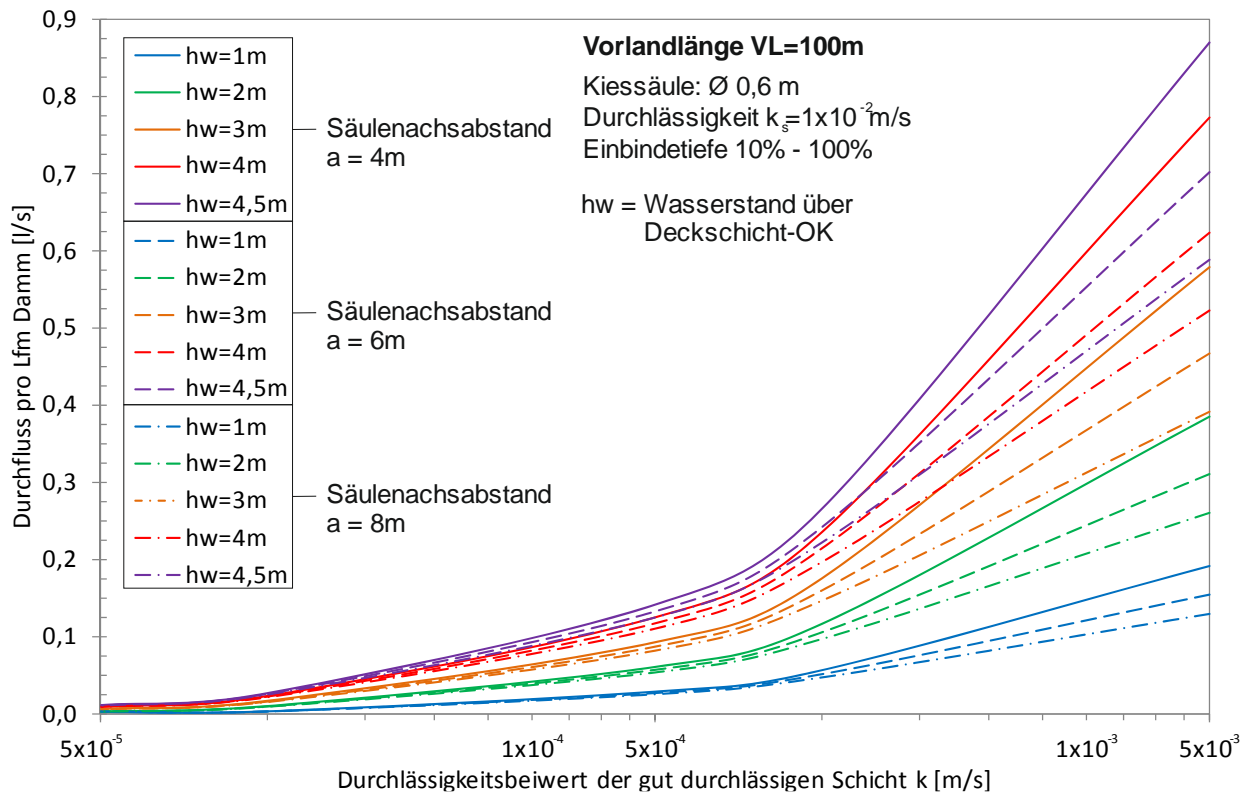


Abb. 8.7: Kiessäulendurchfluss  $Q$  pro Laufmeter Damm in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters am Beispiel eines Dammes mit Vorlandlänge von  $VL = 100 \text{ m}$  und einer unendlichen Kiessäulenreihe mit Achsabstand von  $a = 4 \text{ m}, 6 \text{ m}, 8 \text{ m}$ .

weshalb der Wahl der geometrischen und hydraulischen Parameter des Druckentlastungssystems besondere Bedeutung zukommt. Die Wirkungsweise bzw. die Größe des hydrostatischen Druckes im Bereich des landseitigen Dammfußes wird dabei maßgeblich vom Kiessäulenachsabstand beeinflusst. Wird dieser schrittweise vergrößert, nimmt damit auch die Belastung auf die oberflächennahe Deckschicht kontinuierlich zu, sodass sich Drucklinie asymptotisch an den Wert des Potentials für den Fall ohne Druckentlastung annähert.

Da der Druckabbau zufolge eines Druckentlastungssystems durch Sickerwasseraustritte über die Drainageelemente begleitet wird, ist neben der hydrostatischen Wirkungsweise stets auch die Durchflussmenge zu betrachten, um darauf aufbauend Maßnahmen zur Minimierung einer möglichen unerwünschten Vernässung des angrenzenden Hinterlandes treffen zu können. In den Diagrammen (Abb. 8.2, Abb. 8.3 und Abb. 8.4) sind für die untersuchte unendliche Kiessäulenreihe mit einem Achsabstand der Säulen von  $4 \text{ m}, 6 \text{ m}$  und  $8 \text{ m}$  die Durchflüsse in  $\text{l/s}$  pro Laufmeter des Dammes in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des homogenen Untergrundes und des Einstauwasserstandes von  $1 \text{ m}, 2 \text{ m}, 3 \text{ m}, 4 \text{ m}$  und  $4,5 \text{ m}$  über dem Entlastungsniveau abzulesen. Den graphischen Auswertungen ist auch der Einfluss der Vorlandlänge auf die Menge des austretenden Sickerwassers zu entnehmen, welche jedoch primär von der Grundwasserleiterdurchlässigkeit beeinflusst wird. Entsprechend dem ermittelten Verlauf der Durchflusskurven nimmt die Durchflussmenge mit der Erhöhung des  $k$ -Werts progressiv zu. Diese rechnerische Quantifizierung der Sickerwasseraustritte setzt jedoch eine Verhinderung der

Grundwasserbewegung ins Hinterland voraus, wodurch die Strömung landseitig der Kiessäulenreihe stark reduziert wird. Damit konzentriert sich der Zufluss primär auf die Kiessäulen und stellt den ungünstigsten Fall hinsichtlich der Durchflussbestimmung dar.

Da jedoch die Sickerwassermenge sowie die Druckentlastungswirkung stark von der Wahl der hydraulischen Randbedingungen am Strömungsfeld abhängen, ist eine allgemein gültige Anwendung der hier beschriebenen Ergebnisse nicht möglich. Diese sollen vielmehr zur Vorbemessung von derartigen Kiessäulenreihen herangezogen und in weiterer Folge nach Festlegung der tatsächlich vorherrschenden hydraulischen Randbedingungen optimiert werden.

### **8.3 Hinweise für den praktischen Einsatz und die Bemessung von Druckentlastungsdrainagen**

Die Wahl des optimalen Systems zur Druckentlastung und insbesondere die Bemessung der hydraulischen Wirkungsweise stellen aufgrund der Vielzahl von verschiedenen Einflussfaktoren eine komplexe Aufgabe dar. Dies erfordert daher eine im Einzelfall an die hydraulischen und geotechnischen Randbedingungen des betrachteten Strömungsfeldes angepasste Herangehensweise. Dabei steht vor allem einer detaillierten und möglichst genauen Erhebung der Eingangsparameter als Grundlage für die Dimensionierung besondere Bedeutung zu, wenngleich in den meisten Fällen der Abbildung der natürlichen Strömungsverhältnisse vereinfachte und idealisierte Modelle zugrunde gelegt werden. Für die Berechnung der Druckentlastungswirkung können im Wesentlichen stationäre Strömungszustände vorausgesetzt werden. In Hinblick auf die Prognose und die Quantifizierung der Sickerwasseraustritte während eines Hochwasserereignisses sind jedoch instationäre Strömungsberechnungen unumgänglich. Im Folgenden werden auf Basis der durchgeführten Untersuchungen und mehrjähriger Erfahrungen einige Hinweise für den praktischen Einsatz aufgelistet. Gleichzeitig werden dabei die maßgebenden Einflussparameter auf die numerische Lösung der Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainagen bei Unterströmung von Dämmen erläutert, die bedeutend für die Dimensionierung sind:

#### **Grundwasserströmungsmodell**

- Geometrische Randbedingungen des Strömungsfeldes
  - Länge des Vorlandes = Abstand des Dammfußes zum Fluss bzw. zum effektiven Zuflussrand unter Berücksichtigung von allfälligen künstlichen oder natürlichen Deckschichtfenstern.
  - Länge des Hinterlandes = Abstand zwischen der Achse der Druckentlastung und dem effektiven Ausströmungsrand (frei oder blockierte Ausströmung).
  - Mächtigkeit und Verlauf der hydraulisch relevanten Bodenschichten (z.B. bindige Deckschicht, Grundwasserleiter inkl. Zwischenschichten, Grundwasserstauer etc.).



- Hydraulische Randbedingungen
  - Zeitabhängiger Verlauf der maßgebenden Hochwasserganglinie inkl. der Bemessungswasserstände
  - Definition von hydraulischen Bemessungskriterien
    - Kritische hydrostatische Druckhöhe in Bezug auf die Geländeoberkante am landseitigen Dammfuß bzw. im angrenzenden Hinterland.
    - Kritische hydraulische Gradienten für Schichten.
  - Definition der hydraulischen Randbedingung am Zuflussrand (Fluss, Wasserspeicher etc.)
    - Freie Zuströmung: Zeit-Potential-Randbedingung
  - Definition der hydraulischen Randbedingung am Ausströmungsrand (Hinterland)
    - Freie Ausströmung: Potential-Randbedingung
    - Blockierte Ausströmung: no-flow Randbedingung
- Geotechnische und hydrologische Randbedingungen
  - Untergrundaufbau, Schichtung, Mächtigkeit
    - Bestimmung der Bodenart, der Mächtigkeit der bindigen Deckschicht sowie der Deckschicht-UK (inkl. Schichtübergang)/Grundwasserleiter-OK am landseitigen Dammfuß
      - Planungsphase (Untergrunderkundung): alle 125 – 250 m;  
Verdichtung des Erkundungsrasters im Bereich von ehemaligen bzw. bestehenden Altarmen, entlastungswirksamen Gräben, Deckschichtfenstern, bestehenden Einbauten/Bauwerken etc.
      - Ausführungsphase (Untergrunddokumentation während der Herstellung der Druckentlastungselemente): mindestens alle 50 m
    - Bestimmung der Bodenart, der Mächtigkeit der grundwasserleitenden Schichten sowie der Grundwasserleiter-UK/Grundwasserstauer-OK
      - Planungsphase (Untergrunderkundung): alle 500 - 1000 m;  
Verdichtung des Erkundungsrasters im Bereich von ehemaligen sowie bestehenden Altarmen, Altarmquerungen, bestehenden Einbauten/Bauwerken etc.
  - Bodenphysikalische Kennwerte
    - Bestimmung der Durchlässigkeit der grundwasserführenden Bodenschichten mittels Pumpversuche in Erkundungsbohrungen oder neuen bzw. bestehenden Beobachtungspegeln; die Pumpversuche sind bei Durchlässigkeitsbestimmungen stets zu bevorzugen!
    - Bestimmung der Durchlässigkeit mittels Laboratoriumsversuchen (höhere Versuchsanzahl ermöglicht eine statistische Auswertung der  $k$ -Werte, wodurch allfällige Fehlmessungen leichter erkannt werden können; die

Durchlässigkeitsversuche sind stets unter Berücksichtigung der Einbaudichte durchzuführen).

- Beurteilung der Erosionsanfälligkeit der Untergrundschichten
- Lage des Grundwasserspiegels
  - Definition des maßgebenden Grundwasserstandes (z.B. 10-jährlicher Grundwasserstand)
  - Auswertung von langzeitlichen Grundwasserstandmessungen in Pegeln im landseitigen Dammbereich bzw. im angrenzenden Hinterland zur Bestimmung der Druckniveaus im Grundwasserleiter während Hochwässer.

### Druckentlastungsdrainagen

- Lage am landseitigen Dammfuß und Geometrie
  - Durchmesser/Breite
    - Kiessäulen: punktförmige Druckentlastungselemente mit einem Standarddurchmesser von  $\varnothing \approx 60 - 70$  cm; die Anpassung des Durchmessers ist je nach eingesetztem Herstellungsverfahren bedingt möglich.
    - Sickerschlitze: punktförmige Druckentlastungselemente, deren entlastungswirksame Querschnittsfläche von der eingesetzten Breite der Baggerschaufel abhängt; die Breite kann nahezu beliebig angepasst werden.
    - Drainagegräben: linienförmige Druckentlastungen, deren entlastungswirksame Querschnittsfläche von der eingesetzten Breite der Baggerschaufel abhängt; die Breite kann nahezu beliebig angepasst werden.
  - Achsabstand
    - maßgebender Parameter von punktförmigen Druckentlastungen; stellt aber keine fixe Größe dar, sondern ist variabel.
    - die Festlegung des optimalen Achsabstandes hat unter Berücksichtigung der geotechnischen, hydraulischen und örtlichen Randbedingungen zu erfolgen.
  - Einbindetiefe von punktförmigen Drainageelementen in die gut durchlässige Bodenschicht
    - die Einbindung von 10 % bzw. 20% der Grundwasserleitmächtigkeit ab Deckschicht-UK (einschließlich Schichtübergang zu der gut durchlässigen Bodenschicht) bzw. eine Mindesteinbindung der Drainageelemente in den gut durchlässigen Grundwasserleiter von ca. > 1,5 bzw. 2,0 m ist stets einzuhalten.
    - die Mindesteinbindetiefe hat eine hydraulische Verbindung mit den gut durchlässigen Bodenschichten (Grundwasserleiter) sicherzustellen.

- die Größe der Druckentlastungswirkung nimmt in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit der Drainageelemente mit der Einbindetiefe degressiv zu.
- Hydraulische Eigenschaften
  - die Systemdurchlässigkeit der Drainageelemente hat einen starken Einfluss auf die Wirkungsweise des Druckentlastungssystem
  - Mindestdurchlässigkeit von Drainagekies  $k \geq 1 \times 10^{-2}$  m/s
- Geotextilummantelung
  - die Geotextilummantelung (Filtervlies, allenfalls Filtergewebe) hat hinsichtlich der Filter- und Trennfunktion gegenüber dem Grundwasserleiter einen maßgebenden Einfluss auf das langzeitliche Druckentlastungsverhalten der Drainageelemente.
  - die Wahl und Bemessung des geotextilen Filters haben stets in Abhängigkeit von den angetroffenen Böden (Körnungsband) zu erfolgen.
  - der geotextile Filter hat entsprechend den gültigen Regelwerken die Anforderungen an Bodenrückhalt, Kolmation, Durchlässigkeit und Robustheit zu erfüllen.
  - für die Vliesummantelung sind mechanisch verfestigte Filtervliese (oder langfristig erprobte Filtergewebe) anzuwenden.

### **Berechnung der Druckentlastungswirkung und Quantifizierung der Sickerwasseraustritte mittels FEM**

- Bei der Bemessung von punktförmigen Entlastungselementen in einer endlichen oder unendlichen Reihe (z.B. Kiessäulen, Sickerschlitze oder Brunnen) sind stets 3D-Modelle anzuwenden.
- Bei der Bemessung von linienförmigen Entlastungselementen in Form eines Drainagegrabens sind neben 3D-Modellen auch 2D-Modelle geeignet.
- Zur Erhöhung der Berechnungsgenauigkeit hinsichtlich der Druckentlastungswirkung und der anfallenden Sickerwassermenge sollten die numerischen Vergleichsmodelle anhand von Daten aus bestehenden Grundwasserbeobachtungspegeln kalibriert werden.
- Die Wahl der hydraulischen Randbedingungen hat einen wesentlichen Einfluss auf die Genauigkeit der numerischen Abbildung der natürlichen Strömungsverhältnisse und der Berechnungsergebnisse (siehe Hinweise zu Grundwasserströmungsmodell).

# 9 Hinterlandvernässung

## 9.1 Einleitung

Die meisten Flusslandschaften wurden aufgrund ihrer naturräumlichen Gegebenheiten bereits vor Jahrhunderten infolge unregelmäßig auftretender extremer Niederschlagsereignisse, welche zu Überschwemmungen und in weiterer Folge zu saisonalem Anstieg der Grundwassersstände führten, zum Teil großflächig vernässt. Mit gezieltem Ausbau von Hochwasserschutzanlagen entlang der Fließgewässer konnte jedoch eine direkte Ausuferung meist langfristig reduziert werden. Damit wurde auch die Intensität der Vernässungen abgeschwächt, das (Rest-)Risiko blieb jedoch weiterhin hoch. Heutzutage bietet das an die Dammbauwerke angrenzende Hinterland wertvolle Naturschutzräume sowie landwirtschaftlich genutzte Flächen oder Siedlungsgebiete mit verzweigter Infrastruktur. Insbesondere für die Landwirtschaft stellt die Hinterlandvernässung eine unerwünschte Reduktion und Abwertung der Anbauflächen dar. Die Vernässungen werden daher als zeitlich lang anhaltende und räumlich begrenzte Feuchtflächen mit unterschiedlicher Ausdehnung und variierender Anzahl bezeichnet. Die Ursache dafür liegt primär in der Wassersättigung der oberflächennahen Bodenschichten mit oder ohne freistehendes Wasser über der Geländeoberfläche.

Die Bildung von lokalen Wasserflächen wird neben einer Vielzahl von natürlichen Einflüssen teilweise auch infolge der Entlastungsdrainagen entlang von Hochwasserschutz- und Rückhaltedämmen begünstigt. Während der Hochwässer kann das zufolge der Unterströmung des Dammes austretende Sickerwasser unter bestimmten geotechnischen, hydraulischen und topographischen Bedingungen zur örtlich verstärkten Vernässungen im Hinterland führen. In der Praxis ist jedoch eine derartig eindeutige Zuordnung äußerst schwierig, da der Vernässungsprozess durch die Überlagerung von mehreren, oftmals gleichzeitig auftretenden Entstehungsursachen stattfindet. Um die Vernässungswässer im Sinne eines optimierten Managements der Hinterlandvernässung quantifizieren zu können, bedarf es in erster Linie der Kenntnis über deren Ursprung. Hierfür sind Bewertungsansätze erforderlich, welche konventionelle Beobachtungsmethoden und Luftbildfernerkundungen mit empirischen Erkenntnissen aus den beschriebenen Modellversuchen kombinieren.

## 9.2 Ursachen der Hinterlandvernässung

### 9.2.1 Einflussfaktoren auf die Vernässung

Die Hinterlandvernässung stellt einen natürlichen, zeitlich veränderlichen Prozess einer konzentrierten Ansammlung von Oberflächen-, Grund- und Sickerwässern in Bereichen mit erschwertem Abfluss und reduzierter Versickerung dar. Hiervon sind insbesondere tiefer liegende Stellen im Hinterland mit einer oberflächennahen, gering durchlässigen Deckschicht betroffen. Bei artesisch gespannten Grundwasserverhältnissen können in gleichem Maße vorhandene Deckschichtfenster lokale Vernässungen verursachen. Unabhängig von Geländevertiefungen zeigt sich die Entstehung von Nass- bzw. Wasserflächen in jenen Bereichen, in denen die oberflächennahen Bodenschichten einen hohen Sättigungsgrad besitzen [67]. Das im Porenraum der obersten Schichten enthaltene Wasser bildet oftmals einen schwebenden Grundwasserhorizont oberhalb der darunterliegenden feinkörnigen Deckschicht. Damit reichen lediglich geringe Wassermengen aus, um den Wasserspiegel über die Geländeoberfläche ansteigen zu lassen.

Die Einflussfaktoren auf die Vernässungsbildung sind daher sehr vielfältig, zugleich aber eng miteinander verbunden. Die Dauer und Intensität der Niederschläge beeinflussen direkt das Hochwasserregime der Flüsse und haben außerdem eine wesentliche Auswirkung auf die zeitlichen Veränderungen des Grundwasserspiegels. Das Versickerungs- bzw. Strömungsverhalten hängt wiederum von bodenmechanischen bzw. hydraulischen Eigenschaften des Untergrundes und vom dessen Aufbau ab. Hierzu kommt der Einfluss der Topographie in der Umgebung der Flussläufe, die den Oberflächenabfluss maßgebend bestimmt. Darüber hinaus ist auch die Auswirkung der getroffenen Hochwasserschutzmaßnahmen auf die Ausbildung von Feuchtflächen infolge Sickerwasseraustritte (Qualmässer) oder kontrollierter Inundation des Hinterlandes zu berücksichtigen. Bei dieser Betrachtung darf ebenfalls die künstliche Bewässerung der landwirtschaftlich genutzten Flächen nicht außer Acht gelassen werden.

Basierend auf Beobachtungen und Erkenntnissen aus dem Projekt Sanierung Hochwasserschutz March/Thaya ([60]) sowie diversen internationalen Studien über Vernässungen ([27], [47], [87]) lassen sich die folgend beschriebenen Entstehungsursachen unterscheiden.

### 9.2.2 Vernässungen zufolge des Oberflächenwassers

Die Entstehung von Oberflächenwässern ist in erster Linie eng mit Niederschlägen verbunden. Diese haben oftmals klein- oder großräumige Überflutungen zur Folge. Wenn das Niederschlagswasser nicht versickern kann, werden diese Wässer aufgrund natürlicher Unregelmäßigkeiten der Geländeoberfläche verlagert und bilden somit konzentrierte Wasserflächen. Hierzu lassen sich folgende Ursachen unterscheiden:

- *Niederschläge* sind eine der häufigsten Vernässungsursachen. Nach der anfänglichen Wassersättigung der obersten Bodenschichten durch intensive Niederschlagsereignisse

begünstigen konzentrierte Oberflächenabflüsse zu Geländevertiefungen die Entstehung von Feucht- und Wasserflächen.

- *Ausuferungen* entstehen durch eine temporäre Überlastung von natürlichen oder künstlichen Gerinnen bzw. Gräben im Hinterland infolge verstärkter Oberflächenabflüsse, Rückstaus oder hoher Grundwasserstände. Dabei tritt das oberirdisch geführte Wasser über die Ufer aus und verursacht je nach Geländetopographie lokale Vernässungen.
- *Überschwemmungen* bedeuten selten auftretende Ereignisse einer unkontrollierten großräumigen Überflutung des Hinterlandes durch das Versagen der Hochwasserschutzbauwerke. Für die Beurteilung des Risikos hinsichtlich wiederkehrender Vernässungen sind sie jedoch nicht von großer Bedeutung.
- *Künstliche Bewässerung* kann in größeren Mengen ebenfalls Vernässungen verursachen. Da diese jedoch eine sehr begrenzte Flächenausdehnung aufweisen und von kurzer Dauer sind, werden sie im Rahmen des Vernässungsmanagements nicht berücksichtigt.

### 9.2.3 Vernässungen zufolge des Grundwassers

Das Grundwasser und insbesondere die jahreszeitlichen Grundwasserspiegelschwankungen besitzen einen bedeutenden Einfluss auf die Entstehung und die Intensität von Vernässungen. In den Flusslandschaften besteht der Untergrund häufig aus oberflächennahen, gering durchlässigen Deckschichten mit variierender Mächtigkeit und dem darunter liegenden Grundwasserträger. Mit dem zeitverzögerten Anstieg des Grundwasserspiegels während der Hochwässer bzw. nach stärkeren Niederschlagsphasen bilden sich in dem durchlässigen Untergrund häufig (artesisch) gespannte Druckverhältnisse aus.

Unter Berücksichtigung der Druckzustände im Grundwasserleiter und der Homogenität der Deckschicht ergeben sich zum Teil unterschiedliche Ursachen für die Vernässungsentstehung:

- *Artesisch gespannte Druckverhältnisse* können aufgrund der hydrostatischen Druckbelastung ein lokales hydraulisches Versagen (Erosion bzw. Aufschwimmen) der feinkörnigen Bodenschicht verursachen. Darüber hinaus tritt bei heterogenen Deckschichten mit örtlich höherer Durchlässigkeit das unter Druck stehende Grundwasser an der Oberfläche aus. In beiden Fällen führt das Sickerwasser – vor allem im Bereich von Geländevertiefungen – zur Bildung von Feucht- bzw. Wasserflächen.
- *Deckschichtfenster* stellen natürlich entstandene oder künstlich hergestellte Fehlstellen (z.B. ehemalige Altarme, Bäche, Gruben etc.) in der oberflächennahen, gering durchlässigen Deckschicht dar. Bei ausreichend hohem Grundwasserstand ermöglichen sie einen freien Austritt des unterirdischen Wassers zur Geländeoberfläche. Der Oberflächenabfluss hängt dabei von der topographischen Höhenlage der Deckschichtöffnung ab.
- *Schwebendes Grundwasser* entsteht direkt durch Niederschläge bzw. den Oberflächenabfluss der Wässer innerhalb der obersten, durchlässigeren Bodenschicht,

welche von einer bindigen Deckschicht unterlagert wird. Damit weisen die oberflächennahen Schichten eine hohe Sättigung auf und bewirken die Entstehung von Feuchtflächen. Durch einen weiteren Wassernachschub kann der (schwebende) Grundwasserspiegel über die Geländeoberkante ansteigen und groß- bzw. kleinflächige Vernässungen verursachen.

#### 9.2.4 Vernässungen zufolge des Sickerwassers

Das Sickerwasser kann im Falle von Hochwasserschutzdämmen auf zwei unterschiedliche Arten ins Hinterland austreten und dieses vernässen:

- *Dammdurchströmung* ist vor allem für (ältere) Erddämme mit heterogenem Aufbau und ohne eine Abdichtung maßgebend. Aufgrund der meist lockeren bis mitteldichten Lagerung und der örtlich höheren Durchlässigkeit des Schüttmaterials tritt das Sickerwasser entsprechend der Dauer und Intensität der hydrostatischen Belastung am landseitigen Dammfuß aus. In Abhängigkeit vom natürlichen Gefälle des angrenzenden Geländes kann sich dieses Wasser weiter ins Hinterland verlagern und trägt somit zur Entstehung von Vernässungsflächen bei.
- *Dammunterströmung* führt bei Vorhandensein von Entlastungsdrainagen am landseitigen Dammfuß, welche die gering durchlässige Deckschicht durchhörern, zum konzentrierten Sickerwasseraustritt. Wenn das Wasser nicht mithilfe einer Längsdrainage abgeleitet wird, sondern frei ins Hinterland ausströmt, können sich um die Austrittsstelle oder aufgrund einer möglichen Verlagerung der Wasser auch in weiterer Entfernung zum Damm lokale Vernässungen ausbilden.

### 9.3 Methoden zur Beobachtung von Vernässungen

#### 9.3.1 Einleitung

Das Hinterland der Dammbauwerke weist zwar ein überwiegend ebenes Gelände auf, welches jedoch örtlich durch fluviale Prozesse geprägt ist. Diese Unregelmäßigkeiten im Geländeverlauf mit oberflächennahen Stauhorizonten begünstigen die Verlagerung der Vernässungswässer zu den tiefer liegenden Stellen. Damit können im Hochwasserfall unter bestimmten Bedingungen auch die aus den Entlastungsdrainagen austretenden Sickerwässer zu Vernässungen führen. Um diese zu quantifizieren, bedarf es langzeitlicher Beobachtungen der Feucht- und Wasserflächen. Zum Zweck einer genaueren Bewertung sind diese Erkenntnisse über die Entstehungsursache und die Dauer der Hinterlandvernässung um die Ergebnisse der Prognosemodelle aus der Dimensionierung von Entlastungsdrainagen zu ergänzen.

Der Beobachtungsprozess erfolgt unter Berücksichtigung der hydro- und meteorologischen Situation in der Regel mithilfe einer Kartierung der vernässten Flächen. Generell werden folgende Hauptmethoden unterschieden:

- Vor-Ort-Kartierung,
- Fernerkundung.

Beide Vorgehensweisen stellen zwar voneinander unabhängige Kartierungsarten dar, zum Zweck einer höheren Aussagequalität werden sie jedoch häufig miteinander kombiniert. Ergänzend dazu liefern vor allem topographische, hydrogeologische Karten sowie Pläne zum gegenständlichen Hochwasserschutzbauwerk grundlegende Informationen. Neben der Auswertung von Niederschlagsdaten ist ebenfalls ein flächenhaftes Messstellennetz zur Grundwasserbeobachtung von großer Bedeutung, weil damit die Änderungen der Grundwasserstände sehr genau erfasst werden können.

### 9.3.2 Vor-Ort-Kartierung

Die Kartierung vor Ort beruht auf Geländeaufnahmen bzw. -begehungen zur lagerichtigen Abgrenzung der vernässten Gebiete beispielsweise mithilfe GPS-Vermessung oder terrestrischen Vermessung. Die dabei gesammelten Daten über die grobe Ausdehnung der festgestellten Wasserflächen sowie die örtlichen Gegebenheiten (Flächennutzung, Geländetopographie, Entfernung zum Dammkörper/Fluss etc.) werden meist in die topographischen Karten mit entsprechendem Maßstab oder direkt in *GIS* (Geographisches Informationssystem) eingetragen. Diese Kartierungsart ist jedoch bei größeren Gebieten sehr zeitintensiv und oftmals aufgrund schlechter Zugänglichkeit mancher Hinterlandbereiche nicht immer einsetzbar. Dennoch können dabei wichtige Informationen und Erkenntnisse über die Ursache der Vernässungen gewonnen werden.

### 9.3.3 Fernerkundung

Die Anwendung von Fernerkundungstechniken zur direkten bzw. indirekten Bewertung der Hinterlandvernässungen ermöglicht innerhalb eines kurzen Zeitraumes eine sehr genaue flächendeckende Kartierung auf großem Raum. Mithilfe von speziellen berührungslosen Fernerkundungssensoren, wie Kameras, Laserscannern Radar etc., auf luft- und weltraumgestützten Trägergeräten (Hubschrauber, Flugzeuge, Satelliten etc.) werden die Änderungen von der Erdoberfläche reflektierter elektromagnetischer Strahlung aufgezeichnet. ([1], [28])

Bei einer Bodenauflösung von wenigen Zentimetern bis Dezimetern eignen sich diese Methoden insbesondere für die Erstellung von digitalen Geländemodellen, die mittlerweile auch im Hochwasserschutz eine wichtige Datengrundlage bilden. Das digitale Geländemodell (DGM) stellt ein gefiltertes numerisches Oberflächenmodell (DOM) in digitaler Form dar, welches die



natürliche Geländeoberfläche mithilfe von räumlichen Koordinaten einer repräsentativen Menge an Geländepunkten beschreibt ([1]). Die genauen Höheninformationen in betrachtetem Gebiet ermöglichen zudem eine Bewertung der Flächen mit hohem Vernässungspotential. Dies ist vor allem bei der Interpretation der Aufnahmen von praktischer Bedeutung, da die Auswertergebnisse mit entsprechender Genauigkeit in die Karten oder direkt in GIS eingetragen werden können.

Bei der Fernerkundung werden in den aufgezeichneten Daten aufgrund der Momentaufnahme alle Einzelheiten für den jeweiligen Zeitpunkt festgehalten. Auf diese Weise lassen sich dynamische Vorgänge mittels eines Vergleichs zeitlich getrennter Aufnahmen sehr gut erfassen. Das ist insbesondere bei einer langfristigen Prognose der zeitlichen und räumlichen Entwicklung von Hinterlandvernässungen während niederschlagsreicher Jahreszeiten sowie nach Hochwasserereignissen von großem Vorteil.

Die Fernerkundung der vom Hochwasser betroffenen Gebiete hat neben der Kartierung der vernässten Flächen auch einen Dokumentationscharakter über das Ausmaß entstandener Schäden. Hierfür eignen sich photogrammetrische Messverfahren (passives Verfahren) sowie aktive Systeme, wie z.B. Laserscanning, Radarmessungen etc. Vor allem letztere sind hinsichtlich der Detektion von Wasserflächen, die aufgrund stark variierender Reflexionsverhältnisse in den aufgezeichneten Daten unterschiedlich wiedergegeben werden, nur unter Anwendung von komplexen Algorithmen einsetzbar [14]. Im Folgenden soll das Grundprinzip ausgewählter Methoden erläutert werden:

- Luftbildaufnahmen (Orthophotos)
- Airborne Laserscanning (ALS)
- Radarsysteme - Synthetic Aperture Radar (SAR)

#### 9.3.3.1 Luftbildaufnahmen – Orthophotos

Georeferenzierte senkrechte Luftbildaufnahmen stellen eine der häufigsten und wichtigsten Aufnahmearten zur Erstellung von verzerrungsfreien und maßstabsgetreuen Abbildungen (Orthofotos) von großen Flächen dar. Mit speziellen, meistens an Flugzeugen montierten, analogen oder digitalen Messkameras wird die Geländeoberfläche in Zentralperspektive in einem Luftbild abgebildet. Die Aufnahme erfolgt in der Regel in Parallelstreifen, welche eine Längs- und Querüberdeckung aufweisen. Damit wird der gleiche Geländeausschnitt in zwei aufeinanderfolgenden Bildern wiedergegeben und kann stereoskopisch betrachtet werden. Die aufgenommenen Luftbilder weisen daher einen hohen Informationsgehalt auf; die Qualität wird aber neben der jeweiligen Jahres- und Tageszeit vom Bewölkungsgrad sowie vom Zustand der Atmosphäre beeinflusst. Außerdem verursachen Höhenunterschiede bei unebenem Gelände radiale Punkteverzerrungen, weshalb die geometrischen Größen (z.B. Flächen, Distanzen etc.) in den Luftbildern nicht gemessen werden können. Um diese Lagefehler zu eliminieren, werden die Bilder durch eine (differenzielle) Entzerrung transformiert und dadurch von der Zentralprojektion in eine orthogonale Projektion gebracht. Auf diese Weise entstehen unter Berücksichtigung der

Orientierungsdaten der Luftbilder und eines flächendeckenden digitalen Geländemodells mit möglichst hoher Auflösung ( $> 10$  cm in Lage und Höhe) maßstäbliche Orthophotos. ([1], [80])

Bei der Bildauswertung kann ein Orthophoto zur Interpretation des Bildinhaltes im Sinne der klassischen Luftbildaufnahmen eingesetzt und/oder als maßstabsgetreue Karte verwendet werden. Entzerrte Orthophotokarten im digitalen Format bieten aufgrund der hohen Variabilität der spektralen Eigenschaften aber noch deutlich größere Möglichkeiten der weiteren Nutzung. Im Rahmen des Hochwasserschutzes können die objektbasierten Auswertemethoden beispielsweise zur Beurteilung der Überflutungsrisiken sowie zur Dokumentation und Prognose der Vernässungen herangezogen werden.

### 9.3.3.2 Airborne Laserscanning

Laserscanning, häufig als *LiDAR* (Light Detection and Ranging) oder *LaDAR* (Laser Detection and Ranging) bezeichnet, stellt ein aktives Fernerkundungsverfahren zur Erstellung von digitalen Geländemodellen dar ([101]). Anstatt von Luftbildern werden mit einem am Flugzeug (fliegende Plattform) montierten Laserscanner zahlreiche Messpunkte mit Raumkoordinaten ( $x, y, z$ ) aufgenommen und daraus die Geländeoberfläche geometrisch bestimmt (Genauigkeit:  $\pm 15$  cm Höhe,  $< 20$  cm Lage, [57]). Die elektromagnetische Strahlung in Form eines meist gepulsten Laserstrahls wird an der bestrahlten Oberfläche gestreut; teilweise absorbiert bzw. in Richtung der Fernerkundungsplattform reflektiert. Eine Empfängereinheit (Photodiode) registriert das rückgestreute Echo und ermittelt aus der gemessenen Signallaufzeit die Entfernung zum erfassten Objekt (Messpunkt). Während der Flugbewegung lenkt eine Ablenkungseinheit (Scanner) den Laserstrahl seitlich ab, sodass ein Geländestreifen unterhalb des Flugzeuges erfasst wird. Aus diesem Bewegungsvorgang ergeben sich sinus- bzw. sägezahnartige, spiralförmige, polygonähnliche sowie linienförmige (Faserscan) Scan-Muster ([15]). Zur flächendeckenden Vermessung von ausgedehnten Gebieten werden die Flugstreifen überlappend oder bei hoher Punktdichte auch nebeneinander aufgenommen. Um dabei auch die räumliche Lage der Geländepunkte zu bestimmen, müssen bereits bei der Datenaufnahme die Orientierungsparameter direkt georeferenziert werden, da eine nachträglich Erfassung von Verknüpfungspunkten im Sinne der Aerotriangulation nicht möglich ist. Hierzu werden *GPS/INS*-Navigationssysteme eingesetzt, welche die Orientierung des Sensors während des Flugs mit hoher Genauigkeit ermitteln. ([1], [3], [4] und [100])

Das flugzeuggestützte Laserscanning liefert somit eine Datenbasis für die flächendeckende Erfassung der Topographie und dient zur Erstellung von digitalen Oberflächenmodellen (DOM). Bei der Aufzeichnung des gesamten Signalverlaufs hinsichtlich der Intensität können jedoch die Analysemöglichkeiten deutlich erweitert werden, weshalb diese Methode auch zum Monitoring von Flussläufen bzw. Land-Wasser-Grenzen herangezogen wird. Dabei ist zu berücksichtigen, dass Wasserflächen, so wie sie auch bei der Hinterlandvernässung vorkommen, den Großteil der Energie des Laserstrahls absorbieren. Damit ist die Intensität des rückgestreuten Pulses sehr gering ([51]). Zudem führt die Grenzfläche des ruhenden Wassers zu gerichteter Reflexion, was die

Ursache für Ausfälle in der Datenaufzeichnung bedeutet. Hierzu wurden beispielsweise von [14], [84] auf Algorithmen basierende Methoden zur Klassifikation von Wasserpunkten in Wattgebieten vorgestellt, welche die Zuordnung einzelner Punkte zu einer Klasse auf Grundlage von bestimmten Merkmalen berechnen. Basierend auf solchen Ansätzen und vor allem durch deren Anpassung an die konkrete Zielsetzung wird der Einsatz des Laserscannings auch für die Quantifizierung der Wasserflächen im Sinne eines Managements zu Hinterlandvernässung von Interesse und könnte eine Alternative zu den Orthofotos darstellen. Außerdem liegt der Vorteil gegenüber den Luftbildaufnahmen darin, dass die Qualität der mit Laserscanner aufgezeichneten Daten nicht durch die Sonnenbeleuchtung sowie Wolkenschatten etc. beeinträchtigt wird.

### 9.3.3.3 Radarsysteme - Synthetic Aperture Radar (SAR)

Radarsysteme repräsentieren aktive Fernerkundungsverfahren, welche die ausgestrahlten Mikrowellen und die von der Oberfläche zurückgestreuten Signale mithilfe einer am Flugzeug oder Satelliten montierten Sender-/Empfängereinheit empfangen. Beim Messvorgang breitet sich die ausgesandte Mikrowellenstrahlung unabhängig von der Witterung und den Lichtverhältnissen seitlich der Trägerplattform in einem schmalen, aber langen Raumwinkel senkrecht zur Flugrichtung aus. Dabei wird ein Teil an der Geländeoberfläche reflektiert und kehrt zur Antenne zurück, wo das empfangene Signal registriert wird. Das Prinzip des Seitensichtradars (Side Looking Airborne Radar) ermöglicht eine getrennte, nacheinander folgende Bestimmung der Laufzeiten aus den Reflexionssignalen der räumlich benachbarten Bereiche innerhalb des Geländestreifens und damit auch eine exakte Entfernungsmessung. Demnach werden von der elektromagnetischen Strahlung zunächst die Nahbereiche und erst nach einer zeitlich Verzögerung aufgrund längerer Laufzeiten auch die Fernbereiche erreicht. Durch eine kontinuierliche Aufzeichnung während der Vorwärtsbewegung des Trägergerätes entsteht aus den schmalen Bildzeilen eine vollständige Bildaufnahme. Um die Auflösung der schmalen Streifen zu erhöhen, werden SAR-Systeme (Synthetic Aperture Radar) eingesetzt, welche eine kurze Antenne verwenden. Diese strahlt die Mikrowellenimpulse aber in einer breiten Keule ab und nutzt zur künstlichen Verlängerung der Antenne die Flugbahn aus. Damit werden die einzelnen Geländepunkte über einen längeren Zeitraum und mehrmals erfasst. Aus diesem Grund entspricht der Länge der scheinbaren (synthetischen) Antenne der zurückgelegten Flugbahn, innerhalb der sich der betrachtete Geländepunkt in der Antennenkeule befindet. ([102], [66])

Neben der Hauptanwendung der Radarsysteme zu Kartierungszwecken wird die satellitengestützte SAR-Methode immer häufiger auch zur Dokumentation von überfluteten Gebieten im Sinne des Hochwasserschutzmanagements eingesetzt. Dabei wird die stark reduzierte Rückstrahlung von ruhenden, "glatten" Wasserflächen ausgenutzt, da diese die Mikrowellen gerichtet reflektieren, d.h. nicht in Richtung der Antenne zurückstreuen. Damit werden die Wasserflächen in der Auswertung dunkel bzw. schwarz wiedergegeben und unterscheiden sich somit deutlich von dem nicht überfluteten bzw. nicht vernässten Gelände. Darüber hinaus wird die Detektionsqualität aber auch von anderen Umgebungsfaktoren beeinflusst. So zeigen die Untersuchungen von [85], [66],

dass die Vegetation die Bestimmung der Wasserflächen beeinträchtigt. Außerdem wirken sich der hohe Vernässungsgrad der oberflächennahen Böden bzw. Flächen mit geringer Rückstrahlung nachteilig auf die Darstellung überfluteter Bereiche aus. In Hinblick auf die Quantifizierung der Hinterlandvernässung stellt diese Methode zwar eine mögliche Alternative zu der digitalen Photogrammetrie dar, weist jedoch aufgrund der Vielzahl von Einflussparameter noch deutliche Unsicherheiten bei der genauen Abgrenzung von Wasserflächen auf.

## 9.4 Management der Hinterlandvernässung

Management der Hinterlandvernässung beschäftigt sich im Sinne einer langzeitlichen Beweissicherung mit der Beobachtung, Kartierung und Bewertung von natürlichen und künstlich entstandenen Vernässungen im Hinterland von Hochwasserschutz- und Rückstaudämmen. Dabei steht vor allem die Trennung hinsichtlich der Entstehungsursache im Vordergrund, um bei Dämmen mit Druckentlastungen eine Abgrenzung der Vernässungen zufolge der im Hochwasserfall austretenden Sickerwässer zu ermöglichen.

Aufgrund der Vielfalt der Entstehungsursachen und deren Überlagerung erfordert die Beurteilung von Hinterlandvernässungen, welche auf einem relativ großen Gebiet, meist aber nur lokal und unregelmäßig verteilt auftreten, eine detaillierte Betrachtung aller Einflussgrößen. Eine wichtige Grundlage für die Bewertung des Vernässungspotentials im angrenzenden Dammhinterland bilden daher digitale Oberflächenmodelle. Durch die Ergänzung der topographischen Modelle um die mithilfe von Kartierungs- bzw. Fernerkundungsmethoden (z.B. Luftbildaufnahmen, Airborne Laserscanning etc.) dokumentierten Vernässungsflächen, kann innerhalb des Beobachtungszeitraumes die zeitliche und räumliche Entwicklung angegeben werden. Um jedoch auch eine Zuordnung zu den Entstehungsursachen zu ermöglichen, müssen die Kartierungsergebnisse mit den hydrologischen Daten der Niederschlagserfassung sowie der Oberflächenabflüsse (z.B. Wasserstandganglinien im Hauptfluss, in den landseitig liegenden Vorflutgräben etc.) kombiniert werden. Außerdem wird das Risiko der Vernässungsbildung maßgeblich vom Untergundaufbau (z.B. Bodenart, Schichtmächtigkeit, bodenphysikalische Parameter etc.) und insbesondere vom hydrogeologischen Verhalten im betrachteten Gebiet beeinflusst. Aus diesem Grund steht der Abbildung der natürlichen Grundwasserströmungsverhältnisse eine besondere Bedeutung zu. Auf Basis einer großräumigen Betrachtung der jahreszeitlichen Schwankungen des Grundwasserstandes lassen sich durch die Kombination der vorhin erwähnten Modelle bzw. Daten Rückschlüsse hinsichtlich der Abgrenzung von Vernässungen ziehen. Eine Erhöhung der Aussagegenauigkeit über den Einfluss der Druckentlastungswässer auf die Neubildung und/oder Vergrößerung von bestehenden Vernässungsflächen kann zusätzlich durch die Quantifizierung der Druckentlastungswässer erzielt werden.

Einen weiteren Aufgabenschwerpunkt des Managements der Hinterlandvernässung stellen die Umsetzung und das Betreiben von Maßnahmen zur kontrollierten Ableitung der Druckentlastungswässer und deren Rückführung in den Fluss und/oder eine gezielte Ausleitung ins Hinterland dar. Das freie Austreten der Sickerwässer kommt jedoch meist nur im Falle einer aus ökologischer Sicht gewünschten künstlichen Dotation der angrenzenden Aulandschaften in Frage. Nach dem heutigen Stand der Technik werden die Druckentlastungselemente in einen landseitigen Drainagegraben integriert, der die anfallenden Sickerwässer gesammelt zu Pumpwerken oder in vorhandene Polder leitet, von wo diese zeitverzögert in den Fluss gepumpt oder über Siele ausgeleitet werden. Damit wird gleichzeitig auch das Risiko von Vernässungsbildungen in signifikant reduziert.

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen hinsichtlich der Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainagen können die auftretenden Sickerwasserdurchflüsse in Abhängigkeit der gewählten Modellrandbedingungen und der Kalibrierung des Grundwasserströmungsmodells mit guter Genauigkeit angegeben werden. In Hinblick auf die Dimensionierung der Drainageleitungen und der Pumpstationen samt den technischen Einrichtungen sind jedoch auch allfällige Zuflüsse aus dem Hinterland (Oberflächenabfluss, Grundwasserzuströmung etc.), Niederschlagswässer sowie mögliche Sickerwässer zufolge Dammdurchströmung zu berücksichtigen.

# 10 Zusammenfassung und Ausblick

## 10.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Dissertation wurde die Wirkungsweise von Entspannungsdrainagen zur kontrollierten Druckentlastung des gut durchlässigen Untergrundes bei der Unterströmung von Dämmen untersucht. Durch die Aufrechterhaltung der Grundwasserkommunikation unter den Dammbauwerken bilden sich während Hochwässer auch im Dammhinterland artesisch gespannte Druckverhältnisse im Grundwasserleiter aus. Zur Erhöhung der Sicherheit gegenüber hydraulischem Versagen des Untergrundes werden nach dem heutigen Stand der Technik am landseitigen Dammfuß stark durchlässige, wand- oder säulenartige Elemente eingesetzt, welche den Überdruck bei gleichzeitigem Sickerwasseraustritt reduzieren. Neben der detaillierten Analyse der Druckentlastungswirkung von punktförmigen Entlastungsdrainagen – auch als Kiessäulen, Kiespfähle, Schottersäulen oder Drainagesäulen bezeichnet – und deren Eigenschaften wird in den gegenständlichen Untersuchungen eine besondere Betrachtung der Quantifizierung der Sickerwassermengen gewidmet.

Die Entscheidungsgrundlage für den Einsatz von Druckentlastungssystemen im Rahmen des Hochwasserschutzes bilden häufig frühere Beobachtungen von beginnenden oder bereits eingetretenen hydraulischen Aufbrüchen zufolge Erosion oder Aufschwimmen der oberflächennahen Deckschicht auf der Landseite des unterströmten Dammes. Für eine Risikoabschätzung entlang der meist lang gestreckten Dammbauwerke reichen diese Erkenntnisse oftmals alleine nicht aus, weshalb vereinfachte analytische Lösungsansätze zur ergänzenden Beurteilung der im Bemessungslastfall vorherrschenden Druckverhältnisse im Grundwasserleiter herangezogen werden. Dabei lassen sich in Abhängigkeit der hydraulischen Randbedingungen am betrachteten Strömungsfeld und der im Zuge der Untergrunderkundung angetroffenen Bodenverhältnisse Rückschlüsse auf das Versagenspotential ziehen. Eine weitere und stärker ins Detail gehende Beurteilungsmethode von Strömungsverhältnissen, die den mathematischen Lösungsvorschlägen äquivalent ist, stellen numerische Berechnungen des Ausgangszustandes, d.h. Damm ohne Druckentlastung, dar.

Wenn die Notwendigkeit einer Druckentlastung auf Grundlage der beschriebenen Berechnungsansätze gegeben ist, bedarf es der Wahl eines geeigneten Druckentlastungssystems. In Österreich haben sich zwar in den letzten Jahren im Zuge von Hochwasserschutzprojekten linien- oder säulenförmige Entlastungsdrainagen in Form von vliesummantelten Drainagegräben

oder Kiessäulen bewährt, es fehlte jedoch eine zusammenfassende Beschreibung der unterschiedlichen Ausführungsarten und der Bemessungshinweise. Damit wurden meistens Standardausführungen – teilweise von früheren Projekten übernommen – ohne eine nähere Betrachtung der geometrischen und hydraulischen Eigenschaften umgesetzt. Dabei prägen gerade die genannten Einflussparameter die Wirkungsweise und das Langzeitverhalten in bedeutendem Maße. Neben einer ausreichenden hydraulisch wirksamen Verbindung mit den gut durchlässigen Untergrundschichten ist vor allem die Filterwirksamkeit der Druckentlastungselemente maßgebend. Da der enggestufte und porenreiche Drainagekies ohne eine Trennung zum umliegenden Boden mittels eines Filtergeotextils nach Eintreten des hydraulischen Lastfalls, und zwar nach relativ kurzer Zeit, kolmatieren würde, steht der Dimensionierung der Geotextilummantelung eine besondere Bedeutung zu. Zusätzlich müssen auch die Robustheitskriterien erfüllt sein, um beim Einbau mögliche Beschädigungen des geotextilen Filters zu verhindern. Hierzu wurden unterschiedliche Bemessungsansätze erläutert und hinsichtlich der praktischen Anwendung detailliert beschrieben.

Zur Beurteilung der hydraulischen Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainagen und zur Quantifizierung der Sickerwasseraustritte wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt, womit Grundlagen für die Kalibrierung des numerischen Vergleichsmodells geschaffen wurden. Durch den Einsatz eines geometrisch verkleinerten Dammodells auf zweischichtigem Untergrund im Maßstab 1:10 konnte die Voraussetzung hinsichtlich einer homogenen Ausführung erfüllt werden. Damit waren unerwünschte Schwankungen des Durchlässigkeitsbeiwertes der wasserführenden Bodenschicht nahezu ausgeschlossen und die untersuchte Entspannungswirkung lediglich von geometrischen und hydraulischen Parametern der modellierten Druckentlastungssysteme abhängig. Im Rahmen der kleinmaßstäblichen Modellversuche wurde daher der Einfluss des Säulendurchmessers bzw. der Grabenbreite, der Einbindetiefe und der Durchlässigkeit der Entspannungselemente eingehend beurteilt. Folglich konnten die Versuchsergebnisse mit sehr guter Übereinstimmung, sowohl in qualitativer als auch in quantitativer Hinsicht, mit Hilfe des kalibrierten numerischen Modells wiedergegeben werden. Gleichzeitig wurde damit die allgemeine Anwendbarkeit der kombinierten Modellierung bestätigt, wodurch eine einwandfreie Übertragbarkeit der Erkenntnisse auf Modelle im größeren Maßstab sowie eine einfachere Interpretation der Messergebnisse möglich waren.

Da sich bei kleinmaßstäblichen Modellversuchen gewisse Maßstabeffekte nicht gänzlich ausschließen lassen, wurden zur Untersuchung der Kiessäulenwirkungsweise naturmaßstäbliche Versuche unter quasi Laborbedingungen durchgeführt. Ein solches 1:1-Modell unterliegt zwar deutlich größeren Streuungen des  $k$ -Wertes – bedingt vor allem durch die beim Einbau unvermeidbare Heterogenität – als im geometrisch verkleinerten Dammodell, ermöglichte jedoch eine Beobachtung von natürlichen Strömungsprozessen unter bekannten Randbedingungen. Zudem verdeutlichten die wiederholt aufgetretenen Untergrundversagen zufolge der simulierten Unterströmung die Notwendigkeit von Druckentlastungen. Obwohl im Zuge der durchgeführten Versuchsreihen eine Variation der maßgebenden Parameter nur im

begrenzten Umfang möglich war, konnten die Ergebnisse der einzelnen Messreihen mithilfe der numerischen Modellierung mit guter Genauigkeit nachgebildet werden. Damit wurde auch eine gute Übertragbarkeit der numerischen Berechnungsergebnisse in die Natur bestätigt und zugleich die Voraussetzung für die Anwendung einer kombinierten Modellierung bei der Dimensionierung von Druckentlastungen erfüllt.

Mit Hilfe des kalibrierten numerischen Modells wurden im Sinne einer Parameterstudie weiterführende, über die Grenzen der untersuchten physikalischen Modelle hinausgehende Betrachtungen der Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainageelementen durchgeführt. Auf diese Weise konnte der Druckentlastungstrichter um die Kiessäule beschrieben und visualisiert werden. Demnach nimmt der Druck in relativ kurzer Entfernung von der Entlastungsstelle rasch zu und nähert sich danach langsam dem Wert des vollen Überdruckes. Im Falle einer Kiessäulenreihe entsteht durch die Überlagerung der Druckentlastungstrichter von benachbarten Entspannungssäulen ein sogenanntes hydrostatisches Druckgewölbe, dessen Maximum im Mittelpunkt zwischen den Nachbarsäulen liegt. Dieses Druckpotential stellt die Grundlage für die Dimensionierung von punktförmigen Entlastungssystemen dar und muss daher entsprechend der Sicherheitsdefinition (Nachweis gegen Aufschwimmen oder hydraulischem Grundbruch) unter dem Wert des kritischen hydrostatischen Druckes liegen. Die Druckhöhe wird dabei von geometrischen und hydraulischen Kiessäulenparametern, hydraulischen Randbedingungen des Strömungsfeldes sowie bodenphysikalischen Eigenschaften des Untergrundes beeinflusst. Während die Variation des Durchmessers aus praktischer Sicht nicht von besonders großer Bedeutung ist, obwohl mit der Vergrößerung der Querschnittsfläche eine Verstärkung der Druckentlastungswirkung einhergeht, sind vor allem die Durchlässigkeit und die Einbindetiefe die hauptmaßgebenden Parameter. Der Einfluss der Säulendurchlässigkeit auf die Größe des Druckabbaus steigt mit dem Verhältnis zum  $k$ -Wert des gut durchlässigen Untergrundes, wobei der absolute Wert der Kiessäulendurchlässigkeit entscheidend ist. Bei Kiessäulen mit hoher Systemdurchlässigkeit bewirkt die Vergrößerung der Eintauchtiefe in den gut durchlässigen Untergrund eine zusätzliche Verstärkung der Druckentspannung. Dies setzt jedoch voraus, dass auch das in die Entlastungssäule aus den tiefer liegenden Schichten einströmende Wasser ohne großen hydraulischen Widerstand zur Oberfläche strömen kann. Anderenfalls beschränkt sich die Entlastungswirkung primär auf den oberen Bereich der Einbindelänge; die Mächtigkeit des Grundwasserleiters weist dennoch einen Einfluss auf die Größe des maximalen Druckabbaus auf.

Bei der Betrachtung der Wirkungsweise hinsichtlich der Druckentlastung und der Quantifizierung der Sickerwässer sind daher stets auch die Abmessungen des untersuchten Strömungsfeldes sowie dessen hydraulische Randbedingungen zu berücksichtigen. Neben der Grundwasserleitermächtigkeit wirkt sich vor allem der Abstand zwischen dem Flussbett und der Druckentlastung (z.B. eine Brunen- oder Kiessäulenreihe oder ein Entlastungsgraben) maßgeblich auf die Größe des resultierenden Druckes im Dammhinterland aus. Mit der Vergrößerung der Vorlandlänge nimmt der Anteil des infolge der Grundwasserströmung erzielten Druckabbaus zu, was naturgemäß zu einer Verringerung der Belastung auf die oberflächennahen Untergrundschichten



auf der Landseite des Dammes führt. Gleichzeitig findet damit auch eine Reduktion der anfallenden Sickerwassermenge statt.

Die Sickerwasseraustritte können dabei unter bestimmten geotechnischen, hydraulischen und örtlichen Gegebenheiten zu Vernässungen des angrenzenden Hinterlandes führen. Die Vielfalt der Vernässungsursachen ist jedoch deutlich größer, weshalb eine eindeutige Zuordnung ohne langzeitliche Beobachtungen oftmals nicht möglich ist. Um die Vernässungswässer zu bewerten, werden in Anlehnung an das Projekt Hochwasserschutz an der March die unterschiedlichen Vernässungsarten erläutert und ergänzend dazu die Methoden zur Reduktion von Hinterlandvernässungen beschrieben.

In einer abschließenden Studie wurde unter Berücksichtigung der vorhin beschriebenen Parameter die Wirkungsweise einer unendlichen Kiessäulenreihe mit unterschiedlichem Säulennachsabstand untersucht. Darauf aufbauend wurden Empfehlungen und Hinweise für den praktischen Einsatz abgeleitet. Diese sollen im Sinne einer Vorbemessung des Entlastungssystems die Beurteilung des erzielbaren Druckabbaus und der ausströmenden Sickerwassermenge ermöglichen. Da jedoch die geometrischen und hydraulischen Randbedingungen des Strömungsfeldes naturgemäß stark variieren können, ist im Einzelfall stets eine Optimierung des geplanten Entlastungssystems durchzuführen.

## 10.2 Ausblick

Im Zuge dieser Arbeit konnten auf Basis physikalischer Modellversuche wesentliche Zusammenhänge hinsichtlich der Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainagen beschrieben und mit der darauf aufbauenden Kalibrierung des Vergleichsmodells die hohe Genauigkeit der numerischen Modellierung bestätigt werden. Für die praktische Anwendung ergeben sich daraus grundlegende Bemessungsansätze und Hinweise, denen jedoch homogene und isotrope Strömungsfelder (gut durchlässiger Untergrund) mit meist blockierter Ausströmung im Hinterland zugrunde liegen. Um eine allgemeine Gültigkeit der Dimensionierungsempfehlungen zu erzielen, sind die in Kap. 8.3 angeführten Details im Rahmen ergänzender Untersuchungen zu prüfen.

Das Druckentlastungsverhalten einer Kiessäulenreihe hängt maßgeblich von der Systemdurchlässigkeit der Kiessäulen ab und wird daher primär von der Durchlässigkeit des Drainagekieses und der Geotextilmantelung beeinflusst. Außerdem bestimmt das Filtergeotextil (Vlies oder Gewebe) als Trennschicht zum umliegenden Boden das Langzeitverhalten und damit die Funktionswirkung. In den bislang durchgeführten Modellierungen wurde jedoch der Einfluss des Filtergeotextils hinsichtlich des hydraulischen Widerstandes, dessen Auswirkung auf die Druckentlastungswirkung sowie das langzeitliche Filtrationsverhalten nicht näher betrachtet, weshalb hierzu weitere Untersuchungen sinnvoll wären. Zum Zweck der Beurteilung der Filterwirkung sind beispielsweise stichprobenartige Freilegungen von Entlastungsdrainagen anzustreben und aufbauend auf den Erkenntnissen

Optimierungen der technischen Eigenschaften der eingesetzten Geokunststoffe sowie der Herstellung von Druckentlastungsdrainagen (Kiessäulen, Drainagegräben etc.) zu ermöglichen.

Darüber hinaus wird im Großteil der Strömungsberechnungen der naturgemäß inhomogene Grundwasserleiter idealisiert und in der vereinfachten Modellvorstellung, die auf Grund unzureichender Kenntnis des räumlichen Aufbaus oftmals nicht anders möglich ist, mit homogener Durchlässigkeit angenommen. Als Annäherung an die natürliche Anisotropie kann eine von der horizontalen Durchlässigkeit abweichende vertikale Durchlässigkeit berücksichtigt werden. Aus praktischer Sicht reichen diese Ansätze in den meisten Fällen aus. Allerdings zeigten die durchgeführten Modellversuche, dass die Druckentlastungswirkung und vor allem die Sickerwassermenge merklich von Inhomogenitäten des Untergrundes beeinflusst werden. Demnach wäre der Einfluss der Anisotropie hinsichtlich der Schichtung und Durchlässigkeit zu untersuchen, um damit die Relevanz für die praktische Anwendung zu überprüfen.

Neben der kleinräumigen Betrachtung stellt die Kopplung der beschriebenen Berechnungsmodelle an die Ergebnisse der großräumigen Grundwasserströmungsmodellierung eine weitere Methode dar, mit der die komplexen Strömungsverhältnisse auch bei der Beurteilung der Wirkungsweise von Druckentlastungen berücksichtigt werden können. Auf diese Weise lassen sich die hydraulischen Zeit-Potential-Randbedingungen am betrachteten Strömungsfeld genau definieren und damit eine bessere Annäherung an das tatsächliche Strömungsverhalten erzielen, die vor allem für die Prognose der Sickerwasserdurchflüsse aus den Druckentlastungsdrainagen von Bedeutung ist. Durch eine solche numerische Kopplung der Strömungsmodelle können auch bestehende Druckentlastungssysteme hinsichtlich der Wirkungsweise beurteilt werden.

Da die numerischen Berechnungsmodelle die Strömungs- und Druckverhältnisse stets nur idealisiert nachbilden, wäre die Entwicklung von Messeinrichtungen zur Bestimmung der Sickerwasserdurchflüsse und deren Einbau in ausgewählte Drainagesäulen des ausgeführten Druckentlastungssystems mit gleichzeitiger Beobachtung der Druckverhältnisse im Untergrund entlang von Messprofilen sinnvoll. Mit Hilfe solcher Daten ließen sich die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse verifizieren und die Grundlagen für die Bemessung von Druckentlastungsdrainagen weiter optimieren.

# Literaturverzeichnis

- [1] ALBRETZ, Jörg: *Einführung in die Fernerkundung, Grundlagen der Interpretation von Luft- und Satellitenbildern*. Wissenschaftliche Buchgesellschaft, Darmstadt, aktualisierte 4.Auflage, 2009. – ISBN-13 978-3534231508
- [2] ALFORTISH, Michael; BRANDON, Thomas; GILBERT, Robert; STARK, Timothy; WESTERINK, Joannes: *Geotechnical reconnaissance if the 2011 flood on the lower Mississippi River*. Mississippi River Flood, 2011
- [3] BALTSAVIAS, E. P.: *Airborne laser scanning: basic relations and formulas*. ISPRSJ, Vol. 54, 1999, S. 199 – 214
- [4] BALTSAVIAS, E. P.: *Airborne laser scanning: existing systems and firms and other resources*. ISPRSJ, Vol. 54, 1999, S. 164 – 198
- [5] BATOOL, Abeera: *Advanced Underseepage Analyses for Levees*. Virginia, Virginia Polytechnic Institute and State University, Dissertation, 2013
- [6] BAUDIN, C.M.H; MOES, C.J.B.; VAN BAALEN, M: *The influence of uplift water pressure on the deformation and stability of flood embankments*. Proceedings of 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989, S. 1713 – 1716
- [7] BAUMANN, K.: *Zustandsermittlung von Brunnen mittels neuer bohrlochgeophysikalischer Messverfahren*. Der Mineralbrunnen, Heft 2, Genossenschaft Deutscher Brunnen eG, Bonn, 2004, S. 53 – 56
- [8] BENNETT, Preston T.: *The effect of blankets on seepage through pervious foundations*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 111, 1946, S. 215 – 228
- [9] BENNETT, T.P.; BARRON Reginald A.: *Design Data of Partially Penetrating Relief Wells*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, 1957
- [10] BIESKE, Erich Jr.: *Zur Schüttkornbestimmung bei Kiesschüttungsbrunnen*. bbr. 12, Berlin, 1961
- [11] BIESKE, Erich; RUBBERT, Wilhelm; TRESKATIS, Christoph: *Bohrbrunnen*. 7. völlig neu bearbeitete Auflage, München; Wien, R. Oldenbourg Verlag GmbH, 1992. – ISBN 3-486-26126-6

- [12] BRANDL, Heinz; HOFMANN, Robert: *Erosionsstabilität und Standsicherheit von Schutzdämmen gegen Wildbäche und Murengänge mit besonderer Berücksichtigung von Einbauten*. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen – Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. I, Universität Siegen, 2006, S. 139 – 171
- [13] BRANDL, Heinz: *Failures and defense of flood protection dykes and levees*. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen – Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. IV, Universität Siegen, 2012, S. 3 – 20
- [14] BRANDL, Heinz; SZABO, Marek: *Unterströmung und hydraulischer Grundbruch von Hochwasserschutzdämmen*. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen – Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. V, Universität Siegen, 2015, S. 23 – 45. – ISBN: 978-3-936533-67-5
- [15] BRENNER, Claus: Aerial Laser Scanning. International Summer School “Digital Recording and 3D Modeling”, Aghios Nikolaos, Greece, 2006
- [16] BRZANK, Alexander; HEIPKE, Christian; GOEPFERT, Jens; SOERGEL, Uwe: *Aspects of generating precise digital terrain models in the Wadden Sea from lidar – water classification and structure line extraction*. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing 63(5), 2008, S. 510 – 528
- [17] BUSCH, Karl-Franz; LUCKNER, Ludwig: Geohydraulik. 2. Auflage, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1973
- [18] BUSS, Johann: *Unterströmung von Deichen*, Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Mitteilungen Heft 92, 1987
- [19] BUSS, Johann: *Handbuch GGU-TRANSIENT*. Version 6, Civilserve GmbH, Steinfeld, 2012
- [20] BUSS, Johann: *Handbuch GGU 3D-SS-FLOW*. Version 5, Civilserve GmbH, Steinfeld, 2015
- [21] BUSS, Johann: *Handbuch GGU-SS-FLOW2D*. Version 10, Civilserve GmbH, Steinfeld, 2015
- [22] CFM: *Canadian Foundation Engineering Manual*. Fourth Edition. Canadian Geotechnical Society, 2006, S. 346 – 373
- [23] CHRISTOPHER, Barry R.; HOLTZ, Robert D.; FISCHER, Gregory R.: *Research needs in geotextile filter design*. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Brauns, Heibaum & Schuler, Balkema, Rotterdam, 1993. – ISBN 90-5410-342-6
- [24] CHUGAEV, R. R.: *Calculation of the filter stability of the ground below dams*. Gidrotechnicheskoe Stroitel'stvo, No. 2 (in Russisch), 1965

- [25] CIRPKA, Olaf A. (Hrsg.): *Environmental Fluid Dynamics II. Vorlesungsunterlagen: Allgemeine Einführung, Flusshydraulik, Grundwasser*. Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (Eawag), Dübendorf, 2006
- [26] COOLING, Loenard F.; MARSLAND, Arthur: *Soil mechanics studies of failures in the sea defence banks of Essex and Kent*. Proceedings of Conference on the North Sea Floods, Institution of Civil Engineers, London, 1953, S. 58 – 73
- [27] COX Jim W.; MCFARLANE, DON J.: *The causes of waterlogging in shallow soils and their drainage in southwestern Australia*. Journal of Hydrology 167, 1995, S. 175 – 194
- [28] CRAMER, Michael: *Erfahrungen mit der direkten Georeferenzierung*. Zeitschrift Photogrammetrie – Fernerkundung – Geoinformation, Heft 4, 2003, S. 267 – 278
- [29] DACHLER, Robert: *Grundwasserströmung*, Julius Springer Verlag Wien, 1936
- [30] DAVIDENKOFF, Rostislaw: *Anwendung von Filtern im Wasserbau*, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1976. – ISBN 3-433-00753-5
- [31] DIN 4924: *Sande und Kiese für den Brunnenbau. Anforderungen und Prüfungen*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1998
- [32] DOERGE, Benjamin C.: *Total or Effective Stress Analysis for Uplift - Which one to use?* Annual Conference Proceedings, Vol. 1, Association of State Dam Safety Officials, Hollywood, Florida, 2009, S. 1388 – 1399. – ISBN: 978-1-61567-579-1
- [33] DRACOS, Themistocles: *Hydraulik*, Vorlesungsunterlagen, vdf Verlag der Fachvereine, Zürich, 1990
- [34] DRISCOLL, Fletcher G.: *Groundwater and Wells*, Second Edition, Johnson Screens, St. Paul, Minnesota, 1986. – ISBN-13 978-0961645601
- [35] DVGW-Merkblatt W 113: *Bestimmung des Schüttkorndurchmessers und hydrogeologischer Parameter aus der Korngrößenverteilung für den Bau von Brunnen*. Technische Regel, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser, Bonn, 2001
- [36] DVGW-Regelwerk Arbeitsblatt W 118: *Bemessung von Vertikalbrunnen*. Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser, Bonn, 2005
- [37] DVWK Merkblätter 221/1992: *Anwendung von Geotextilien im Wasserbau*. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK). Hamburg/Berlin: Parey, 1992
- [38] DWA-M 511: *Filtern mit Geokunststoffen* – Entwurf. DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef, 2016. – ISBN 978-3-88721-361-9
- [39] FONYO, Balasz; NORBERT, Tholl; WEHRLI, Edi: SN 670 241 – Die neue Geotextilnorm für Trennen und Filtern. Straße und Verkehr Nr. 7-8, 2014, S. 34 – 40

- [40] FOSTER, Mark; FELL, Robin; SPANNAGLE, Matt: *The statistics of embankment dam failures and accidents*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37 (5), 2000, S. 1000 – 1024. – ISSN 0008-3674
- [41] GGU ZENTRALE VERWALTUNG MBH: *Handbuch GGU-3D-TRANSIENT*. Version 2, Civilserve GmbH, Steinfeld, 2008
- [42] GIROUD, Jean-Pierre: *Filter criteria for geotextiles*. Proceedings of 2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, Vol. 1, 1982, S.103 – 108
- [43] GIROUD, Jean-Pierre: Granular Filters and Geotextile Filters. Proceedings of Geofilters '96, Montréal, Canada, 1996, S. 565 – 680
- [44] GIROUD, Jean-Pierre: *Filter Criteria*, Jubilee Volume, 75<sup>th</sup> Anniversary of K. Terzaghi's "Erdbaumechanik" Mitteilungen des Institutes Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, 2003, S. 221 – 259
- [45] GIROUD, Jean-Pierre.: *Development of criteria for geotextiles and granular filters*. 1<sup>st</sup> Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil, 2010, S. 45 – 66
- [46] GRÄBER, Peter-Wolfgang (Hrsg.): *Systemanalyse in der Wasserwirtschaft*. Technische Universität Dresden, Fakultät Forst-, Geo- und Hydrowissenschaften, Institut für Abfallwirtschaft und Altlasten, Dresden, 2007
- [47] GREŠKOVÁ, Anna: *Mapping of flooded and waterlogged areas by application of aerial black-and-white photographs (on example of inundation area of the Morava River)*. Geografický časopis, 52, 2000
- [48] GUY, Erich D.; CALHOUN, Todd; ALFORD, George; BARRY, Charles: *Relief wells rehabilitation at Alum Creek and Dillon dams*. Association of State Dam Safety Officials, Annual Conference Proceedings, Boston, Massachusetts, 2006. – ISBN 9781604239409
- [49] GUY, Erich D.; NETTLES, Ronald L.; DAVIS, Jacob R.; CARTER, Sean C.; NEWBERRY, Lucia A.; *Relief Well System Design Approach: HHD Case Study*. Association of State Dam Safety Officials, Annual Conference Proceedings, Charleston, West Virginia, 2010
- [50] GUY, Erich D.; IDER, Halis M.; DARKO-KAGYA, Kenneth: *Several Relief Well Design Considerations for Dams and Levees*. Proceedings of the 45th Annual Ohio River Valley Soils Seminar, Ohio, 2014
- [51] HARRIS, R.: *Satellite Remote Sensing: an introduction. An Introduction*. Routledge and Kegan Paul Ltd., Boston, 1987
- [52] HEIBAUM, Michael: *Das neue DWA-Merkblatt zu geotextilen Filtern*. BAW-Kolloquium „Filter und hydraulische Transportvorgänge im Boden“, Bundesanstalt für Wasserbau. Hannover, 2014

- [53] HERTH, Walter; ARNDTS, Erich: *Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung*. 3. Auflage, Ernst, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1994. – ISBN 3-433-01285-7
- [54] HÖLTING, Bernward; COLDEWEY Wilhelm G.: *Hydrogeologie. Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie*. 8. Auflage, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2013. – ISBN 978-3-8274-2354-2
- [55] HOLTZ, Robert D.; CHRISTOPHER, Barry R.; BERG, Rayn R.: *Geosynthetic Engineering*. Richmond, BiTech Publishers Ltd., 1997. – ISBN: 0-921095-20-1
- [56] HOUBEN, Georg; TRESKATIS, Christoph: *Regenerierung und Sanierung von Brunnen: Technische und naturwissenschaftliche Grundlagen zur Alterung von Brunnen und zu deren Bekämpfung*. Deutscher Industrieverlag, 2012. – ISBN-13: 978-3835632554.
- [57] KATZENBEISSER, R.; KURZ, S.: *Airborne Laser-Scanning, ein Vergleich mit terrestrischer Vermessung und Photogrammetrie*. Photogrammetrie – Fernerkundung – Geoinformation, Heft 3, 2004, S. 179 – 187
- [58] KÉZDI, Árpád: *Handbuch der Bodenmechanik*. Band 1, Bodenphysik, VED Verlag für Bauwesen Berlin, Akadémiai Kiadó Budapest, 1969
- [59] KOBUS, Helmut; SPITZ, Karlheinz: *Grundwasser – Grundwasserhydraulik*. Vorlesungsunterlagen, Kapitel 3, Universität Stuttgart, Institut für Wasserbau, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK) Weiterbildungsstudium Hydrologie und Wasserwirtschaft, Stuttgart, 1987
- [60] KREYSLER, Ditmar: *Sanierung Hochwasserschutz March - Gutachterliche Beurteilung der Vernässungsbeweissicherungen Hochwasser 2010*. Via donau, nicht veröffentlichter Bericht.
- [61] LAFLEUR, J.; EICHENAUER, T.; WERNER, G.: *Geotextile filter retention criteria for well graded cohesion-less soils*. Proceedings of Geofilters 96, Ecole Poly-technique, Montreal, 1996, S. 429 – 438
- [62] LAFLEUR, J.: *Selection of geotextiles to filter broadly graded cohesionless soils*. Geotextiles and Geomembranes Vol. 17, 1999, S. 299 – 312 ,1999
- [63] LANGGUTH, Horst-Robert; VOIGT, Robert: *Hydrogeologische Methoden*. 2. Auflage, Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 2004. – ISBN 3-540-21126-8
- [64] LUETTICH, S.M.; GIROUD, Jean-Pierre.; BACHUS, R.C.: *Geotextile Filter Design Guide*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 11, 1992, S.355 – 370
- [65] MARSLAND, Arthur: *Failure of Flood Banks Due to Under Seepage*. Proceedings of Second International Conference on Case Histories In Geotechnical Engineering, St. Louis, 1988, S. 695 – 698.

- [66] MASON, D.C.; HORRIT, M.S.; DALL'AMICO, J.T.; SCOTT, T.R.; BATES, P.D.: *Improving River Flood Extent Delineation from Synthetic Aperture Radar using Airborne Laser Altimetry*. IEEE Transaction on Geoscience and Remote Sensing, Vol. 45, No. 12, 2007, S. 3932 – 3943
- [67] MCFARLANE, D. J.; BARRETT-LENNARD, E. G.; SETTER, T. L.: *Waterlogging: A hidden constraint to crop and pasture production in southern regions of Australia*. Proceedings of the 5<sup>th</sup> Australian Agronomy Conference, Perth, 1989, S. 74 – 83
- [68] MCCOOK, Danny K.: *A discussion of Uplift Computations for embankments and levees*. The Journal of Dam Safety, Association of State Dam Safety Officials, 2007, S. 30 – 39
- [69] MEEHAN, Christopher L.; BENJASUPATTANANAN Sittinan: *An analytical approach for levee underseepage analysis*. Journal of Hydrology 470–471, 2012, S. 201 – 211
- [70] MIDLEBROOKS, T.A.; JERVIS, William: *Relief wells for dams and levees*. American Society of Civil Engineering, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 112, Issue 1, 1947, S. 1399-1402.
- [71] MLYNAREK, J.; LAFLEUR, J.; ROLLIN, A.; LOMBARD, G.: *Filtration Opening Size of Geotextiles by Hydrodynamic Sieving*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 16, No. 1, 1993, S. 61 – 69
- [72] MOHRLOK, Ulf: *Bilanzmodelle in der Grundwasserhydraulik. Quantitative Beschreibung von Strömung und Transport im Untergrund*. Universitätsverlag Karlsruhe, 2009. – ISBN: 978-3-86644-397-6
- [73] MÖLLMANN, Axel; VERMEER, Pieter A.; WESTRICH, Bernhard: *Zuverlässigkeitsanalyse der Standsicherheit von Flussdeichen*. 6. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TAE, Ostfildern, 2008, S. 191 - 201
- [74] NAGY, L.: *Statistical evaluation of historical dike failure mechanism*. Riscuri si Catastrofe, Ed. Sorocovschi V., Editura Casa Cartii de Stiinta, Cluj – Napoca, 2012, S. 7 - 20. – ISSN 1584-5273
- [75] NAHRGANG, Günther; SCHWEIZER, W: *Untersuchung über die Stabilität und das Dichtfahren von Filtern aus Sanden und Kiesen bei Bohrbrunnen: Stufe I und II*. – Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V - Schriftenreihe Wasser, Nr. 11; Eschborn (ZfGW-Verlag), 1982
- [76] NILLERT, Peter: *Vergleich der Schüttkornbestimmung nach DVGW W113 und dem Verfahren für stabile Kornfilter*. Bericht, erweiterte Fassung, Königs Wusterhausen, 2013
- [77] ÖNORM EN ISO 11058: *Geotextilien und geotextilverwandte Produkte – Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit normal zur Ebene, ohne Auflast*. Österreichisches Normungsinstitut, 2010



- [78] PABST, Mark; ROBBINS, Bryant; ENGEMOEN, Bill; HANNEMAN, Dennis; REDLINGER, Chuck; SCOTT, Gregg: *Heave, Uplift and Piping at the toe of embankment dams*. The Journal of Dam Safety, Vol. 11 (2), Association of State Dam Safety Officials, 2013, S. 21 – 29. – ISSN 1944-9836
- [79] PAVLOVSKY, N.N.: *Principles of hydromechanical computation for senkov-type baragges*. Gidrotekh (in Russisch), 1935
- [80] RELLSTAB, Hannes: *Vom Luftbild zur topographischen Orthophotokarte – Einsatz digitaler Farbornthophotos in der Kartographie*. Geographisches Institut der Universität Zürich, Diplomarbeit, 2003
- [81] RICHARDS, Kevin S.; REDDY, Krishna R.: *Critical appraisal of piping phenomena in earth dams*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Volume 66, 2007, S. 381 – 402. – ISSN 1435-9529
- [82] RÜEGGER, R.; HUFENUS, R.: *Bauen mit Geokunststoffen*. St. Gallen: Schweizerischer Verband für Geokunststoffe, 2003
- [83] RVS 08.97.03: *Geotextilien im Unterbau*. Forschungsgesellschaft Straße - Schiene – Verkehr, Wien, Oktober 1997
- [84] SCHMIDT, A.; ROTTENSTEINER, F.; SOERGEL, U.: *Detection of Water Surfaces in Full - Waveform Laser Scanning Data*. International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Vol. XXXVIII, Part 4/W19, Hannover, 2011
- [85] SCHUMANN, Guy; HOSTACHE, Renaud; PUECH, Christian; HOFFMANN, Lucien; MATGEN, Patrick; PAPPENBERGER, Florian; PFISTER, Laurent: *High-resolution 3-D flood information from radar imagery for flood hazard management*. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing Vol. 45(6), 2007, S. 1715 – 1725
- [86] SCHWEIZER NORM SN 670 241: *Hydraulische Mindestanforderungen, Filterkriterien*. Schweizerischer Verband der Straßen- und Verkehrsfachleute, 2014
- [87] SIEBEN, W.H.: *Relationship between drainage conditions and crop yield for young light clay soils in the Nordost polder*. Van Zee tot Lod. 40. Tjeenk Willink V, Zwolle, The Netherlands, 1964
- [88] SCHMIDT, Alena: *Untersuchung zur Erkennung von Wasserflächen in Full-Waveform-Laserscannerdaten*. Institut für Photogrammetrie und GeoInformation, Leibniz Universität Hannover, Dissertation, 2010
- [89] SMAZINKA, Lukas J.: *Experimentelle großmaßstäbliche Untersuchungen sowie analytische und numerische Berechnungen zur Quantifizierung von Sickerwässern aus Entlastungsdrainagen*. Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2012

- [90] SOMMER, Heinrich: *Erosionsuntersuchungen bei Brüchen an unterströmten Rheindeichen*. Wasserwirtschaft 70 (3), 1980
- [91] SZABO, Marek: *Unterströmung von Dämmen*. FFG-Programm/Instrument: F&E-Projekt Basisprogramm, 2015
- [92] THOLEN, Micheal: *Arbeitshilfen für den Brunnenbauer, Brunnenausbau- und Brunnenbetriebstechniken*. Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn, 2006. – ISBN: 3-89554-163-x
- [93] TURNBULL, W.J., MANSUR, C.I.: *Investigation of underseepage – Mississippi river levees*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 4, 1959, S. 41–93
- [94] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS: *Relief well systems for dams and levees on pervious foundations. Model investigation*. Technical memorandum no. 3-304, Waterway experiment station, Vicksburg, Mississippi, 1949
- [95] US ARMY CORPS OF ENGINEERS: *Investigation of Underseepage and Its Control, Lower Mississippi River Levees*. Technical Memorandum 3-424, Waterway experiment station, Vicksburg, Mississippi, 1956
- [96] US ARMY CORPS OF ENGINEERS: *Investigation of Underseepage and Its Control, Mississippi River Levees, St.Louis District, Alton to Gale, IL*. Technical Memorandum 3-430, Waterway experiment station, Vicksburg, Mississippi, 1956
- [97] US ARMY CORPS OF ENGINEERS: *Design of finite relief well systems*. Engineer Manual EM 1110-2-1905: U.S. Army Corps of Engineers, Headquarters, Department of Army office of the chief of engineers, 1963
- [98] US ARMY CORPS OF ENGINEERS: *Design, construction, and maintenance of relief wells*. Engineer Manual EM 1110-2-1914, U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000, 1992
- [99] US ARMY CORPS OF ENGINEERS: *Design and Construction of Levees*. Engineer Manual EM 1110-2-1913, U.S. Army Corps of Engineers Washington, 2000
- [100] WAGNER, Wolfgang; ULLRICH, Andreas, BRIESE, Christian: *Der laserstrahl und seine Interaktion mit der Erdoberfläche*. Österreichische Zeitschrift für Vermessung und Geoinformation, VGI 4/2003, S. 223 – 235
- [101] WEHR, Aloysius; LOHR, Uwe: *Airborne laser scanning – an introduction and overview*. ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing, Vol. 54, Elsevier, 1999. S. 68 – 82
- [102] CHAN, Y.K.; KOO, V.C.: *An introduction to Synthetic Aperture Radar (SAR)*. Progress In Electromagnetics Research B, Vol. 2, 27–60, 2008

# Tabellenverzeichnis

Tab. 4.1:	Robustheitskriterien – Empfehlungen zu Mindestanforderungen (Richtwerte) an das Filtergeotextil für die Vliesummantelung von Druckentlastungsdrainagen (Drainagematerial: 32/63 mm). .....	43
Tab. 5.1:	Gegenüberstellung der untersuchten Entlastungssysteme ohne Einbindung mit einheitlicher Querschnittsabmessung (Breite bzw. Durchmesser).....	86
Tab. 5.2	Gegenüberstellung der untersuchten Entlastungssysteme mit annähernd konstanter entlastungswirksamer Fläche. ....	88
Tab. 7.1:	Kennwerte für hydraulische Modellrechnungen. ....	124
Tab. 7.2:	Kennwerte für hydraulische Modellrechnungen. ....	147

# Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1:	Querschnitt durch die Flusslandschaft mit einem Hochwasserschutz- bzw. Rückstaudamm auf zweischichtigem Untergrund (adaptiert nach [96]).	3
Abb. 3.1:	Modell – Filtergesetz von <i>Darcy</i> .	7
Abb. 3.2:	Kontinuität der Grundwasserströmung.	8
Abb. 3.3:	Idealisiertes Schnitt-Modell eines Dammes auf “undurchlässiger“ Deckschicht mit freier Zu- und Ausströmung im Grundwasserleiter (eindimensionale Grabenströmung).	10
Abb. 3.4:	Idealisiertes Schnitt-Modell eines Dammes auf “undurchlässiger“ Deckschicht mit freier Zu- und blockierter Ausströmung im Grundwasserleiter.	11
Abb. 3.5:	Idealisiertes Schnitt-Modell eines Dammes auf “halbdurchlässiger“ Deckschicht mit freier Zu- und Ausströmung im Grundwasserleiter.	12
Abb. 3.6:	Vereinfachte Darstellung der <i>Dupuit</i> -Annahme anhand einer gespannten Grundwasserströmung zwischen einem Fluss und einem landseitigen Graben (adaptiert nach [25]).	13
Abb. 3.7:	Damm auf “halbdurchlässiger Deckschicht“ – Geometrie des Strömungsmodells (adaptiert nach [69]).	19
Abb. 3.8:	Drucklinienverläufe in einem (halb)gespannten Grundwasserleiter in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit der bindigen Deckschicht und den vertikalen Modellrandbedingungen für Modell A (naturmaßstäbliches Modell, Kap. 6) und Modell B.	20
Abb. 3.9:	Schematische Darstellung vom Aufschwimmen der bindigen Deckschicht zufolge der Unterströmung des Dammes.	22
Abb. 3.10:	Gegenüberstellung der rechnerischen Sicherheit $\eta$ gegen das Aufschwimmen einer bindigen Deckschicht nach dem Ansatz mit totalen und effektiven Spannungen.	24
Abb. 3.11:	Gegenüberstellung der rechnerischen Sicherheit $\eta$ gegen das Aufschwimmen der bindigen Deckschicht in Abhängigkeit des kritischen und vorhandenen hydraulischen Gradienten beim Ansatz mit totalen und effektiven Spannungen (adaptiert nach [50]).	24

Abb. 3.12: Schematische Darstellung des hydraulischen Grundbruches im Bereich des landseitigen Dammfußes. ....	25
Abb. 3.13: Schematische Darstellung der rückschreitenden Erosion zufolge lang andauernder Unterströmung des Dammes. ....	26
Abb. 4.1: Schematische Darstellung ausgewählter Systeme zur Druckentlastung [14]: .....	28
a) Entlastungsgraben mit Vliesummantelung, b) Aufgelöste vliesummantelte Sickerschlitze, c) Vliesummantelte Kiessäulen ("Schotterpfähle") in Kombination mit Auflastfilter (Dammverteidigungsweg), d) Entspannungsbrunnen .....	28
Abb. 4.2: Herstellung eines vliesummantelten Druckentlastungsgrabens am landseitigen Dammfuß mit eingebautem Drainagerohr zur Sickerwasserableitung.....	30
Abb. 4.3: Herstellung von vliesummantelten Kiessäulen mit dem Rüttelstopfverfahren [13].	32
Abb. 4.4: Herstellung von vliesummantelten Kiessäulen mit der Methode der verrohrten Bohrung [13]. ....	33
Abb. 4.5: Bemessungsdiagramm für geotextile Filter nach <i>Lafleur</i> (1996); (Anm.: *) $d_G$ = lower size of the gap, **) Risk of piping of finer particles) [61]. ....	36
Abb. 4.6: Exemplarische Darstellung einer linearisierten Kornverteilungslinie nach <i>Giroud</i> (adaptiert nach [45] ) .....	37
Abb. 4.7: Auszug aus dem Bemessungsdiagramm nach <i>Giroud</i> et al. für grob- und gemischtkörnige Böden [64]. (Anm.: $C'_U$ beschreibt die Ungleichförmigkeitszahl einer linearisierten Kornverteilungslinie gemäß Abb. 4.6). ....	38
Abb. 4.8: Bemessungsdiagramm gemäß DWA-M 511 zur Bestimmung des zulässigen Abstandsverhältnisses $O_{90}/d_{50}$ in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl $C_U$ des Bodens [51]. ....	39
Abb. 4.9: Schematische Darstellung eines Entlastungsbrunnens gemäß EM 1110-2-1914 (adaptiert nach [99]). Detail der Sickerwasserableitung zum Graben und Detail des Brunnenkopfes ohne Schutzkappe [2]. ....	46
Abb. 4.10: Schüttkornbestimmung mit dem Kennkornverfahren nach [10]. ....	49
Abb. 4.11: Bestimmung des maßgebenden Korndurchmessers $d_g$ aus Siebrückstandskurven der Kornverteilungslinien von verwendeten Böden (Grundwasserleiter 1 und 2) für die untersuchten Damm-Modelle. ....	50
Abb. 5.1: Das kleinmaßstäbliche Dammmodell (Maßstab 1:10). ....	54
Abb. 5.2: Das kleinmaßstäbliche Dammmodell - Schnitt und Grundriss (Bemaßung in cm). .	54

Abb. 5.3:	Kleinmaßstäbliches Modell: Entlastungssäule mit Halbrohr zur Wasserableitung (oben links und rechts); Wasserharfe (unten links); Modell mit zwei Entlastungssäulen (unten rechts).....	55
Abb. 5.4:	Schematische Darstellung der Lage und der Verteilung von Beobachtungspiegeln für die unterschiedlichen Versuchsreihen. (Bemaßung in cm).....	57
Abb. 5.5:	Kornverteilungslinien der verwendeten Böden für das kleinmaßstäbliche Modell. .	58
Abb. 5.6:	Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert $k$ und dem Porenanteil $n$ für das verwendete Grundwasserleiter-Schüttmaterial. ....	61
Abb. 5.7:	Drucklinien unterhalb der gering durchlässigen Deckschicht für unterschiedliche Wasserstände – Versuch zur Bestimmung der Gesamtdurchlässigkeit des Grundwasserleiters. ....	62
Abb. 5.8:	Exemplarische Darstellung der HW-Ganglinie für kleinmaßstäbliche Modellversuche in Bezug auf die Beckensohle (= Bezugsebene bzw. Null-Niveau).....	65
Abb. 5.9:	Übersicht der kleinmaßstäblichen Modellversuche mit einer Entlastungssäule; ( $\emptyset$ = Innendurchmesser des Säulenrohres; KIES = Drainagekies in der Säule; EIN = prozentuelle Einbindung der Säule in die gut durchlässige Schicht). ....	66
Abb. 5.10:	Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände entlang der Längsachse des Modells mit Einzel-Kiessäule $\emptyset$ 40 mm ohne Einbindung (EIN0%) in den Grundwasserleiter.....	67
Abb. 5.11:	Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit des Einstauwasserstandes für das Modell mit Einzel-Kiessäule $\emptyset$ 40 mm und Einbindung von 0 %.....	68
Abb. 5.12:	Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Säule $\emptyset$ 40 mm mit/ohne Kiesfüllung und mit variierender Einbindung (EIN 0 %, 30 % und 50 %) in den Grundwasserleiter.....	70
Abb. 5.13:	Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit der Einbindetiefe (EIN 0 %, 30 % und 50 %) der Einzel-Säule $\emptyset$ 40 mm mit/ohne Kiesfüllung.....	71
Abb. 5.14:	Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Kiessäule $\emptyset$ 50 mm mit variierender Einbindung (EIN 0 %, 30 %, 50 % und 100 %) in den Grundwasserleiter. ....	72
Abb. 5.15:	Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit der Einbindetiefe (EIN 0 %, 30 %, 50 % und 100 %) der Einzel-Kiessäule $\emptyset$ 50 mm. ....	73
Abb. 5.16:	Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Säule (Kiessäule und Entlastungsbrunnen) mit variierendem Durchmesser und Einbindung von 0%, 30% in den Grundwasserleiter. ....	75

Abb. 5.17	Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Säule mit variierendem Durchmesser und Einbindung von 50% in den Grundwasserleiter. ....	76
Abb. 5.18:	Prozentueller Druck vom höchsten Einstauwasserstand (HW5) zufolge Entlastungswirkung der Einzel-Säule mit variierendem Durchmesser und Einbindetiefe. ....	76
Abb. 5.19:	Durchfluss pro Beckeneinheit in Abhängigkeit vom Durchmesser der Einzel-Säule (Kiessäule und Entlastungsbrunnen) mit unterschiedlichem Grad der prozentuellen Einbindung (EIN 0 %, 30 % und 50 %) in den Grundwasserleiter.....	77
Abb. 5.20:	Übersicht der kleinmaßstäblichen Modellversuche mit zwei Entlastungssäulen ( $\emptyset$ = Säulendurchmesser; EIN = prozentuelle Einbindung der Säule in den Grundwasserleiter; KIES = Kiesfüllung der Säule). ....	78
Abb. 5.21:	Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände entlang der Längsachse des Modells mit zwei Kiessäulen $\emptyset$ 40 mm ohne Einbindung (EIN 0%) in den Grundwasserleiter.....	79
Abb. 5.22:	Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände entlang der Querachse des Modells mit zwei Kiessäulen $\emptyset$ 40 mm ohne Einbindung (EIN 0%). ....	79
Abb. 5.23:	Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit vom Einstauwasserstand für das Modell mit zwei Kiessäulen $\emptyset$ 40 mm und Einbindung von 0 %. ....	80
Abb. 5.24:	Übersicht der kleinmaßstäblichen Modellversuche mit Entlastungsgraben (B = Grabenbreite; EIN = prozentuelle Einbindung des Grabens in den Grundwasserleiter; KIES = Kiesfüllung des Grabens).....	82
Abb. 5.25:	Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände entlang der Längsachse des Modells mit Entlastungsgraben mit $B = 40$ mm und ohne Einbindung (EIN 0%) in den Grundwasserleiter.....	83
Abb. 5.26:	Prozentueller Druck vom höchsten Wasserstand zufolge der Entlastungswirkung eines Grabens mit $B = 40$ mm und variierender Einbindetiefe (0 %, 50 % und 100 %) in den Grundwasserleiter.....	84
Abb. 5.27:	Durchfluss pro Beckenbreite (=Grabendurchfluss) in Abhängigkeit der Einbindetiefe eines 40 mm breiten Drainagegrabens. ....	85
Abb. 5.28:	Gegenüberstellung der Druckverläufe entlang der Modelllängsachse für unterschiedliche Entlastungssysteme gemäß Tab. 5.1. ....	86
Abb. 5.29:	Durchfluss pro Beckenbreite in Abhängigkeit vom Einstauwasserstand für das Modell mit zwei Kiessäulen $\emptyset$ 40 mm und Einbindung von 0 %. ....	87

Abb. 6.1:	Versuchsanlage nach Fertigstellung der Bauarbeiten durch Unterstützung der Firmen <i>Pittel + Brausewetter Gesellschaft m.b.H.</i> und <i>Hinteregger und Söhne GmbH</i> .....	90
Abb. 6.2:	Versuchsanlage für naturmaßstäbliche Modellversuche – Grundriss und Längsschnitt 1-1 (Abmessungen in cm). .....	91
Abb. 6.3:	Versuchsanlage für naturmaßstäbliche Modellversuche – Schnitt 2-2 und Schnitt 3-3 (Abmessungen in cm).....	92
Abb. 6.4:	Geometrie des Damm-Modells; Bemaßung in cm. ....	93
Abb. 6.5:	3D-Zeichnung vom naturmaßstäblichen Dammmodell für Unterströmungsversuche. ....	94
Abb. 6.6:	1:1 Dammmodell: sandig-kiesiger Grundwasserleiter nach Einbau inkl. Filterrohre für Beobachtungspegel (oben); schluffig-tonige Deckschicht mit einem Detail der Bentonit-Abdichtung am Rand zur Beckenwand (unten). ....	95
Abb. 6.7:	1:1 Dammmodell: Schütтарbeiten des Dammkörpers (oben links); Einbau des Dichtkernes im Damm (oben rechts); Dammmodell nach Fertigstellung (unten links); Einstau während eines Modellversuches (unten rechts).....	96
Abb. 6.8:	Versuchsbecken während der Versuchsdurchführung. ....	97
Abb. 6.9:	Kornverteilungslinien des Dammschüttmaterials für das naturmaßstäbliche Modell. ....	98
Abb. 6.10:	Kornverteilungslinien der gering durchlässigen Schicht (“bindige Deckschicht“) für das naturmaßstäbliche Modell.....	99
Abb. 6.11:	Kornverteilungslinien der gut durchlässigen Schicht (“Grundwasserleiter“) für das naturmaßstäbliche Modell. ....	101
Abb. 6.12:	Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert $k$ und dem Porenanteil $n$ für das verwendete Grundwasserleiter-Schüttmaterial. ....	102
Abb. 6.13:	Schematische Darstellung der Austeilung eingesetzter Sensoren entlang des Hauptmessprofils (Modelllängsachse) im Schnitt und Grundriss. (Bemaßung in cm) .....	103
Abb. 6.14:	Schematische Darstellung der Messkette zur Erfassung der physikalischen Größen. ....	105
Abb. 6.15:	<i>Thomson</i> -Wehr zur Quantifizierung des Sickerwasserdurchflusses aus den Entlastungssäulen; links: Kalibrierung des Messwehres im Labor [88], Mitte: Anschluss der Kiessäule an das Rohr mit integriertem Messwehr, rechts: Rohrleitung zur Ableitung der Sickerwässer (sekundärer Wasserkreislauf).....	106



Abb. 6.16: Darstellung der Messergebnisse der Kalibrierung der <i>Thomson</i> -Wehre mit den zugehörigen Näherungskurven zur Quantifizierung der Sickerwasseraustritte aus den Entspannungssäulen (adaptiert nach [88]).	107
Abb. 6.17: Exemplarische Darstellung der Wasserstandsganglinie für naturmaßstäbliche Modellversuche.	108
Abb. 6.18: Lokales Erosionsversagen der landseitigen Deckschicht während der Modellversuche.	109
Abb. 6.19: Zeitlicher Verlauf der Potentiallinien in Abhängigkeit vom Wasserstand am Beispiel der Ø 600 mm Kiessäule ohne Einbindung.	110
Abb. 6.20: Drucklinien für unterschiedliche Einstauwasserstände zufolge der großen Kiessäule mit Ø 600 mm und ohne Einbindung.	111
Abb. 6.21: Durchflusskurve für die Kiessäule mit Ø 600 mm und ohne Einbindung.	111
Abb. 6.22: Drucklinien für nicht eingebundene Kiessäulen mit unterschiedlichem Durchmesser.	114
Abb. 6.23: Durchflusskurven für nicht eingebundene Kiessäulen mit unterschiedlichem Durchmesser.	114
Abb. 6.24: Prozentueller Druckabbau in Bezug auf höchsten Einstauwasserstand für nicht eingebundene Entlastungssäulen (mit und ohne Kiesfüllung) mit unterschiedlichem Durchmesser.	116
Abb. 6.25: Durchflusskurven für nicht eingebundene Entlastungssäulen mit und ohne Kiesfüllung in Abhängigkeit vom Durchmesser.	116
Abb. 6.26: Prozentueller Druckabbau in Bezug auf höchsten Einstauwasserstand (=Dammhöhe) für Kiessäulen mit variierender Einbindung in den Grundwasserleiter.	118
Abb. 6.27: Durchflusskurven für Kiessäulen mit variierender Einbindung in den Grundwasserleiter.	118
Abb. 7.1: Darstellung vom Finite-Elemente-Netz eines vertikal ebenen und räumlichen Dammmodells.	122
Abb. 7.2: Vertikaler Schnitt durch das numerische Vergleichsmodell des kleinmaßstäblichen Dammes inkl. Modellrandbedingungen.	123
Abb. 7.3: Durchflussgerade des kalibrierten 2D-FE-Modells mit der Darstellung Messergebnisse und der oberen bzw. unteren Potential-Grenzbedingung.	125
Abb. 7.4: Gegenüberstellung der aufgezeichneten Druckentlastung mit der numerisch ermittelten Drucklinie für das Modell eines vollkommenen Drainagegrabens.	126

- Abb. 7.5: Vergleich der Näherungsfunktionen für die gemessenen und mit 2D-Modell numerisch berechneten Durchflüsse eines Drainagegrabens in Abhängigkeit von prozentueller Einbindung. .... 127
- Abb. 7.6: Darstellung der Geschwindigkeiten entlang der Stromlinien beim Modell mit vollkommenem Drainagegraben. .... 127
- Abb. 7.7: Vergleich der Näherungsfunktionen für die gemessenen und mit 2D- und 3D-Modell numerisch berechneten Durchflüsse eines Drainagegrabens ohne Einbindung in Abhängigkeit von der Breite. .... 129
- Abb. 7.8: Vergleich der gemessenen und numerisch berechneten Durchflussgeraden für das 3D-Modell mit Einzelsäule mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke. .... 130
- Abb. 7.9: Vergleich der gemessenen und numerisch berechneten Druckverläufe entlang der Modellachse zufolge einer Einzelsäule (mit/ohne Kiessäule) mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke. .... 130
- Abb. 7.10: 3D-Darstellung der numerisch berechneten Potentialverteilung auf die feinkörnige Deckschicht beim höchsten Einstauwasserstand samt Druckentlastungstrichter um die Kiessäule mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke. .... 131
- Abb. 7.11: Horizontalebene Darstellung der Potentiale beim höchsten Einstauwasserstand zufolge der Kiessäule mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke. .... 132
- Abb. 7.12: Darstellung der numerisch berechneten Druckverläufe in der Querachse der untersuchten Entlastungssäule (mit/ohne Kiessäule) mit  $\varnothing$  50 mm und vollkommener Filterstrecke. .... 133
- Abb. 7.13: Änderung der Druckentlastungswirkung in Abhängigkeit der Einbindetiefe der Kiessäule von  $\varnothing$  50 mm. .... 134
- Abb. 7.14: Vergleich der Näherungsfunktionen für die gemessenen und mit numerisch berechneten Durchflüsse einer Kiessäule in Abhängigkeit der Einbindetiefe. .... 134
- Abb. 7.15: Vergleich der Näherungsfunktionen für die gemessenen und mit numerisch berechneten Durchflüsse in Abhängigkeit vom Durchmesser der Einzelkiessäule mit variierender Einbindung. .... 135
- Abb. 7.16: Änderung des Durchflusses in Abhängigkeit der Durchlässigkeit der Entspannungssäule beim höchsten Einstauwasserstand gemäß der simulierten Hochwasserganglinie (Entspannungssäule  $\varnothing$  40 mm mit variierender Einbindung). .... 137
- Abb. 7.17: Änderung der Druckentlastungswirkung in Abhängigkeit der Durchlässigkeit der Entspannungssäule für Entspannungssäule  $\varnothing$  40 mm mit 10 % Einbindung). .... 137

- Abb. 7.18: Drucklinien entlang der Modellachse in Abhängigkeit der Vorlandlänge zufolge einer Drainagesäule  $\varnothing$  40 mm mit Einbindung von 10 % ..... 139
- Abb. 7.19: Änderung des Durchflusses in Abhängigkeit der Vorlandlänge zufolge einer Drainagesäule  $\varnothing$  40 mm und variierender Einbindung. .... 139
- Abb. 7.20: Drucklinien entlang der Modellachse in Abhängigkeit der Mächtigkeit des Grundwasserleiters zufolge der Wirkungsweise von einer Drainagesäule  $\varnothing$  40 mm mit variierender Einbindetiefe und Durchlässigkeit. .... 140
- Abb. 7.21: Änderung des Durchflusses in Abhängigkeit der Mächtigkeit des Grundwasserleiters zufolge einer Drainagesäule  $\varnothing$  40 mm mit variierender Einbindung; Kiessäulendurchlässigkeit  $k_s = 1 \times 10^{-2}$  m/s. .... 141
- Abb. 7.22: Drucklinien entlang der Modellachse in Abhängigkeit der Modellbreite zufolge einer Drainagesäule  $\varnothing$  40 mm mit Einbindung von 10%. .... 143
- Abb. 7.23: Änderung des Durchflusses pro Laufmeter Damm in Abhängigkeit der Modellbreite/Säulenabstandes. .... 143
- Abb. 7.24: Modellfamilie am Beispiel des kleinmaßstäblichen Modells mit  $\varnothing$  60 mm und 50 % Einbindung in den Grundwasserleiter; Maßstab 1:10, 1:5, 1:2 und 1:1. .... 144
- Abb. 7.25: Dimensionslose Darstellung vom Druckverlauf zufolge einer Kiessäule mit 50% Einbindung in Abhängigkeit des Modellmaßstabes. .... 145
- Abb. 7.27: Vergleich der gemessenen und numerisch ermittelten Drucklinien infolge der Kiessäule  $\varnothing$  600 mm ohne Einbindung in den Grundwasserleiter. .... 148
- Abb. 7.28: Gemessene und numerisch ermittelte Durchflussmenge in Abhängigkeit vom Wasserstand. .... 149
- Abb. 7.29: Dreidimensionale Darstellung der Druckverteilung zufolge eines Druckentlastungssystems mit unendlicher Länge der Säulenreihe auf Grundlage des erweiterten naturmaßstäblichen Modells. .... 150
- Abb. 7.30: Dreidimensionale Darstellung der Druckverteilung zufolge eines Druckentlastungssystems mit endlicher Länge der Säulenreihe auf Grundlage des erweiterten naturmaßstäblichen Modells. .... 151
- Abb. 7.31: Gegenüberstellung der Druckhöhe im Mittelpunkt der Druckgewölbe für eine Säulenreihe mit endlicher und unendlicher Länge. .... 152
- Abb. 8.1: Berechnungsprofil zur Untersuchung der Wirkungsweise einer Kiessäulenreihe ( $\varnothing$  60 cm). .... 153
- Abb. 8.2: Änderung des hydrostatischen Druckes im Mittelpunkt des Druckgewölbes zwischen den Kiessäulen bei einer Vorlandlänge von  $V_L = 10$  m in Abhängigkeit des Säulenachsabstandes und der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters. .... 155

- Abb. 8.3: Änderung des hydrostatischen Druckes im Mittelpunkt des Druckgewölbes zwischen den Kiessäulen bei einer Vorlandlänge von  $VL = 50$  m in Abhängigkeit des Säulenachsabstandes und der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters. .... 155
- Abb. 8.4: Änderung des hydrostatischen Druckes im Mittelpunkt des Druckgewölbes zwischen den Kiessäulen bei einer Vorlandlänge von  $VL = 100$  m in Abhängigkeit des Säulenachsabstandes und der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters. .... 156
- Abb. 8.5: Kiessäulendurchfluss  $Q$  pro Laufmeter Damm in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters am Beispiel eines Dammes mit Vorlandlänge von  $VL = 10$  m und einer unendlichen Kiessäulenreihe mit Achsabstand von  $a = 4$  m, 6 m, 8 m... 157
- Abb. 8.6: Kiessäulendurchfluss  $Q$  pro Laufmeter Damm in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters am Beispiel eines Dammes mit Vorlandlänge von  $VL = 50$  m und einer unendlichen Kiessäulenreihe mit Achsabstand von  $a = 4$  m, 6 m, 8 m... 157
- Abb. 8.7: Kiessäulendurchfluss  $Q$  pro Laufmeter Damm in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters am Beispiel eines Dammes mit Vorlandlänge von  $VL = 100$  m und einer unendlichen Kiessäulenreihe mit Achsabstand von  $a = 4$  m, 6 m, 8 m... 158

# Liste verwendeter Symbole

<b>Symbol</b>	<b>Einheit</b>	<b>Beschreibung</b>
L	m	Länge
h	m	Höhe
h	m	Druckhöhe, Wasserspiegelhöhe
h <sub>w</sub>	m	Druckhöhe, Wasserspiegelhöhe
h <sub>I</sub> , h <sub>II</sub> , h <sub>III</sub>	m	Druckhöhe, Wasserspiegelhöhe im Fragment I, II, III
$\Delta h$	m	Wasserspiegeldifferenz
z	m	Ortshöhe (Lageenergie)
A	m <sup>2</sup>	Querschnittsfläche
v	m/s	Filtergeschwindigkeit
Q	m <sup>3</sup> /s	Durchfluss
g	m/s <sup>2</sup>	Erdbeschleunigung
<b>K</b>	m/s	Durchlässigkeitstensor
p	kN/m <sup>2</sup>	Druck
w <sub>n</sub>	%	natürlicher Wassergehalt
w <sub>opt</sub>	%	optimaler Wassergehalt
w <sub>p</sub>	%	Fließgrenze
w <sub>l</sub>	%	Ausrollgrenze
I <sub>p</sub>	%	Plastizitätszahl
I <sub>c</sub>	-	Konsistenzzahl
D	-	Lagerungsdichte
I <sub>D</sub>	-	bezogene Lagerungsdichte
D <sub>pr.</sub>	%	Verdichtungsgrad
C <sub>U</sub>	-	Ungleichförmigkeitszahl

<b>Symbol</b>	<b>Einheit</b>	<b>Beschreibung</b>
$n$	-	Porenanteil
$n_{\max}$	-	maximaler Porenanteil
$n_{\min}$	-	minimaler Porenanteil
$\rho$	$\text{kg/m}^3$	Dichte
$\rho_s$	$\text{g/cm}^3$	Korndichte des Bodens
$\rho_d$	$\text{g/cm}^3$	Dichte des trockenen Bodens, Trockendichte
$\rho$	$\text{g/cm}^3$	Dichte des feuchten Bodens, Feuchtdichte
$\rho_{\text{pr}}$	$\text{g/cm}^3$	Proctordichte des Bodens
$\gamma$	$\text{kN/m}^3$	Wichte
$\gamma_w$	$\text{kN/m}^3$	Wichte des Wassers
$\gamma_s$	$\text{kN/m}^3$	Kornwichte des Bodens
$\gamma_d$	$\text{kN/m}^3$	Wichte des trockenen Bodens
$\gamma'$	$\text{kN/m}^3$	Wichte des unter Auftrieb stehenden Bodens
$\gamma_{\text{sat}}$	$\text{kN/m}^3$	Wichte des gesättigten Bodens
$G$	$\text{kN}$	Gewichtskraft
$R_w$	$\text{kN}$	Auftriebskraft
$\eta$	-	Sicherheitsfaktor
$\eta_{\text{tot}}$	-	Sicherheitsfaktor beim Nachweis mit totalen Spannungen
$\eta_{\text{eff}}$	-	Sicherheitsfaktor beim Nachweis mit effektiven Spannungen
$\gamma_{G;\text{dst}}$	-	Teilsicherheitsfaktor für destabilisierende Einwirkungen
$\gamma_{G;\text{stb}}$	-	Teilsicherheitsfaktor für stabilisierende Einwirkungen
$k$	$\text{m/s}$	Durchlässigkeitsbeiwert
$k_f$	$\text{m/s}$	Durchlässigkeitsbeiwert
$k_H$	$\text{m/s}$	Durchlässigkeitsbeiwert in horizontaler Richtung
$k_V$	$\text{m/s}$	Durchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung
$k_{10}$	$\text{m/s}$	Durchlässigkeitsbeiwert bei 10°C
$k_x, k_y, k_z$	$\text{m/s}$	Durchlässigkeitsbeiwert in Richtung x, y, z
$k_s$	$\text{m/s}$	Durchlässigkeitsbeiwert der Kiessäule

<b>Symbol</b>	<b>Einheit</b>	<b>Beschreibung</b>
$k_{\text{Geotextil}}$	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert des geotextilen Filters
$k_{\text{GWL}}, k_{\text{gl}}$	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert des Grundwasserleiters
$v_{\text{H50}}$	m/s	Durchflussgeschwindigkeit senkrecht zur Ebene bei einer Potentialdifferenz von 50 mm
$i$	-	hydraulischer Gradient
$i_{\text{krit}}$	-	kritischer hydraulischer Gradient
$i_{\text{vorh}}$	-	vorhandener hydraulischer Gradient
$d$	mm	Korndurchmesser, Dicke des geotextilen Filters
$d_{20}$	mm	Korndurchmesser bei 20% Siebdurchgang
$d_{30}$	mm	Korndurchmesser bei 30% Siebdurchgang
$d_{50}$	mm	mittlerer Korndurchmesser
$d_{80}$	mm	Korndurchmesser bei 80% Siebdurchgang
$d_{15,B}$	mm	Korndurchmesser des zu filternden Bodens bei 15% Siebdurchgang
$d_{15,F}$	mm	Korndurchmesser des mineralischen Filters bei 15% Siebdurchgang
$d_{50,F}$	mm	Korndurchmesser des mineralischen Filters bei 50% Siebdurchgang
$d_{50,B}$	mm	Korndurchmesser des zu filternden Bodens bei 50% Siebdurchgang
$d_{85,B}$	mm	Korndurchmesser des zu filternden Bodens bei 85% Siebdurchgang
$O_{\text{F}}$	mm	Filteröffnungsweite eines Filtergeotextils
$O_{90}$	mm	charakteristische Öffnungsweite des Filtergeotextils bei der 90% der Partikel zurückgehalten werden
$O_{95}$	mm	charakteristische Öffnungsweite des Filtergeotextils bei der 95% der Partikel zurückgehalten werden
$D_{\text{s}}$	mm	Schüttkorndurchmesser
$F, F_{\text{g}}$	-	Filterfaktor
$d_{\text{g}}$	mm	maßgebender Korndurchmesser
$B$	-	Koeffizient

<b>Symbol</b>	<b>Einheit</b>	<b>Beschreibung</b>
w	$s^{-1}$	volumenbezogener Quell-/Senkenterm
$S_0$	$m^{-1}$	spezifischer Speicherkoeffizient
t	s	Zeit
t	m	Mächtigkeit der bindigen Deckschicht
a, b	-	Konstante
$t_0$	s	Zeit zum Zeitpunkt $t = 0$ s
T	$m^2/s$	Transmissivität
$C_1, C_2$	-	Integrationskonstanten
$\lambda$	m	Leakagekoeffizient
$\nabla$	$m^{-1}$	Nabla-Operator