

DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Experimentelle großmaßstäbliche Untersuchungen sowie analytische und numerische Berechnungen zur Quantifizierung von Sickerwässern aus Entlastungsdrainagen

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

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

Dietmar ADAM

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

Proj. Ass. Dipl.-Ing.

Marek SZABO

am

Institut für Geotechnik

Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik

E 220-2

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Lukas Jakob SMAZINKA

BSc.

Mat.nr.: 0425432 / Stud.Kennzahl: E 066 466

lukas.smazinka@gmx.at

Wien, Juni 2013

Lukas Smazinka

Kurzfassung

Im Hochwasserschutz sind Dämme die wichtigsten Baumaßnahmen zum Schutz des Lebens und der Güter von Menschen. Sie verhindern Überschwemmungen, die die Folge des steigenden Hochwasserpegels in einem Gewässer sind. Die Stabilität muss jederzeit gewährleistet sein und darf auch im Fall eines lang anhaltenden Hochwassers nicht verloren gehen. Ebenso ist der Untergrund als Teil des Bauwerks für die Sicherheit gegen Versagen zuständig. Besteht dieser aus einem durchlässigen Boden, kann der Damm unterströmt werden. Sickerwässer sind durch Erosionsprozesse in der Lage, diesen strukturell zu schwächen und im ungünstigsten Fall das Versagen des Hochwasserschutzdammes zu induzieren. Ist der Untergrund zweischichtig aufgebaut, sodass eine bindige und gering durchlässige Deckschicht auf einem sehr durchlässigen Grundwasserleiter liegt, bewirken diese Sickerwässer eine aufwärtsgerichtete Belastung auf die Deckschicht. Wird der vom Hochwasserpegel induzierte Druck im Grundwasser auf dessen Weg unter dem Damm nicht genügend abgebaut, kann die Deckschicht aufgrund der Auftriebskraft im Anschluss an den luftseitigen Dammfuß versagen. Der Prozess des Aufschwimmens ist ebenso gefährlich wie das Versagen infolge eines hydraulischen Grundbruchs. Beide Mechanismen können zu Beschädigungen am Damm bzw. zu dessen Versagen führen.

Bauliche Gegenmaßnahmen sind eine Auflastschüttung, die als Gegengewicht zur Auftriebskraft dient, oder die Entspannung des Grundwassers mit Hilfe von Entlastungsdrainagen. Als solche kommen Kiessäulen, Sickerschlitze sowie Sickergräben zur Anwendung. Das unter Druck stehende Grundwasser kommt in Form von Sickerwasser zu Tage und muss abgeleitet werden, damit keine Gefährdung für den Damm oder das Hinterland besteht. Die Wirkung der Entlastungsdrainage ist von mehreren Faktoren abhängig und führt zu einer Belastungsreduktion auf die Deckschicht im Grundwasserleiter. Da diese nur durch starke Vereinfachung analytisch bestimmbar ist, ruht die Bemessung meistens auf Erfahrungswerten und Abschätzungen. Aufgrund der komplexen Strömungsvorgänge im Grundwasser werden experimentelle Untersuchungen oder numerische Verfahren für deren Bestimmung benötigt.

Als Grundlage der Berechnung der Durchflüsse aus Kiessäulen dient ein numerisches Modell, das den Damm und den Untergrund mit naturgetreuen Kennwerten nachbildet. Die Ergebnisse sind die prognostizierten Sickerwassermengen und der Verlauf der Potentialisolines zur Bestimmung der Belastungsreduktion auf die Deckschicht.

Experimentelle Untersuchungen an einem großmaßstäblichen Dammmodell lassen durch Messung von Standrohrpegel und Porenwasserdruckgeber die Druckverteilung im Versuchsmodell bestimmen, womit die Belastungsreduktion festgestellt werden kann. Die Durchflussmessung erfolgt mit einer Pegelmessung in der Kiessäule und einem kalibrierten Messwehr. Das Hauptziel der Diplomarbeit ist Erkenntnisse über das Design von Entlastungsdrainage durch Beschreibung der Hauptprozesse und Vergleich der Durchflüsse an Hand beider Bestimmungsmethoden zu erhalten.

Abstract

Dykes are the most important flood protection measures to safe life and goods of human beings. Floods are caused by rising water levels above riverbanks. The stability of dams has to be guaranteed anytime, even in cases of a long term flood. Furthermore, the subsoil, as a part of the structure, is responsible for protection against ground failure. In case of a permeable soil, seepage processes under a dam can be the undesired result. Seepage water may cause erosion processes, which lead to failures in the soil structure and induce damages on flood protection dams. If the subsoil has a two layer profile, a cohesive and low permeable soil layer is situated in most cases above a high permeable aquifer.

The drag of percolating water leads to a high uplift pressure on the surface layer in times of high water levels. The pressure in the ground water system has to be decreased on the water way in subsoil under the dam. If there is not enough reduction of the hydraulic uplift force next to the embankment slope, it can break. This process is called hydraulic uplift of a cohesive soil and is as dangerous as the hydraulic failure process. Those processes can cause damages of the whole dyke.

Possible measures are counter weights against the strong hydraulic uplift force, or relief drainages for the decompression of the water pressure in the local permeable soil layer. Such drainages are stone columns, drainage pits and ditches. Their relief leachate has to be contained and recharged into a river. The effect of the relief drainage reduces the uplift force under the surface layer and depends on many parameters. In most cases, the calculation of this effect is not analytically determinable so that the design of the relief drainage has to be based on assessments and experiences. Because of the complex flow processes in the ground water, model tests or numerical analysis are needed for their investigation.

One possibility is the quantitative determination of outflows based on numerical models. Finite element programs are able to simulate the ground composition and their hydraulic properties. The pressure progression in the subsoil and the flow water out of relief drainages are results of the simulation.

An alternative solution is to get measurements based on experimental, observational methods. Full-scale trials enable the determination of true-to-life values. Measuring instruments detect pore water pressure and stand pipe levels in a physical model. A gauging weir is needed to determine the leachate out of the stone column. By means of this method, it is possible to get real measured data to analyze the reduction of the pressure in the ground water system.

The main goal of the diploma thesis is to describe and compare the results of such methods in order to get information about the main processes and to draw conclusions for the design of relief drainages.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung.....	9
2.	Hochwasserschutz.....	11
2.1	Allgemeines	11
2.2	Grundlagen der Grundwasserströmung.....	14
2.3	Hydraulischer Grundbruch bzw. Aufschwimmen bindiger Deckschichten	21
2.4	Entlastungsdrainagen	26
2.4.1	Grundlagen	26
2.4.2	Wirkungsweise von Entlastungsdrainagen	27
2.4.3	Analytische Berechnung von Durchflüssen aus Entlastungsdrainagen	28
3.	Experimentelle Untersuchungen zur Quantifizierung der Sickerwässer	52
3.1	Das großmaßstäbliche Versuchsmodell	52
3.1.1	Allgemeines	52
3.1.2	Modellgeometrie.....	54
3.1.3	Randbedingungen des Experiments.....	56
3.1.4	Versuchsböden.....	59
3.2	Durchflussmessung.....	64
3.2.1	Messsysteme zur Bestimmung von Durchflüssen.....	64
3.2.2	Wahl des geeigneten Messsystems	69
3.3	Messungen zur Quantifizierung der Sickerwässer aus Kiessäulen.....	73
3.3.1	Messeinrichtung.....	74
3.3.2	Auswertung der Messergebnisse	77
4.	Numerische Untersuchungen zur Bestimmung von Durchflüssen aus Entlastungsdrainagen.....	87
4.1	Die numerische Modellierung.....	87
4.1.1	Allgemeines	87

4.1.2	Das Modell der numerischen Berechnungen.....	88
4.1.3	Eingabe der bodenphysikalische Parameter in die numerische Berechnung....	91
4.1.4	Hochwasserszenarien.....	93
4.2	Ergebnisse der numerischen Berechnung.....	97
4.3	Variation der Parameter	105
4.3.1	Durchlässigkeitsbeiwert der Kiessäule.....	106
4.3.2	Kiessäulendurchmesser.....	106
4.3.3	Kiessäuleeinbindung in den Grundwasserleiter	106
4.3.4	Grundwasserleitemächtigkeit.....	107
4.3.5	Durchlässigkeitsbeiwert des Grundwasserleiters	107
4.3.6	Länge des landseitigen Grundwasserleiters.....	107
4.3.7	Inhomogener Aufbau des Grundwasserleiters	108
4.3.8	Wasserseitige Fehlstelle im Versickerungsbereich	108
4.4	Ergebnisse der Parametervariation.....	109
4.4.1	Ergebnisse der Variation des Durchlässigkeitsbeiwertes der Kiessäule	110
4.4.2	Ergebnisse der Variation des Kiessäulendurchmessers.....	112
4.4.3	Ergebnisse der Variation der Kiessäuleeinbindung.....	114
4.4.4	Ergebnisse der Variation der Grundwasserleitemächtigkeit.....	116
4.4.5	Ergebnisse der Variation der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters	118
4.4.6	Ergebnisse der Variation der Länge des landseitigen Grundwasserleiters.....	120
4.4.7	Ergebnisse der Variation des Aufbaues des Grundwassersystems	122
4.4.8	Ergebnisse der Variation des Versickerungsbereichs	127
5.	Vergleich der Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungsmethoden.....	129
6.	Zusammenfassung.....	138
7.	Ausblick für IN-SITU-Systeme zur Quantifizierung der Sickerwässer.....	140
8.	Quellen- & Literaturverzeichnis	143

9. Abbildungsverzeichnis.....	144
10. Tabellenverzeichnis.....	150
11. Anhang	152

1. Einleitung

Diese Arbeit beschäftigt sich mit dem Vergleich von Berechnungswerten eines numerischen Modells mit den Messdaten einer experimentellen Untersuchung, die im Rahmen eines Feldversuches durchgeführt wird. Zusätzlich wird auf den theoretischen Hintergrund von dessen Strömungsvorgängen mit Hilfe von analytischen Berechnungen eingegangen.

Die experimentelle Untersuchung findet an einem Modell eines Hochwasserschutzdammes im Maßstab 1:1 statt. Als Vorbild diente der Damm an der March mit dessen spezifischem Aufbau und Untergrundverhältnissen. Auf einer Fläche von 100 m^2 innerhalb einer dichten Stahlbetonwanne wurde ein 4 m breites Teilstück hergestellt und verschiedenste Messinstrumente eingebaut. Neben der quantitativen Untersuchung der Sickerwässer wurden auch der Porenwasserdruck und Erddruck sowie Standrohrpegel an verschiedenen Bereichen des Dammes gemessen.

Das vorliegende Problem ist ein unterströmter Dammkörper auf einer sehr gering durchlässigen, bindigen Deckschicht. Ein Hochwasser erzeugt einen Wasserdruck, der entlang des Sickerweges im Grundwasserleiter unter dem Damm abgebaut werden muss, damit die gering mächtige Deckschicht infolge zu geringen Eigengewichts nicht aufschwimmen kann. Bei stark durchlässigen Böden erfolgt dieser Druckabbau nicht wie gewünscht, sodass Erosionsvorgänge im Untergrund zu Schäden führen. Kommt es zur Durchströmung der Deckschicht, werden Bodenteilchen ausgespült, wodurch die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs besteht. Wird dabei der luftseitige Dammfuß beschädigt, steigt das Risiko für das Gesamtversagen des Dammes in diesem Bereich. Um solche Versagensmechanismen zu verhindern, müssen Gegenmaßnahmen getroffen werden.

Eine mögliche Maßnahme ist eine luftseitige Auflastschüttung auf jener Breite, die dem Sickerweg für den Abbau des Wasserdrucks entspricht und bei stark durchlässigem Grundwasserleiter auch 100 m betragen kann. Dieses Mittel stellt meistens keine wirtschaftliche Lösung dar, da enorme Mengen Schüttmaterial benötigt werden. Eine Alternative ist die Entspannung des unter Druck stehenden Grundwasserleiters mittels Entlastungsdrainagen. Dazu kommen vertikale Kiessäulen bzw. -gräben, die mit dem Grundwasserleiter verbunden sind, zur Anwendung. Das Wasser nimmt den Weg des

geringsten Widerstandes und durchströmt diese von unten nach oben. Aufgrund des Sickerwasseraustritts nimmt die Belastung unter der Deckschicht ab. Das Wasser aus diesen Kiessäulen muss aufgefangen und abgeleitet werden, da sonst Beschädigungen am luftseitigen Dammkörper und dessen Versagen zu befürchten sind. Um die Drainagefunktion der Kiessäule aufrecht zu erhalten und Erosionsvorgänge durch deren Zuströmung im Grundwasserleiter zu verhindern, dient als Trennschicht zum anliegenden Boden ein Geotextil mit Filterfunktion.

Mit Entlastungsdrainagen kann man lokal das Grundwasser von hohem Wasserdruck entspannen und so gezielt dem Versagen der Deckschicht entgegenwirken. An Hand des Feldversuches soll die Wirkung von Kiessäulen mit Durchmesser von 200, 400 und 600 mm und deren Reichweite auf die Grundwasserdruckentlastung untersucht werden. Die Messung der Kiessäulendurchflüsse bei verschiedenen Hochwasserständen wird benötigt, um entsprechende Retentionsbecken oder Pumpanlagen für die Wiedereinleitung in das Gewässer zu bemessen und um einen Zusammenhang zwischen Sickerwasseraustritt und Belastungsreduktion zu erhalten.

Vor der Durchführung der experimentellen Untersuchungen wurden die Sickerwässer aus den Kiessäulen und deren Auswirkung im Grundwasserleiter numerisch berechnet. Die Durchflussergebnisse dienen der Auslegung des Messsystems für die Quantifizierung. Mit Hilfe der Messdaten aus dem Feldversuch sollen die numerischen Berechnungen im Sinne einer Kalibrierung angepasst werden. Weiters beinhaltet diese Diplomarbeit eine Parametervariation, die die Eingangswerte der Berechnung in einem Finiten Elemente Modell variiert, um verschiedenste Einflüsse auf die Wirkung der Kiessäule zu berücksichtigen.

Ebenfalls werden in dieser Arbeit Insitu-Messsysteme vorgestellt, mit denen Durchflüsse der Entlastungsdrainagen bei einem Hochwasser vor Ort gemessen werden können. Damit kann die Pumpenleistung für die Wiedereinleitung in den Fluss gesteuert werden.

2. Hochwasserschutz

2.1 Allgemeines

Unter Hochwasserschutz versteht man alle Maßnahmen zum Schutz der Menschen und deren Gut vor Überschwemmung. Grundsätzlich wird zwischen aktiven und passiven Hochwasserschutzmaßnahmen unterschieden. Zu den aktiven werden Bauwerke und mobile Schutzmaßnahmen gezählt, welche das Eindringen von Wasser in Schutzgebiete verhindern sollen. Der passive Hochwasserschutz beschäftigt sich mit der Ursachenbekämpfung, indem ein Hochwasserabfluss durch Rückhalt im Vorderland abgemindert wird. Dabei werden Strategien wie Absiedelung aus Hochwasser gefährdeten Bereichen und Rückgewinnung von Abflussräumen, wie Nebengerinne, angewendet. Der kombinierte Hochwasserschutz stellt eine nachhaltige und wirtschaftliche Strategie dar, um die Bedürfnisse der im Gefahrenbereich lebenden Bevölkerung und der Natur zu erfüllen.

Ein Hochwasser (HQ_{xx}) bezeichnet einen Zustand eines Gewässers, bei dem der Durchfluss größer als der mittlere Durchfluss ist. Im Gegensatz zu den normalen Wasserständen eines Gewässers ist dessen Auftretswahrscheinlichkeit über ein Jahr gerechnet sehr gering. Dafür wird der Begriff der Jährlichkeit n mit „ xx “ als Synonym für einen statistisch ausgewerteten Durchfluss nach Ermittlung der Hochwasserstände in der Vergangenheit und dessen Auswertung über Menge und Auftretswahrscheinlichkeit in der Zukunft verwendet. Die Begriffe HQ_{xx} und HW_{xx} definieren dabei die zu einem Fluss statistisch ausgewerteten Durchflüsse bzw. Höhen der Wasserstände. Das Risiko für den Verlust von Leben und Gut des Menschen steigt mit Zunahme des Hochwasserspiegels und Ansiedelung einer Bevölkerung in dessen zugehörigen Überschwemmungsgebiet. Im Hochwasserschutzbau werden die Bemessungen der Schutzmaßnahmen mit HQ_{30} für Gebiete und Bauwerke mit geringerer Bedeutung und HQ_{100} für jene mit höherer Bedeutung, wie dicht bebautes Siedlungsgebiet, durchgeführt.

Die wohl wichtigsten aktiven Hochwasserschutzmaßnahmen sind Dämme, die im deutschen Sprachgebrauch auch als „Deiche“ bezeichnet werden. Diese stellen ein Absperrbauwerk und Hindernis für die Überflutung von zu schützenden Gebieten dar. Da ein Hochwasser einen größeren Durchflussraum benötigt als der Normaldurchfluss eines Gewässers, würde dieses unweigerlich den umgebenden Raum für den Abfluss einnehmen. Wenn dies

verhindert werden soll, muss dem Wasser die Möglichkeit gegeben werden, sich in seiner Höhenachse auszudehnen. Somit wirkt ein Damm nicht nur als Hindernis gegenüber der Ausuferung, sondern auch als neues Leitwerk für die Strömung eines Hochwassers. Im Flussbau ist es daher von großer Bedeutung, welchen Fließweg ein Hochwasser, aber auch ein Niederwasser, im Gegensatz zu seinem Mittelwasser wählt. Im Hochwasserschutzbau ist dagegen die Kenntnis der Strömungsgeschwindigkeit entlang von Dämmen und des maximalen Wasserstandes für die Bemessung des Uferschutzes am wichtigsten. Die Kenntnis über die Ganglinie von Hochwässern, die einen Verlauf von verschiedenen Wasserspiegeln über die Dauer eines Abflussereignisses wiedergibt, ist für die Bemessung eines Dammes essentiell. Da Dammbau auch Grundbau sowie Bodenmechanik bedeutet, werden dafür geotechnische und hydrogeotechnische Konzeptionierungen und Bemessungen benötigt. Dafür ist wiederum die Kenntnis über den Untergrund und die verwendeten Materialien von größter Bedeutung.

Die in dieser Arbeit dargelegten Beschreibungen und Visualisierungen von Strömungsvorgängen und deren Untersuchungsergebnissen werden an Hand eines Beispielmodells dargestellt, das einen Hochwasserschutzdamm und seinen Untergrund nachbildet.

Das Untersuchungsobjekt ist ein homogener Damm mit nachträglich eingebauter Dichtwand. D. h., dieser besteht aus einem gleichartigen und gering durchlässigen Bodenmaterial. Eine nachträglich eingebaute Schmalwand dient als zusätzliches Abdichtelement im Inneren des Dammes. Mit diesen Maßnahmen sollen die Anforderungen an die Sicherheit gegen Durchsickerung gewährleistet werden.

Der Hochwasserschutzdamm ist auf einen zweischichtigen Untergrund gegründet. Dessen gering mächtige Deckschicht besteht aus einem sehr gering durchlässigen, bindigen Auboden. Die darunter liegende, stark durchlässige Schicht stellt in diesem Modell den sandig-kiesigen Grundwasserleiter dar. Die nachträglich eingebaute Dichtwand bindet in diesen ein und wird als Tauchwand bezeichnet.

Dieses Beispiel dient der Beschreibung des Strömungsvorganges im Damm und in seinem Untergrund während eines Bemessungshochwassers HQ_{100} . Aufgrund der

Untergrundsituation können bei Hochwässern Versagensmechanismen auftreten, die die Zerstörung des Damms mit sich führen. Auf diese wird in Kapitel 2.3 eingegangen. Im Modell wird eine Entlastungsdrainage als Gegenmaßnahme zu den Versagensmechanismen verwendet. Ihre Funktion und Wirkungsweise wird in Kapitel 2.4 beschrieben.

In der Abbildung 2.1 wird das verwendete Modell vorgestellt. Auf der linken Seite des Damms befindet sich das unter Wasser stehende Vorland, in dem ein Versickerungsbereich die Verbindung zum Grundwasserleiter über die Deckschicht herstellt. Das eingezeichnete Bemessungshochwasser stellt den höchsten zu untersuchenden Wasserstand dar. Auf der rechten Seite befindet sich nach dem luftseitigen Dammfuß eine Kiessäule als Entlastungsdrainage. Dieser Bereich wird als Hinterland des Damms bezeichnet und gilt als Gebiet, in dem die Versagensmechanismen auftreten und folglich verhindert werden müssen. Auf die detaillierte Beschreibung der Geometrie des Damms und dessen Untergrund wird in dem Kapitel 3.1 eingegangen.

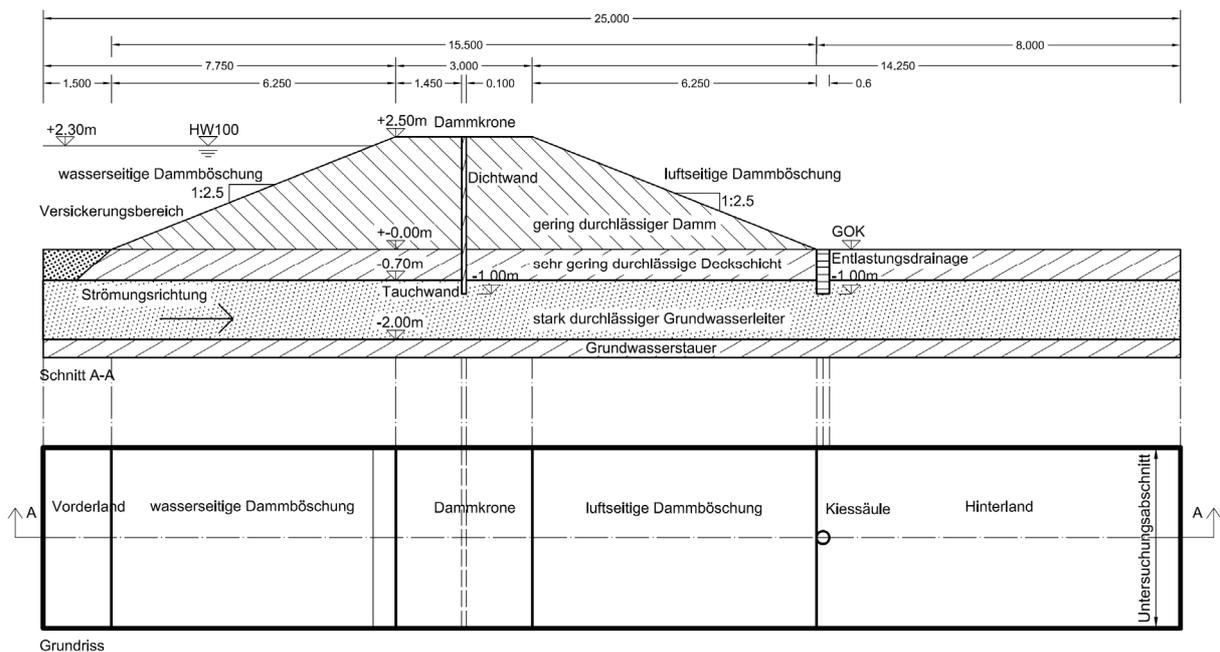


Abbildung 2.1 Beispiel eines unterströmten Hochwasserschutzdamms mit Kiessäule als Entlastungsdrainage

2.2 Grundlagen der Grundwasserströmung

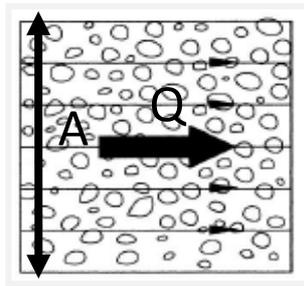
Als Grundwasser bezeichnet man das in den Poren eines Bodens vorkommende unterirdische Wasser. Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Bewegung des Wassers in wassergesättigten Böden aufgrund der Schwere und setzt vollständige Füllung der Porenräume des Grundwasserleiters voraus. Kapillarwasserbewegung und in lufthaltigen Bodenzonen hängendes bzw. versickerndes Wasser sind nicht Gegenstand dieser Arbeit, da deren Einflüsse im Hochwasserfall zu vernachlässigen bzw. nicht anzutreffen sind.

Voraussetzung für die Bewegung von Grundwasser ist ein Boden mit zusammenhängenden Poren, die von Wasser durchflossen werden können. Dazu wird der Begriff der hydraulischen Wegigkeit eingeführt, die über den Durchflussquerschnitt des Grundwasserleiters aufgerechnet als Durchlässigkeit anzusehen ist.

Für eine Vereinfachung der Erläuterung der Grundlagen der Grundwasserströmung sei der Boden eine starre und unverrückbare Matrix, die keine Veränderung bei der Durchströmung erfährt. Weiters soll dieser homogen aufgebaut sein und in alle Richtungen gleiche Durchlässigkeit aufweisen. Somit lässt sich ein allgemeines Grundwasserproblem zu einem hydraulischen Problem vereinfachen.

Motivation ist die Erkenntnis von Größe und Richtung der Fließgeschwindigkeit und des Wasserdrucks an jeder Stelle innerhalb des beschriebenen Modells. Die durch das Hochwasser versickerte Wassermenge wird als Durchflussmenge Q bezeichnet. Sie fließt laminar mit einer über den vollen Querschnitt A des Grundwasserleiters gedachten Geschwindigkeit v , der sogenannten Filtergeschwindigkeit, die im Gesetz von Darcy einen wichtigen Stellenwert hat. Aus dieser fiktiven Größe lässt sich die mittlere Fließgeschwindigkeit in den Porenräumen, auch Porengeschwindigkeit genannt, ermitteln, indem sie durch den Porenanteil n des durchflossenen Volumens dividiert wird.

Filtergeschwindigkeit $v = \frac{Q}{A}$



Porengeschwindigkeit $v_m = \frac{v}{n}$

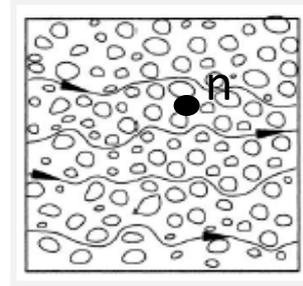


Abbildung 2.2 Darstellung der Filter- und Porengeschwindigkeit in einem durchflossenen Bodenkontinuum

Die tatsächliche Fließgeschwindigkeit eines Wasserteilchens ist von seinem Weg durch den Grundwasserleiter abhängig. Denkt man sich die Porenräume als eine Vielzahl an Haarröhrchen, so kann man auf die in der Hydraulik bekannten Formeln zur Berechnung der Geschwindigkeit zurückgreifen. Mit der Vereinfachung eines laminaren Stromes, d. h. alle Strombahnen sind parallel, ist es nach dem Gesetz von Poiseuille möglich, die Geschwindigkeit in jedem Haarröhrchen zu berechnen. Dabei gehen in die Berechnung der durchflossene Durchmesser d , die Dichte ρ und Zähigkeit η des Fluids, sowie die Erdbeschleunigung g und der treibende Faktor, das Standrohrspiegelgefälle J , ein. Dieses stellt das Verhältnis von Standrohrspiegeldifferenz dh zu Wegdifferenz ds einer Strombahn dar. Im beschriebenen Modellbeispiel wird der Höhenunterschied über den Bemessungshochwasserstand zu jenem in der Kiessäule gebildet. Die Länge des Fließweges unter der Deckschicht ergibt die Wegdifferenz. Aufgrund der Gewichtskraft des Wassers bewegt sich dieses in Strömungsrichtung, wie in Abbildung 2.1 ersichtlich, solange bis ein Gleichstand der Wasserspiegel auf beiden Seiten des Dammes erreicht ist.

Gesetz von Poiseuille: reale Fließgeschwindigkeit

$$v = \frac{\rho \cdot g \cdot d^2}{32 \cdot \eta} \cdot J \quad (1)$$

Für einen Weg entlang einer Stromlinie wird Energie benötigt. Betrachtet man die verbrauchte Energie als Potentialverlust, erkennt man, dass die Standrohrspiegeldifferenzen als solche gesehen werden können und sich aus geodätischem Potenzial und Druckpotenzial zusammensetzen. Vergleicht man die Standrohrhöhen zweier Punkte entlang einer Strombahn mit Bezug zu einer waagrechten Ebene, so ergeben sich die jeweiligen statischen

Höhen h als die Summe einer geodätischen Höhe z und einer Druckhöhe $\frac{p}{\rho \cdot g}$. Findet keine Bewegung statt, wird auch keine Energie verbraucht und die Standrohrspiegelhöhen haben das gleiche Niveau. Da sich die geodätischen Höhen nicht ändern, muss sich die Druckhöhe bei Bewegung äquivalent zu einer Standrohrspiegeldifferenz ändern. Die verbrauchte Energie kann als Energieverlust infolge Reibung angesehen werden, da Trägheitskräfte bei diesen geringen Geschwindigkeiten vernachlässigbar sind. Der Zusammenhang zwischen Energieverlust, welcher durch die Größe des Standrohrspiegelgefälles angegeben werden kann, und der Geschwindigkeit wird im Widerstandgesetz beschrieben. [4]

allgemeines Widerstandgesetz: Standrohrspiegelgefälle

$$J = b \cdot v + a \cdot v^2 \quad (2)$$

Bei sehr kleinen Fließgeschwindigkeiten ist der nicht lineare Term vernachlässigbar klein und das Energiegefälle verhält sich proportional zu dieser. Die meisten Grundwasser führenden Böden sind feinporig und haben so enge Hohlräume, dass die Bewegung auf den einzelnen Strombahnen sehr langsam und nahezu parallel ist, so auch im Beispielmodell. Diese laminare Bewegung wird vom Einfluss der inneren Reibung dominiert. Dabei spielt die Zähigkeit des Sickerwassers eine wichtige Rolle, welche wiederum von der Temperatur im Grundwasser maßgebend beeinflusst wird. Um alle Faktoren, die im Gesetz von Poiseuille vorkommen, im Widerstandgesetz zu berücksichtigen, wird der Faktor k als Durchlässigkeitsbeiwert für den linearen Faktor b eingeführt. Der Term $a \cdot v^2$ kann, wie bereits erwähnt, aufgrund der Kleinheit der Fließgeschwindigkeit vernachlässigt werden.

Der Durchlässigkeitsbeiwert k_f eines Bodens hat die Einheit Meter pro Sekunde und kann als Filtergeschwindigkeit beim Gefälle „eins“ oder als Durchfluss durch die Fläche von einem Quadratmeter beim Gefälle „eins“ gesehen werden. Analog zum Standrohrspiegelgefälle J kann das hydraulische Gefälle i als Verhältnis der Wasserspiegeldifferenzen Δh zu einem Strömungsweg l definiert werden. Dieses gibt an, in welchem Umfang ein Druckhöhen- bzw. Energiegefälle auf seinem homogenen Fließweg abzubauen ist.

hydraulisches Gefälle:

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (3)$$

Wasserspiegelabbau im homogenen Grundwasserleiter aufgrund des hydraulischen Gefälles:

$$\Delta h_j = \Delta h - i \cdot \sum_1^j l_j \quad (4)$$

Das erhaltene lineare Widerstandsgesetz besagt, dass das Energiegefälle proportional zu der Fließgeschwindigkeit ist. Der Bezug auf die Filtergeschwindigkeit führt zu dem bekannten Filtergesetz von Darcy.

lineare Widerstandsgesetz:

$$J = b \cdot v \quad \text{bzw.} \quad J = k \cdot v \quad (5)$$

Filtergesetz von Darcy:

$$v = k_f \cdot i = k_f \cdot \frac{\Delta h}{l} \quad (6)$$

Zur Visualisierung des hydraulischen Gefälles wird dessen Berechnung an Hand des beschriebenen Modells einmal ohne und ein zweites Mal mit Tauchwand durchgeführt.

Im Beispiel wird die Wasserspiegeldifferenz über den Niveauunterschied der Oberkante der Kiessäule zu dem Bemessungshochwasserstand gebildet und beträgt 2,30 m. Die Länge der kürzesten Fließstrecke soll mit dem Abstand vom Versickerungsbereich bis zur Entlastungsdrainage zuzüglich der zweimaligen Deckschichtmächtigkeit berechnet werden und beträgt 16,9 m. Das daraus resultierende hydraulische Gefälle macht 0,136 m/m bzw. in prozentueller Darstellung 13,6 % aus.

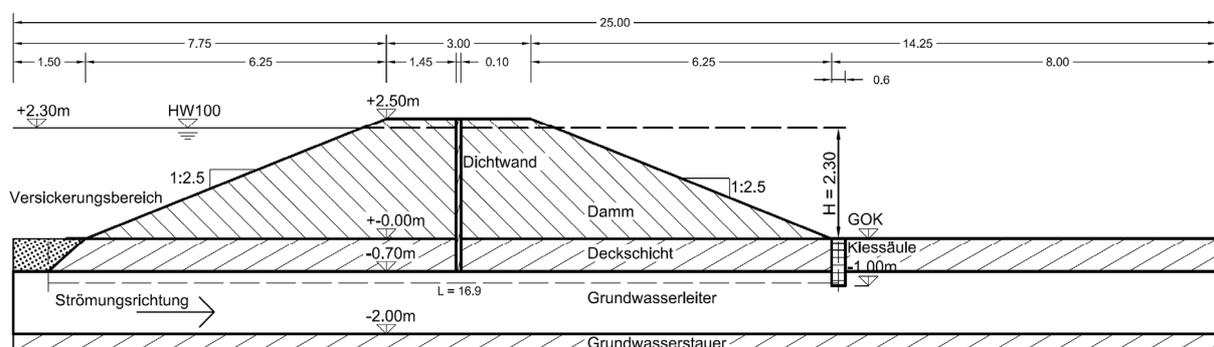


Abbildung 2.3 Darstellung des Sickerweges unter dem Hochwasserschutzdamm ohne Tauchwand

Bodens feststellbar. Die laminare Strömung geht in eine turbulente Bewegung über, da die Strombahnen nicht mehr parallel zueinander sind. Deshalb kommt es zum Verlust des linearen Zusammenhangs zwischen Filtergeschwindigkeit und dem Energiegefälle. In solchen Fällen muss mit dem allgemeinen Widerstandsgesetz gerechnet werden. [4] Mit dem angenommenen Durchlässigkeitsbeiwert des homogenen Grundwasserleiters von $1 \cdot 10^{-3}$ m/s ist das Filtergesetz von Darcy noch gültig.

Um eine Wasserströmung im zwei- oder dreidimensionalen Raum genauer zu beschreiben, kann das Fließgesetz von Darcy zur Laplace'schen Differentialgleichung der Grundwasserströmung mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung formuliert werden. [5],[6]

Kontinuitätsgleichung:

$$Q = A \cdot v = \text{const.} \quad (7)$$

allgemeine Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + \frac{\delta v_z}{\delta z} = 0 \quad (8)$$

Laplace Gleichung für stationäre Zustände:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (9)$$

Laplace Gleichung für instationäre Zustände:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = -\frac{S}{T} \cdot \frac{\delta h}{\delta t} \quad (10)$$

Die Transmissivität **T** ist das Produkt aus Durchlässigkeitsbeiwert und Mächtigkeit des Grundwasserleiters und gibt das Durchlässigkeitsvermögen in Richtung der durchflossenen Schicht an. Der Speicherkoeffizient **S** des Grundwasserleiters ist das Verhältnis aus dem Wasservolumen, das bei einer Standrohrspiegelhöhenänderung um einen Meter über die horizontale Einheitsfläche von einem Quadratmeter verloren geht bzw. gewonnen wird, zum Einheitsvolumen von einem Kubikmeter. Der instationäre Term $-\frac{S}{T} \cdot \frac{\delta h}{\delta t}$ kennzeichnet einen über die Zeit veränderlichen Wasserstand im Boden infolge von dessen Speicheränderung durch Füllung bzw. Entleerung des Porenraumes.

Die Differentialgleichungen (9) und (10) sind meistens aufgrund der Komplexibilität von Strömungsvorgängen analytisch nicht lösbar. Numerische Verfahren bieten die Möglichkeit einer Näherungslösung für die Strömung.

Experimentelle Untersuchungen stellen eine weitere Bestimmungsart der unbekanntem Vorgänge in der Grundwasserbewegung dar. Löst man die Laplace'sche Differentialgleichung grafisch, bilden zwei Kurvenscharen das gesuchte Strömungsbild. Die Stromlinien stellen den Fließweg des Grundwassers dar und werden an jeder ihrer Stellen rechtwinkelig von der zweiten Kurvenschar, den Äquipotentiallinien, geschnitten. Jeder Punkt auf einer dieser Linien würde dasselbe Standrohrspiegelniveau aufweisen, da sie das gleiche Potential haben. Zusammen bilden die zwei Kurvenscharen Quadrate, die als Flächen mit gleichem Energieinhalt zu sehen sind. Zwei benachbarte Äquipotentiallinien schließen Quadrate gleichen Energieverlusts ein. Durch unterschiedliche Fließgeschwindigkeiten und Randbedingungen sind diese meist krummlinig und haben verschiedene Flächeninhalte. Die Gesamtheit der Quadrate bildet die grafische Lösung der Laplaceschen Differentialgleichung und liefert Aussagen über Fließweg, Wasserdruck und Strömungsgeschwindigkeit.

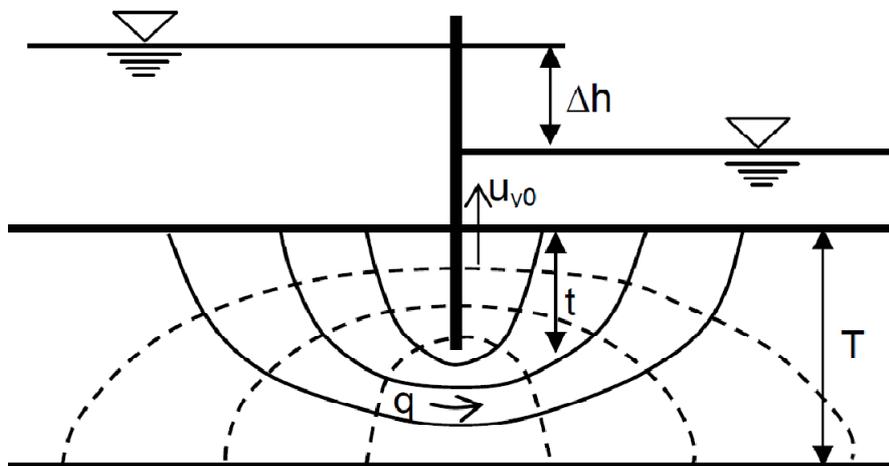


Abbildung 2.5 Beispiel eines Stromnetzes an Hand einer unterspülten Dichtwand: Infolge der Wasserspiegeldifferenz Δh fließt die Sickermenge q entlang den dünnen durchgehenden Stromlinien. Die zu diesen senkrecht stehenden Äquipotentiallinien sind durch die dünnen strichlierten Linien dargestellt. Die Einbindetiefe t der Dichtwand ist geringer als die Grundwasserleitermächtigkeit T . Der kürzeste Fließweg u_{v0} erstreckt sich entlang der im Aquifer eingebundenen Dichtwandumrandung und wird zur Berechnung des hydraulischen Gefälles verwendet. [6]

2.3 Hydraulischer Grundbruch bzw. Aufschwimmen bindiger Deckschichten

Unter hydraulischem Grundbruch versteht man den dynamischen Prozess des Verlustes der Lagesicherheit von Bodenteilchen infolge von Wassereinwirkung. Eine bewegte Wassermasse übt analog zum ruhenden bzw. hydrostatischen Wasserdruck W eine normal zu einer Fläche gerichtete Spannung auf eine durchflossenen Querschnittsfläche A der Deckschicht aus. Diese wird allgemein als Strömungskraft J bezeichnet und errechnet sich aus dem Produkt des resultierenden hydrostatischen Wasserdrucks mit dem hydraulischen Gefälle.

hydrostatischer Wasserdruck:

$$W = \gamma_w \cdot h_w \cdot A \quad (11)$$

Strömungskraft:

$$J = \gamma_w \cdot h_w \cdot i \cdot A \quad (12)$$

Bodengewichtskraft der Deckschicht unter Auftrieb:

$$G_A = \gamma' \cdot h_d \cdot A \quad (13)$$

Die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ermittelt sich über den Nachweis der effektiven Spannungen mit dem Verhältnis von Bodengewicht unter Auftrieb zur Strömungskraft.

$$\eta_{S,eff} = \frac{G_A}{J_{vorh}} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{(L + 2h_d)}{(h_w - h_d)} \geq 1 \quad (14)$$

$$\eta_{S,eff} = \frac{11,9}{10} \cdot \frac{(15,5 + 2 \cdot 0,7)}{(3 - 0,7)} = 8,74 > 1 \quad (15)$$

Symbol	Bezeichnung	Berechnungswert	Einheit
$\gamma_{s...}$	Kornwichte	27	kN/m^3
$n...$	Porenanteil	0,3	
$\gamma_{d...}$	Trockenwichte	18,9	kN/m^3
$\gamma_{sat...}$	Wichte des gesättigten Bodens	21,9	kN/m^3
$\gamma'...$	Bodenwichte unter Auftrieb	11,9	kN/m^3

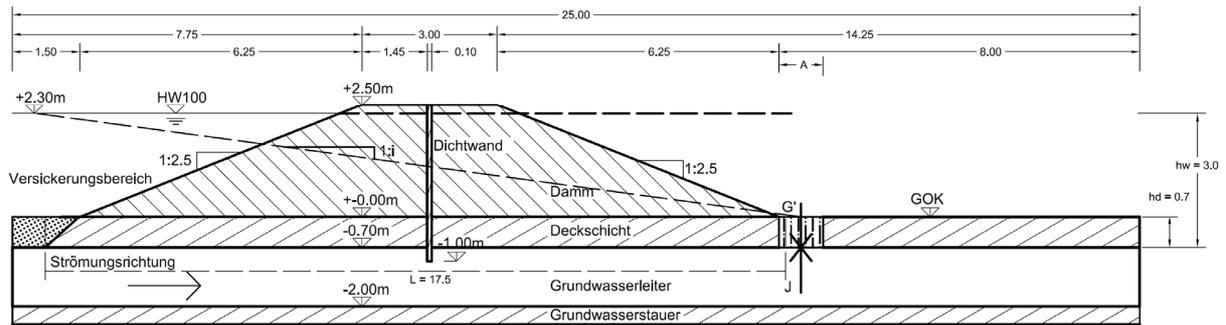


Abbildung 2.6 Hydraulischer Grundbruch am Hochwasserschutzdamm ohne Entlastungsdrainage

Hydraulischer Grundbruch tritt ein, wenn die nach oben gerichtete spezifische Strömungskraft gleich dem spezifischen Bodengewicht unter Auftrieb ist. Das dabei auftretende hydraulische Gefälle wird kritisches Gefälle i_{krit} genannt und beschreibt jenen Zustand, bei dem die Kontaktspannungen im Korngerüst aufgehoben werden und die Bodenkörner aufschwimmen. Ein beginnender hydraulischer Grundbruch zeigt sich durch ein Aufweichen des Bodens und weiters durch einen Erosionsprozess am Ende des Fließweges. Dabei werden Feinteilchen in sogenannten „Aufkochen“ an der Oberfläche ausgespült. [6]

$$\sum V = 0 \dots \gamma' - \gamma_w \cdot i_{krit} = 0 \quad \text{bzw.} \quad i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (16)$$

Betrachtet man die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mittels hydraulischem Kriterium, ergibt sich für diese:

$$\eta_s = \frac{i_{krit}}{i_{vorh}} \geq 1 \quad (17)$$

$$\eta_s = \frac{1,19}{0,131} = 9,08 > 1 \quad \text{mit} \quad i_{krit} = \frac{11,9}{10} = 1,19 \quad (18)$$

Für den Fall, dass die Durchlässigkeit des Grundwasserleiters wesentlich größer als jene der Deckschicht ist, muss der hydraulische Gradient für die Länge des Fließweges in der Deckschicht berechnet werden. Aufgrund des inhomogenen Sickerweges wird das hydraulische Gefälle entlang diesen nicht linear abgebaut, sondern wird maßgebend von der geringer durchlässigeren Schicht bestimmt. Führt man die Berechnung mittels hydraulischem Kriterium erneut durch und setzt die Mächtigkeit der Deckschicht als neue Länge des Sickerweges, so wird die Ermittlung auf der sicheren Seite durchgeführt.

$$i_{\text{vorh}} = \frac{\Delta h}{l} = \frac{2,3}{0,7} = 3,29 \quad (19)$$

$$\eta_S = \frac{i_{\text{krit}}}{i_{\text{vorh}}} = \frac{1,19}{3,29} = 0,36 < 1! \quad (20)$$

Wird die Deckschicht nicht durchströmt, wirkt nur der resultierende hydrostatische Wasserdruck R_w auf diese ein. Übersteigt er die Gewichtskraft der Deckschicht, so erfährt diese eine translatorische bzw. rotatorische Hebung, welche Bruchstellen im Versagensbereich erzeugt. Es kommt zum Versagen der Lagestabilität eines ganzen Bereiches aufgrund der hydraulischen Auftriebskraft. Diesen Prozess nennt man Aufschwimmen einer Deckschicht.

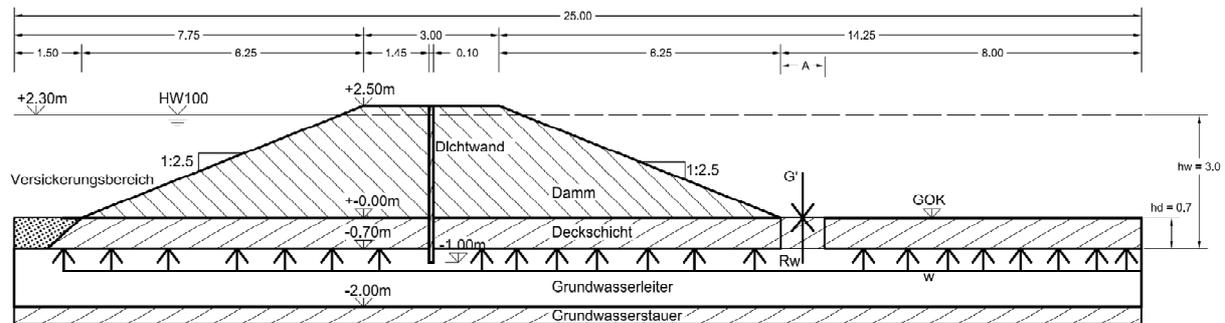


Abbildung 2.7 Aufschwimmen der Deckschicht nach dem Hochwasserschutzdamm ohne Entlastungsdrainage

Die Sicherheit gegen Auftrieb der gering durchlässigen Deckschicht ermittelt sich mit dem Nachweis der effektiven Spannungen über das Verhältnis von Bodengewicht unter Auftrieb zum resultierenden hydrostatischen Wasserdruck bzw. Porenwasserdruck.

Sicherheit gegen Aufschwimmen:

$$\eta_{A,\text{eff}} = \frac{G}{R_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{(h_w - h_d)} \geq 1 \quad (21)$$

$$\eta_{A,\text{eff}} = \frac{11,9}{10} \cdot \frac{0,7}{(3 - 0,7)} = 0,36 < 1! \quad (22)$$

Zu erkennen ist, dass die Sicherheit in diesen Fall mit diesem Nachweis gegen unendlich geht, wenn sich die Druckhöhe h_w der Deckschichthöhe h_d annähert. Der im Eurocode 7 [11] vorkommende Nachweis bezieht sich dagegen auf totale Spannungen.

$$\eta_{A,tot} = \frac{G}{W} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{h_w} \geq 1 \quad (23)$$

$$\eta_{A,tot} = \frac{21,9}{10} \cdot \frac{0,7}{3} = 0,51 < 1! \quad (24)$$

Im Fall von einem Grenzgleichgewicht zwischen den Kräften ergeben beide Nachweise demgemäß eine Sicherheit von 1. Für kleiner werdende Druckhöhen h_w ergeben sich mit dem Nachweis der totalen Spannungen für diesen Fall Sicherheitswerte, die sich dem Verhältnis von Bodenwichte zu Wasserwichte annähern. In folgender Abbildung werden die Sicherheitsnachweise gegenübergestellt, in dem der Verlauf einer gemeinsamen Linie, die die Ergebnisse der unterschiedlichen Sicherheitsnachweise darstellen, die unterschiedliche Betrachtungsweisen darstellen.

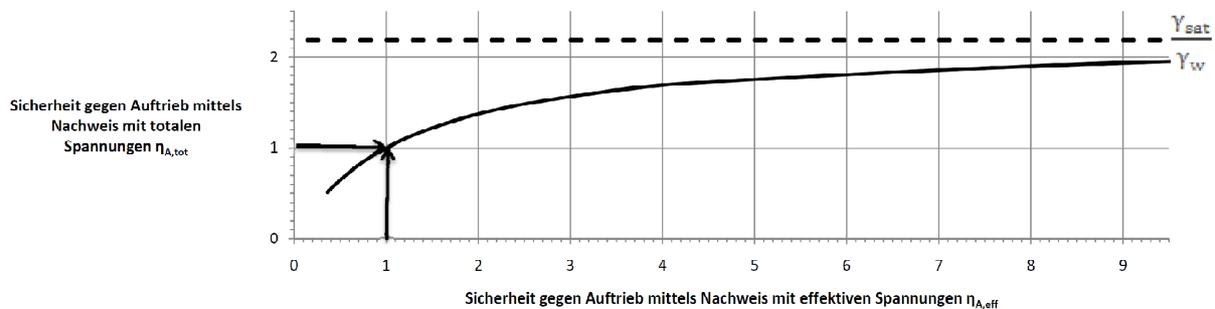


Abbildung 2.8 Gegenüberstellung der Sicherheitsnachweise mit totalen bzw. effektiven Spannungen

Während der Versagensmechanismus Aufschwimmen einer Deckschichten einen statischen Prozess darstellt, so ist das Versagen aufgrund eines hydraulischen Grundbruchs als ein dynamischer Prozess anzusehen. Er ist Teilprozess von hydrodynamischen Bodendeformationen, bei denen Sickerwässer Veränderungen in der Bodenstruktur bewirken. Die Strömungskraft löst Kornbewegungen einzelner oder ganzer Kornfraktionen im durchströmten Boden aus. Dies führt zu einer Schwächung des Gesamtgefüges. Das Korngerüst verliert an Scherfestigkeit und kann in weiterer Folge versagen. Wird dieser Vorgang nicht unterbrochen, können Schäden an Bauwerken entstehen. Die auslösenden Bodendeformationen werden in drei Hauptgruppen unterteilt, die wiederum für verschiedene Bodensituationen unterschieden werden. Die folgende Abbildung stellt diese Unterteilung dar.

Erosion	Suffosion	Kolmation
Äußere Erosion	Äußere Suffosion	
Innere Erosion	Innere Suffosion	
Kontakterosion	Kontaktsuffosion	
Fugenerosion		

Abbildung 2.9 Klassifizierung von hydrodynamischen Bodendeformationen nach Ziems [8]

Während die äußere Erosion durch die Überströmung eines Bodens bedingt ist, kann eine Durchströmung in einem Boden eine innere Erosion auslösen. Erstes ist im Beispielmodell z. B. durch eine Überströmung der Dammkrone möglich. Zweites wird durch Inhomogenitäten, Fehlstellen sowie unterschiedliche Lagerungsdichten an Schichtgrenzen begünstigt und kann bei entsprechender Strömungskraft an bestimmten Stellen im beschriebenen Modell auftreten.

Kontakt- und Fugenerosion entsteht durch die unterschiedlichen Bedingungen entlang einer Schichtgrenze. Bei der Kontakterosion werden Teilchen einer feineren Bodenschicht in Strömungsrichtung in eine gröbere Schicht transportiert. Dieser Vorgang könnte an der Schichtgrenze der Deckschicht zu dem Grundwasserleiter auftreten. Fugenerosion tritt an Schichtgrenzen zu massiven Bauteilen wie z. B. an Betonflächen und deren Schalungsfugen auf.

Die Suffusionsprozesse können analog zu den Erosionsprozessen beschrieben werden, jedoch werden nur die feineren Bodenteilchen transportiert und das tragende Korngerüst bleibt bestehen. Dabei muss sich die Strömung in Richtung der gröberen Bodenschicht bewegen.

Kolmation ist das Festsetzen von feineren Bodenteilchen bei Durchströmung in den Poren einer gröberen Schicht und kann als umgekehrter Vorgang zum Prozess der Kontakterosion bzw. -suffusion angesehen werden. Somit bedingt dieser Prozess die erwähnten Vorgänge in der zuvor durchflossenen Bodenschicht und kann im Beispielmodell an der Schichtgrenze zur Kiessäule auftreten, wenn kein Filtervlies, das auf die Kornverteilung des Grundwasserleiters abgestimmt ist, verwendet wird.

2.4 Entlastungsdrainagen

2.4.1 Grundlagen

Unter einer Drainage versteht man allgemein ein perforiertes Rohr, welches in einem zu entwässernden Boden eingebracht wird und der Sammlung von Wasser und dessen Ableitung dient. Neben solchen Drainagerohren kommen Sickergräben bzw. -schlitze sowie Kiessäulen als Drainageelement zur Anwendung. Wird einem Boden Wasser entzogen, um dessen Tragfähigkeit zu erhöhen, so hat die Drainage neben der hydraulischen auch eine konstruktive Aufgabe.



Abbildung 2.10 (oben): Drainagerohr in Kiesbett auf Filtervlies.



Abbildung 2.11 (rechts): Herstellung einer Kiessäule: Beschickung mit Bagger, eingeklemmtes Filtervlies zwischen Trichter und Ziehrohr [12].

Eine Drainage unterscheidet sich gegenüber einem Brunnen durch die selbstständige und nicht steuerbare Ableitung des eintretenden Wassers. Durch den geringeren Fließwiderstand im Rohr als an dessen Umgebung nimmt das Wasser den Weg des geringsten Widerstandes und versickert durch Schlitze bzw. Löcher in die Drainage. Ursprünglich hat sie nur in der Landwirtschaft die Aufgabe, Böden nutzbar zu machen, wurde aber im Laufe der Zeit ein wichtiges Instrument im Bauwesen. Heute ist sie fast bei jedem Grund- und Tiefbauprojekt sowie bei Sanierungen unentbehrlich und oft ein wirtschaftlicheres Mittel im Vergleich zu Maßnahmen zur Absperrung von Wasserzutritten.

Eine Entlastungsdrainage wird in wassergesättigten Böden eingesetzt, um treibende Kräfte, wie Staudruck und Auftrieb abzumindern und das Risiko eines Versagens zu verringern. Dabei fließt das gespannte Wasser selbstständig aus dieser im Gegensatz zu einer Entwässerungsdrainage. Die Entlastungsdrainage muss deshalb nicht ein Gefälle Richtung Ableitung aufweisen. Durch den Abfluss wird lokal der Wasserdruck abgebaut und die Beanspruchung des Bodens reduziert. Die Größe des Einflussbereichs der Entlastung ist abhängig vom Wasserdurchfluss in der Drainage und von der Durchlässigkeit der zu entlastenden Bodenschicht.

2.4.2 Wirkungsweise von Entlastungsdrainagen

Wird in einem geschlossenen Behältnis kontinuierlich der Innendruck gesteigert, vergrößert sich die Belastung auf der Innenseite. Das Gefäß nimmt die Belastung auf und widersteht je nach dessen Festigkeit dem Ausweichen nach außen. Ist diese aufgrund der wachsenden Spannung überschritten, treten an einer oder mehreren Stellen Versagen der Gefäßwand auf und der Innendruck verringert sich infolge des Ausströmens, bis ein Ausgleich zwischen Innen- und Außendruck hergestellt ist. Um das Versagen der Gefäßwand zu verhindern, ist die Belastung durch eine Sollbruchstelle oder ein Überdruckventil zu verringern.

Die Analogie des geschlossenen Gefäßes zu einem großen Grundwasserleiter ist weit entfernt, dennoch lässt sich damit die Wirkungsweise einer Entlastungsdrainage gut beschreiben. Die Funktion des Überdruckventils ist dieselbe wie in einer Kiessäule, die in einer gering durchlässigen, bindigen Deckschicht hergestellt wird, um die Belastung infolge des Staudrucks auf diese zu verringern. Dieser wirkt analog zu dem Innendruck lotrecht auf die Unterseite der Deckschicht und vergrößert sich aufgrund des steigenden Wasserspiegels H in einem hochwasserführenden Gewässer. Der Widerstand gegen Ausweichen in Richtung der Belastung ist durch das Eigengewicht der Deckschicht so lange gegeben, bis ein Gleichgewicht zwischen beiden Kräften eintritt. Durch eine Kiessäule nimmt der Wasserdruck w auf der stauenden Unterseite nicht in dem Ausmaß zu, wie ohne Entlastungsvorrichtung. Die Belastungsreduktion ist in einem homogenen Grundwasserleiter in allen Richtungen gleich und hängt von der Austrittsmenge der Sickerwässer aus der Entlastungsdrainage ab. Durch die einseitige Strömung im Aquifer kommt es zu einer asymmetrischen Reduktion der Druckhöhe. Diese steigt in Fließrichtung nicht auf das Niveau

wie entgegen der Strömung. Die Reichweite des Entlastungseffekts nach der Entlastungsdrainage R' nimmt deshalb zu.

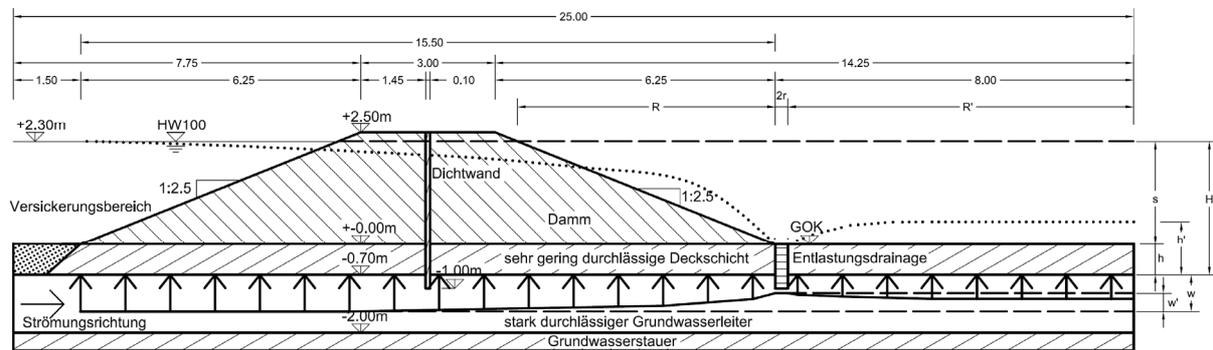


Abbildung 2.12 Darstellung der Wirkungsweise der Entlastungsdrainage

Das folgende Kapitel behandelt die Überlegung, dass die Druckhöhenreduktion von Entnahmebrunnen in einem unter Wasserdruck stehenden Grundwasserleiter analog zu jener von Entlastungsdrainagen erfolgt. Parallel zu diesem Kapitel kann die Belastungsreduktion von Entlastungsdrainagen vereinfacht über die Theorie von Dupuit und Thiem berechnet werden, indem die Höhe der Wasserspiegelabsenkung s als reduzierte Druckhöhe w' angesehen wird. Die Entlastungswirkung hängt ebenfalls mit der Durchlässigkeit und Mächtigkeit des Grundwasserträgers ab. Laut Theorie von Dupuit und Thiem besteht ein linearer Zusammenhang zwischen diesen Faktoren und der Entnahmemenge aus einem Brunnen, die ebenfalls als Sickerwasseraustrittsmenge aus einer Kiessäule aufgefasst werden kann. Dabei ist zu beachten, dass die Verbindung beider Theorien nur für einen unter Druck stehenden Grundwasserleiter gilt und die Druckhöhenreduktion durch die gleichen Strömungsvorgänge im Grundwasserleiter begründet ist. Ebenso ist die Reichweite der Wasserspiegelabsenkung durch die Entnahme aus einem Brunnen mit der Reichweite der Entlastungswirkung anzusehen.

2.4.3 Analytische Berechnung von Durchflüssen aus Entlastungsdrainagen

Für die analytische Berechnung von Sickerwasserausflüssen der zu untersuchenden Entlastungsdrainagen wird auf bekannte Formeln für die Berechnung von Entnahmemengen aus Brunnen zurückgegriffen. Die Überlegungen gehen davon aus, dass der Zuflussvorgang im Grundwasserleiter zu einem Brunnen demselben einer Entlastungsdrainage entspricht. Dazu muss die Berechnung der Entnahmemenge aus einem Brunnen, der in einem Grundwasserleiter mit freiem Wasserspiegel situiert ist, mit bekannten

Überleitungsansätzen auf jenen Brunnen, der in einem gespannten Grundwasserleiter hergestellt ist. Dessen Entnahmemenge berechnet sich analog zum Durchfluss einer Entlastungsdrainage.

Im Wesentlichen unterscheiden sich Brunnen durch ihre Ausführung im Bereich des Grundwasserleiters. Ein vollkommener Brunnen erstreckt sich über die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters und besitzt in diesem Bereich Durchflussöffnungen, damit es zur Wasserkommunikation kommt. Dies hat den Vorteil, dass der Zufluss nahezu parallel und horizontal verläuft und der Brunnen somit am leistungsfähigsten ist.

Ein unvollkommener Brunnen weist nur über einen Teil des Grundwasserträgers eine Perforierung auf. Die Anströmung verläuft nicht mehr zur Gänze horizontal und die Förderfähigkeit des Brunnens ist beschränkt. Der große Vorteil bei dieser Herstellungsart ist die Kostenersparnis bei der Errichtung und die Unabhängigkeit gegenüber der Mächtigkeit des Grundwasserleiters. Die Vertikalkomponente der Anströmgeschwindigkeit hat am unteren Ende der durchgängigen Mantelfläche des unvollkommenen Brunnens ihr Maximum. Wenn dessen Unterseite durchgängig ist, wird diese nur vertikal angeströmt. Endet ein Brunnen an der Oberkante des Grundwasserleiters, sodass er ebenfalls nur vertikal angeströmt werden kann, kommt es zu Förderverlusten infolge Krümmung der Strombahnen. Der Nachteil dieser Herstellungsart ist die Abhängigkeit von gespanntem Grundwasser, welches für den Zufluss in den Brunnen verantwortlich ist.

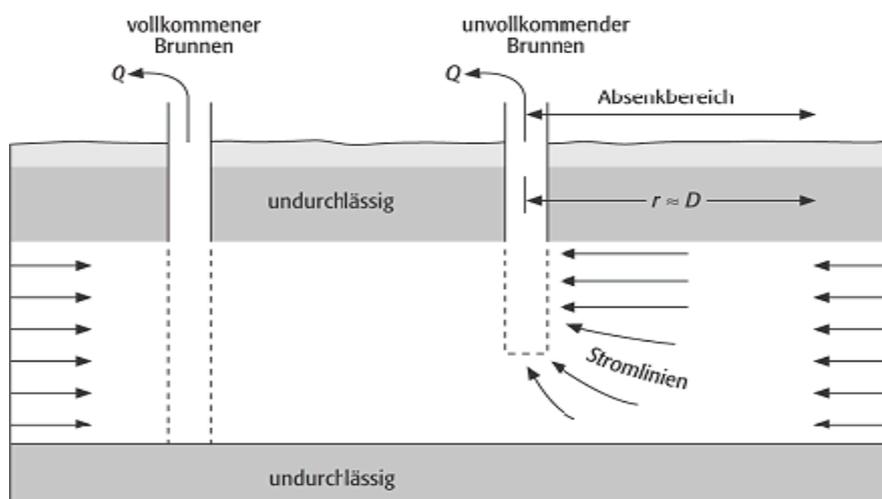


Abbildung 2.13 Darstellung eines vollkommenen und unvollkommenen Brunnens [6]

Unter gespanntem Grundwasser versteht man unter Druck stehendes Wasser innerhalb einer Bodenschicht, dessen potentiometrische Oberfläche sich über dem Niveau des Aquifers befindet. Dazu ist ein darüber liegender Dichthorizont nötig, der das Wasser vom Ansteigen abhält. Befindet sich eine Leckstelle im Dichthorizont, z. B. ein abgeteufter Brunnen, so ist ein Durchfluss des Grundwassers möglich und der Wasserstand wird bis zu dem Horizont steigen, bei dem Gleichgewicht zwischen Schwerkraft und Wasserdruck hergestellt ist. Liegt dieses Niveau über dem Gelände, wird das unter Druck stehende Wasser auch artesisch gespanntes Grundwasser in einem artesischen Brunnen genannt. Neben dem gespannten unterscheidet man auch den halb gespannten Grundwasserleiter sowie jenen mit freier Oberfläche.

Unter einem halb gespannten Grundwasserträger versteht man die Entnahme aus einem Brunnen, welcher den Zuflussbereich in einer wasserführenden Schicht eines Grundwasserstockwerks besitzt. Der Wasserdruck in dieser Schicht ist gespannt, steht aber mit einem darüber liegenden Aquifer durch eine gering durchlässige Schicht, dem sogenannten Aquitard, in Kommunikation. Im oberen Aquifer fällt der Wasserspiegel infolge Entnahme aus dem darunter liegenden Aquifer.

Bei einem Brunnen in einem Grundwasserleiter mit freier Oberfläche wird durch die Entnahme der Porenraum infolge Wasserspiegelabsenkung entleert. Dadurch ändert sich die Wasser führende Mächtigkeit. Im Gegensatz zum gespannten Aquifer bleibt er nicht vollständig wassergesättigt. [4]

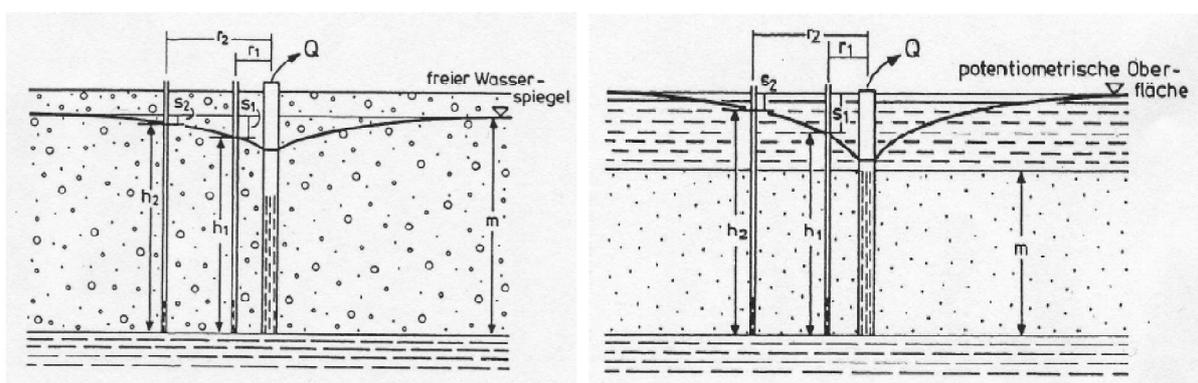


Abbildung 2.14 Darstellung von Brunnen in unterschiedlichen Grundwasserleitern, links: Grundwasserleiter mit freiem Wasserspiegel, rechts: gespannter Grundwasserleiter [6]

Die Berechnung des gesuchten Durchlässigkeitsbeiwertes eines Grundwasserleiters bzw. die Entnahmemenge, die einer Wasserspiegelsenkung in einem Aquifer zugeordnet ist, erfolgt nach der Theorie von Dupuit und Thiem. Die von ihnen ermittelte Brunnenformel beschreibt den Zusammenhang zwischen dem Wasserandrang eines einzelnen Brunnens mit der Bewegung des gespannten bzw. freien Wassers sowie des Durchlässigkeitsbeiwertes des Grundwasserleiters. [6]

Die Voraussetzung für diese Theorie besagt, dass:

- der Aquifer eine konstante Mächtigkeit und eine ebene, sowie horizontale Sohle aufweist. Weiters ist dieser homogen isotrop aufgebaut, hat unendliche Ausdehnung und wird zwei-dimensional betrachtet;
- dessen Korngerüst starr und unverrückbar ist, sowie vollkommen Wasser gesättigt. Die Porenentwässerung erfolgt gleich im Anschluss an die Wasserabsenkung;
- die Absenkung klein gegenüber der Höhe des Aquifers ist;
- die Strömung im Grundwasserleiter, sowie die durch den hydraulischen Gradienten verursachte Bewegung laminar erfolgt und innerhalb der Grenzen von Darcy. Nach einer bestimmten Pumpzeit bildet sich ein quasi-stationärer Zustand aus;
- der Brunnen vollkommen ist und nur horizontal angeströmt wird. Dessen Filter wird über die gesamte Mächtigkeit des Aquifers mit gleicher Geschwindigkeit von allen Seiten gleich angeströmt.

Auch wenn der beschriebene Zustand dem der Natur in den meisten Fällen nicht entspricht, ist die Brunnenformel ein gutes Hilfsmittel für die Praxis. Für eine exakte Beschreibung der Wasserbewegung im Boden wird auf die Differentialgleichung der zweidimensionalen Grundwasserströmung verwiesen bzw. mit Hilfe der Konstruktion von Äquipotential- und Stromliniennetz ermittelt.

Für die Herleitung der Brunnenformel wird das Gesetz von Darcy in die Kontinuitätsgleichung eingesetzt und die y-Achse des Koordinatensystems in die lotrechte Brunnenachse verschoben. Die undurchlässige Sohle dient als x-Achse, so dass der vollkommene Brunnen den Radius x und die Höhe y aufweist. [6]

Kontinuitätsgleichung:

$$Q = v \cdot A \quad (25)$$

nach dem Gesetz von Darcy:

$$Q = A \cdot k_f \cdot i = A \cdot k_f \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (26)$$

Verwendung der Brunnenachse als y-Koordinatenachse:

$$Q = A \cdot k_f \cdot \frac{\Delta y}{\Delta x} = 2\pi \cdot x \cdot y \cdot k_f \cdot \frac{dy}{dx} \quad (27)$$

nach Umformen:

$$y \cdot dy = \frac{Q}{2\pi \cdot k_f} \cdot \frac{1}{x} \cdot dx \quad (28)$$

nach Integration:

$$\frac{1}{2} \cdot y^2 = \frac{Q}{2\pi \cdot k_f} \cdot \ln x \pm C \quad (29)$$

Einsetzen der Randbedingungen:

$$y(x = R) = H \quad \text{und} \quad y(x = r) = h \quad (30)$$

Die Lösung wird als Gleichung des Absenktrichters bezeichnet:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k_f} \cdot (\ln R - \ln r) \quad (31)$$

Durch Umformung ergibt sich die Gleichung für die Berechnung des Wasserandrangs in einem vollkommenen Brunnen in einen Grundwasserleiter mit freiem Wasserspiegel:

$$Q = \frac{\pi \cdot k_f \cdot (H^2 - h^2)}{(\ln R - \ln r)} = \frac{\pi \cdot k_f \cdot (H^2 - h^2)}{2,3 \cdot \lg \left(\frac{R}{r}\right)} \quad (32)$$

bzw. in einem gespannten Grundwasserleiter mit Mächtigkeit m und Absenkung s :

$$Q = \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m \cdot (H - h)}{(\ln R - \ln r)} = \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m \cdot s}{(\ln R - \ln r)} = \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m \cdot s}{2,3 \cdot \lg \left(\frac{R}{r}\right)} \quad (33)$$

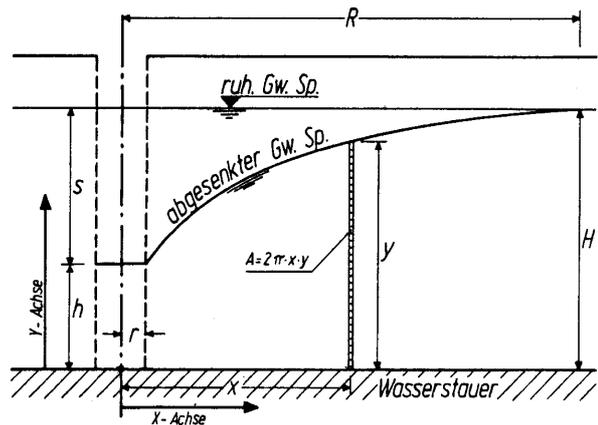


Abbildung 2.15 Darstellung des Absenktrichters infolge Entnahme aus einem vollkommenen Brunnen in einem freien Grundwasserleiter [6]

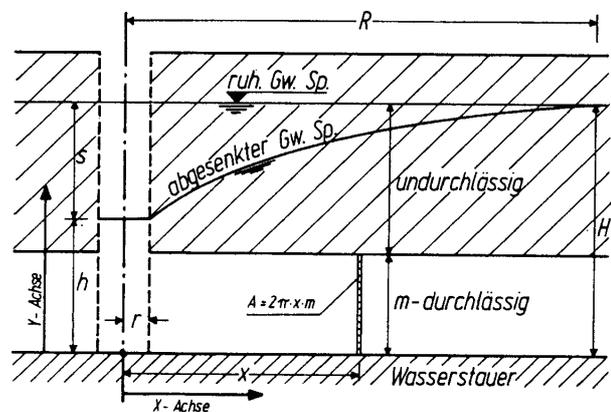


Abbildung 2.16 Darstellung des Absenktrichters infolge Entnahme aus einem vollkommenen Brunnen in einem gespannten Grundwasserleiter [6]

Q ...	Entnahmemenge	[m ³ /s]
A ...	Durchflussquerschnitt	[m ²]
k _f ...	Durchlässigkeitsbeiwert des Aquifers	[m/s]
H ...	Höhe des ruhenden freien Grundwasserspiegels	[m]
h ...	Höhe des abgesenkten Grundwasserspiegels	[m]
R ...	Brunnenreichweite	[m]
r ...	wirksamer Brunnenradius	[m]
m ...	Mächtigkeit des Grundwasserleiters	[m]
s ...	Wasserspiegelabsenkung im Brunnen	[m]

Die Ermittlung der Entnahmemenge für einen unvollkommenen Brunnen erfolgt analog zur Theorie nach Dupuit und Thiem und kann durch zwei verschiedene Ansätze erfolgen. [6]

Der Ansatz nach Szechy basiert auf einer Addition der entnommenen Wassermenge eines unvollkommenen Brunnens, der in seiner gesamten Einbindung als vollkommen betrachtet wird, und einem pauschalen Zuschlag. Dieser ergibt sich aus der vertikalen Zuströmung am tiefsten Punkt des Brunnens und berücksichtigt den Zufluss aus der restlichen Mächtigkeit des Grundwasserleiters. Die Separation des Aquifers in einen oberen Teil mit der neuen Mächtigkeit m' , der nur für den horizontalen Zufluss sorgt, und in einen unteren Teil t , der nur die vertikale Anströmung berücksichtigt, erleichtert die Berechnung. Der pauschale Zusatz ΔQ ergibt sich aus der Multiplikation der Entnahmemenge aus dem als vollkommen betrachteten Brunnen mit einem Faktor, der die Tiefe bis zur Sohle des Grundwasserleiters sowie unterschiedliche Durchlässigkeiten in horizontaler und vertikaler Richtung berücksichtigt.

Zur Berechnung der Entnahmemenge aus einem gespannten Grundwasserleiter wird der Ansatz von Szechy für das Beispielmodell modifiziert. Über die Gleichsetzung der erwünschten Druckhöhe im Brunnen h_w bzw. der Absenkung der potentiometrischen Oberfläche im gespannten Grundwasserleiter s auf das Potentialniveau der Geländeoberkante, ergibt sich die gesuchte Entnahmemenge analog zum Durchfluss einer Entlastungsdrainage. Die Brunnenreichweite R entspricht dabei der horizontalen Entfernung zu dem Versickerungsbereich, in welchem die Druckhöhe H_w infolge des Hochwasserstandes bekannt ist. Dies wird damit begründet, dass der Wasserdruck aufgrund der Strömung entlang des Sickerweges analog zum hydraulischen Gefälle abgesenkt wird.

$$Q_{\text{unvollk}} = Q_{\text{vollk}} + \Delta Q \quad (34)$$

$$Q_{\text{vollk}} = \frac{\pi \cdot k_f \cdot (H_w^2 - h_w^2)}{(\ln R - \ln r)} \cong \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m' \cdot (H_w - h_w)}{(\ln R - \ln r)} \quad (35)$$

$$\Delta Q = Q_{\text{vollk}} \cdot \frac{2t}{\omega + 1} \quad (36)$$

H_w	Druckhöhe des gespannten Grundwassers vor der Absenkung	[m]
h_w	Druckhöhe des gespannten Grundwassers im Brunnen	[m]
t	Resttiefe des Grundwasserleiters	[m]
ω	zusätzlicher Faktor nach Szechy	[-]

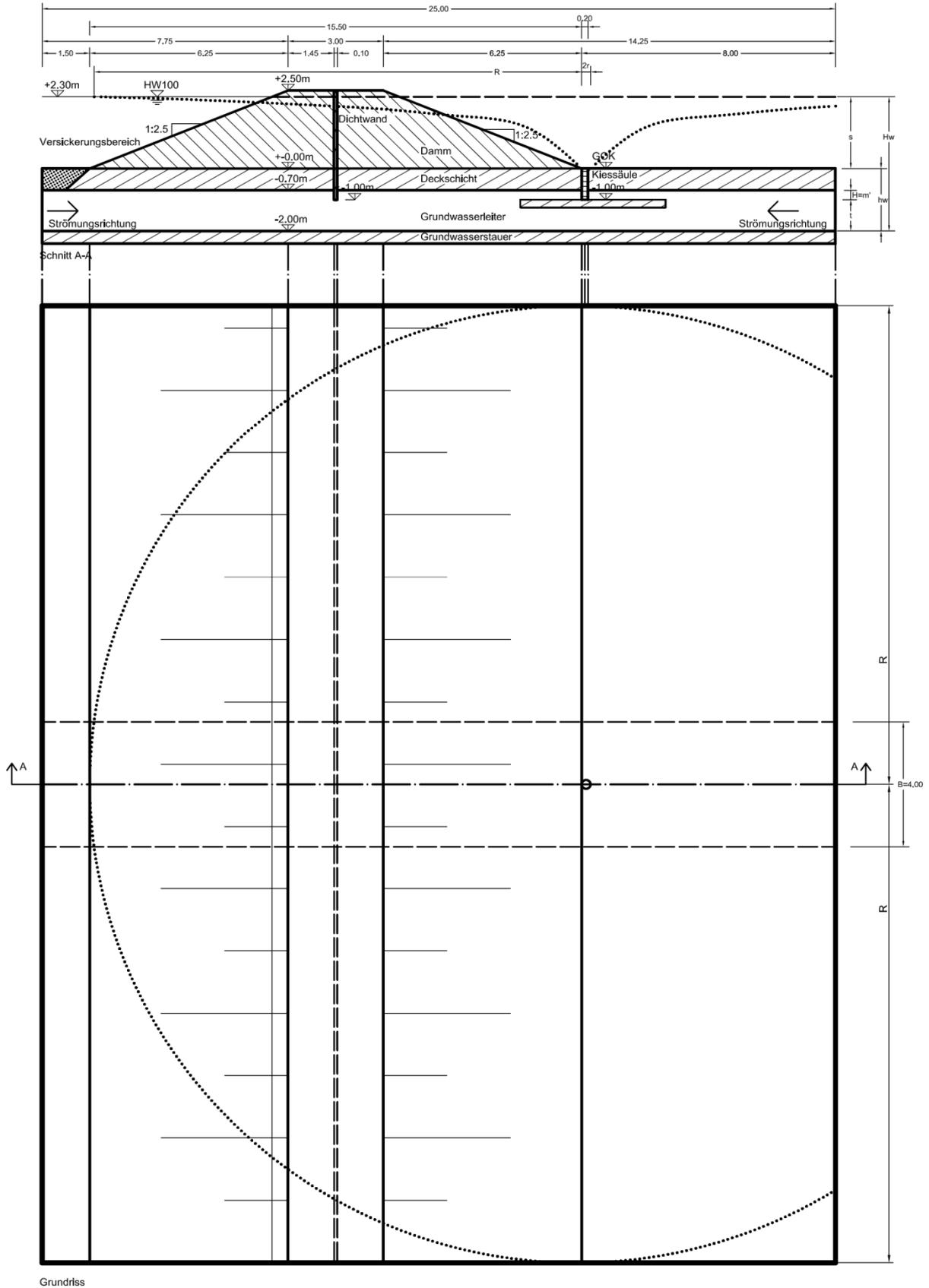


Abbildung 2.17 Darstellung des Ansatzes von Szechy für einen unvollkommenen Brunnen an Hand des Modellbeispiels

Die Werte für ω unterscheiden sich in der Literatur der Autoren Schröter und Szechy und sollten durch Versuche experimentell bestimmt werden. Szechy gibt einen Erfahrungswertebereich von 5 bis 10 für ω an. In der Literatur von Schröter ist der Erfahrungswert von 2 zu finden. [6]

Im Beispielmodell soll die Entlastungsdrainage als Einzelbrunnen mit dem Durchmesser von 0,2 m berechnet werden. Die Resttiefe t im Grundwasserleiter kann mit 1 m und die Einbindetiefe der Kiessäule H bzw. m' mit 0,3 m angegeben werden. Die Reichweite R , die dem Sickerweg unter dem Damm analog zum hydraulischen Gefälle entspricht, beträgt 15,5 m und ist in der Abbildung 2.17 ersichtlich. Die Sickerwegverlängerung infolge der Dichtwandinbindung und der Fließstrecke durch die Kiessäule wird vernachlässigt, damit die Analogie zur Theorie von Dupuit-Thiem bestehen bleibt. Die Entnahmemenge ergibt sich mit Hilfe des Ansatzes für einen vollkommenen Brunnens zu:

$$\begin{aligned} Q_{\text{vollk}} &= \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m' \cdot (H_w - h_w)}{(\ln R - \ln r)} \\ &= \frac{2\pi \cdot 1 \cdot 10^{-3} \cdot 0,3 \cdot (4,3 - 2,0)}{(\ln 15,5 - \ln 0,1)} = 8,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned} \quad (37)$$

Der Pauschalansatz nach Szechy berechnet sich zu:

$$\Delta Q = Q_{\text{vollk}} \cdot \frac{2t}{\omega + 1} = 8,6 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{2 \cdot 1}{10 + 1} = 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \quad (38)$$

bis

$$\Delta Q = Q_{\text{vollk}} \cdot \frac{2t}{\omega + 1} = 8,6 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{2 \cdot 1}{5 + 1} = 1,43 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad (39)$$

bzw. nach Schröter:

$$\Delta Q = Q_{\text{vollk}} \cdot \frac{2t}{\omega + 1} = 8,6 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{2 \cdot 1}{2 + 1} = 2,87 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad (40)$$

Die Entnahmemenge der als unvollkommenen Brunnen betrachteten Kiessäule beträgt:

$$Q_{\text{unvollk}} = Q_{\text{vollk}} + \Delta Q = 8,6 \cdot 10^{-4} + 1,43 \cdot 10^{-4} = 1,003 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \quad (41)$$

bzw. nach Schröter:

$$Q_{\text{unvollk}} = Q_{\text{vollk}} + \Delta Q = 8,6 \cdot 10^{-4} + 2,87 \cdot 10^{-4} = 1,15 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \quad (42)$$

Die Ergebnisse unterscheiden sich gering, da der Pauschalansatz mit anderen ω -Werten berechnet wird. Es ist zu erkennen, dass der Entnahmemenge aus dem vertikal angeströmten Brunnenfilterbereich nach der Theorie von Schröter eine größere Bedeutung zugeschrieben wird. Der Pauschalbeitrag beträgt 66 % der Entnahmemenge aus dem Brunnenfilterbereich, der als vollkommener Brunnen betrachtet wird.

In der Literatur von Adam [6] wird empfohlen: „Baupraktisch ausreichend genau kann die einem unvollkommenen Brunnen zufließende Wassermenge einfach durch einen Zuschlag von 10 % bis 30 % auf die für den vollkommenen Brunnen gleicher Tiefe ermittelte Menge abgeschätzt werden. Die Erhöhung ist abhängig vom Verhältnis der Brunnentiefe (H) zum Abstand zwischen der Sohle des unvollkommenen Brunnens zur Staueroberkante (t).“

$$\Delta Q = 0,1 \cdot Q_{\text{vollk}} \leftrightarrow t > H \quad (43)$$

$$\Delta Q = 0,3 \cdot Q_{\text{vollk}} \leftrightarrow t > 2 \cdot H \quad (44)$$

Deshalb entspricht der Ansatz von Szechy eher den realen Gegebenheiten, da mit diesem der Pauschalbeitrag zwischen 18 % und 33 % von der Entnahmemenge aus dem rein horizontal angeströmten Brunnenfilterbereich beträgt.

Laut Theorie von Forchheimer muss der Durchfluss aus einem vollkommenen Brunnen mit einem Abminderungsfaktor, der das Verhältnis von Brunneneinbindung zu Grundwasserleiter Mächtigkeit beinhaltet, multipliziert werden. Der so getroffene Ansatz reduziert die Entnahmemenge eines bis zur dichten Sohle hergestellten Brunnens. Zur Berechnung der Entnahmemenge aus einem gespannten Grundwasserleiter wird der Ansatz von Forchheimer für das Beispielmodell analog zu jenem Ansatz von Szechy modifiziert.

$$Q_{\text{unvollk}} = Q_{\text{vollk}} \cdot \alpha \quad (45)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{H}{H+t}} \cdot \sqrt[4]{\frac{2(H+t)-H}{H+t}} \quad (46)$$

H	Einbindehöhe des unvollkommenen Brunnens in den GWL	[m]
t	Resttiefe des Grundwasserleiters	[m]
α	Abminderungsfaktor nach Forchheimer	[-]

$$Q_{\text{vollk}} = \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m \cdot (H_w - h_w)}{(\ln R - \ln r)} = \frac{2\pi \cdot 10^{-3} \cdot 1,3 \cdot (4,3 - 2,0)}{(\ln 15,5 - \ln 0,1)} \quad (47)$$

$$= 3,73 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{H}{H+t}} \cdot \sqrt[4]{\frac{2(H+t)-H}{H+t}} = \sqrt{\frac{0,3}{0,3+1}} \cdot \sqrt[4]{\frac{2(0,3+1)-0,3}{0,3+1}} = 0,554 \quad (48)$$

$$Q_{\text{unvollk}} = Q_{\text{vollk}} \cdot \alpha = 3,73 \cdot 10^{-3} \cdot 0,554 = 2,06 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \quad (49)$$

Setzt man das Ergebnis der Entnahmemenge nach Berechnung mit Hilfe des Ansatzes von Forchheimer ins Verhältnis zu jenem, das mittels Szechy ermittelt wurde, ergibt das Ergebnis in prozentueller Darstellung 202 %. Die Verdoppelung der Entnahmemenge nach den neuen Ansatz wird damit begründet, dass der Entnahmeanteil des als vollkommenen betrachteten Brunnens mit dem Verhältnis der unterschiedlichen Einbindetiefen ansteigt ($\frac{1,3}{0,3} = 4,33$) und mit dem Abminderungsfaktor wieder halbiert wird ($4,33 \cdot 0,554 = 2,4$).

Je nach Einbindeverhältnis der Kiessäule zu dem Grundwasserleiter ergeben sich für α Werte von 0 bis 1. Im vorliegenden Fall bindet die Kiessäule zu einem Viertel der Mächtigkeit des

Grundwasserleiters ein. Dennoch reduziert der Abminderungsfaktor die Entnahmemenge nur auf die Hälfte des vollkommenen Brunnens.

Würde die Einbindung der Entlastungsdrainage auf ein Drittel verkürzt werden, sodass das Verhältnis von Einbindetiefe zu Grundwasserleitermächtigkeit bei 1:13 liegt, verringert sich die berechnete Entnahmemenge aufgrund des Abminderungsfaktors auf ein Drittel von jener des vollkommenen Brunnens.

Eine Entlastungsdrainage ohne Einbindung würde nach dem Ansatz von Forchheimer keinen Durchfluss haben. Diese Schlussfolgerung ist bei der Überlegung von der Analogie der Zuströmung eines Brunnens zu jener der Entlastungsdrainage zu berücksichtigen, wenn diese keine Einbindung in den Grundwasserleiter aufweist.

Um die analytischen Berechnungsergebnisse mit jener der numerischen Modellierung vergleichen zu können, muss die Entnahmemenge des Einzelbrunnens auf die untersuchte Abschnittsbreite von 4 m reduziert werden. Die Berechnung gilt für den gesamten Bereich innerhalb des Radius, der die Wasserdruckreduzierung analog zu einer Wasserspiegelabsenkung verdeutlicht und eine radial-symmetrische Anströmung zum Brunnen aufweist. Um die Entnahmemenge des Untersuchungsabschnittes und eine einseitige Zuströmung aus Richtung des hochwasserführenden Gewässers zu erhalten, wird folgende Vereinfachung getroffen. Die Gesamtmenge des Einzelbrunnens wird mit dem Verhältnis der Zuflussfläche der Breite **B** des Modellbeispiels zur Gesamtfläche entlang des Einflusskreises des Radius **R** gebildet.

$$Q'_{\text{vollk}} = Q_{\text{vollk}} \cdot \frac{B \cdot m}{U \cdot m} \text{ mit } U = 2\pi R \quad (50)$$

$$Q'_{\text{vollk}} = 3,73 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{4 \cdot 1,3}{97,4 \cdot 1,3} = 1,53 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad (51)$$

Wird die Berechnung an Hand eines unvollkommen Brunnens geführt, beträgt die Entnahmemenge nach Ansatzes von Forchheimer:

$$Q'_{\text{unvollk}} = Q'_{\text{vollk}} \cdot \alpha = 1,53 \cdot 10^{-4} \cdot 0,554 = 8,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \quad (52)$$

Die Berechnung der Entnahmemenge, die aus dem Untersuchungsabschnitt zu dem Einzelbrunnen zuströmt, wird für den Ansatz nach Szechy folgend durchgeführt.

$$Q'_{\text{vollk}} = Q_{\text{vollk}} \cdot \frac{B \cdot m}{U \cdot m} = 8,6 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{4}{97,4} = 3,53 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \quad (53)$$

$$\Delta Q' = \Delta Q \cdot \frac{B \cdot m}{U \cdot m} = 1,43 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{4}{97,4} = 5,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s} \quad (54)$$

$$Q'_{\text{unvollk}} = Q'_{\text{vollk}} + \Delta Q' = 3,53 \cdot 10^{-5} + 5,7 \cdot 10^{-6} = 4,1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \quad (55)$$

In den weiteren Berechnungen für Entnahmemengen aus unvollkommene Brunnen soll nur der Ansatz von Forchheimer verwendet werden, da die Multiplikation mit dem Abminderungsfaktor den Lösungsweg besser darstellt.

Brunnenreihe:

Betrachtet man eine Brunnenreihe, die entlang des Modelldammes hergestellt ist, anstelle eines Einzelbrunnens, berechnet sich die Entnahmemenge nach der Theorie von Weber und Rappert. Diese besagt, dass in einen Grundwasserleiter mit freiem Wasserspiegel eine Baugrube als Brunnen mit dem Radius R_A eines Ersatzkreises angesehen werden kann. In die Brunnenformel wird anstatt des effektiven Brunnenradius r der fiktive Ersatzradius R_A eingeführt, der durch das Längenverhältnis der Baugrube angegeben wird. Für eine Baugrube, deren Länge wesentlich größer als deren Breite ist, wird eine Brunnenreihe angenommen. Diese Betrachtung führt von dem radial-symmetrischen Strömungsvorgang eines Einzelbrunnens auf eine einfach-symmetrische Anströmung der Brunnenreihe. Somit wird eine seitliche Anströmung der Baugrube vernachlässigt und der Radius R_A kann nach Weber/Rappert mit einem Drittel des Abstandes B der einzelnen Brunnen angegeben werden.

$$Q_{\text{vollk}} = \frac{\pi \cdot k_f \cdot (H_w^2 - h_w^2)}{(\ln R - \ln R_A)} \quad (56)$$

$$R_A = \frac{B}{3} \quad (57)$$

Für einen gespannten Grundwasserleiter der Mächtigkeit m und Absenkung s wird dieser Ansatz mit den bekannten Umformungen der Formel (33) modifiziert:

$$Q_{\text{vollk}} = \frac{\pi \cdot k_f \cdot (H_w^2 - h_w^2)}{(\ln R - \ln R_A)} \cong \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m \cdot s}{(\ln R - \ln R_A)} \quad (58)$$

In dem Beispielmodell soll der Abstand der Brunnen in der Brunnenreihe mit 4 m angegeben werden, damit auf der Breite des Untersuchungsabschnittes ein Brunnen hergestellt ist. Die Entnahmemenge der acht vollkommenen Brunnen innerhalb der Reichweite R eines Brunnens ($n = \frac{2 \cdot R}{B} = \frac{2 \cdot 15,5}{4} = 7,75 \approx 8$) ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} Q_{\text{vollk}} &= \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m \cdot s}{(\ln R - \ln R_A)} = \frac{2\pi \cdot 1 \cdot 10^{-3} \cdot 1,3 \cdot (4,3 - 2,0)}{(\ln 15,5 - \ln \frac{4}{3})} \\ &= 7,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned} \quad (59)$$

Damit ergibt sich für einen einzelnen Brunnen in der Brunnenreihe ein Durchfluss von:

$$\frac{7,66 \cdot 10^{-3}}{8} = 9,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad (60)$$

Für die Ermittlung der Entnahmemenge aus unvollkommene Brunnen wird der Ansatz von Forchheimer und der Abminderungsfaktor α verwendet.

$$Q_{\text{unvollk}} = \alpha \cdot Q_{\text{vollk}} = 0,554 \cdot 9,57 \cdot 10^{-4} = 5,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad (61)$$

Um die analytischen Berechnungsergebnisse mit jener der numerischen Berechnungen vergleichen zu können, muss die Entnahmemenge der Brunnenreihe halbiert werden, da die Zuströmung nur von der Seite des hochwasserführenden Gewässers und nicht symmetrisch, wie in der Theorie vorausgesetzt, erfolgt.

Für den Ansatz von Rappert/Weber ergibt sich für einen vollkommenen Brunnen in der Brunnenreihe eine Entnahmemenge von $4,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $2,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ für jenen, der als unvollkommen betrachtet wird.

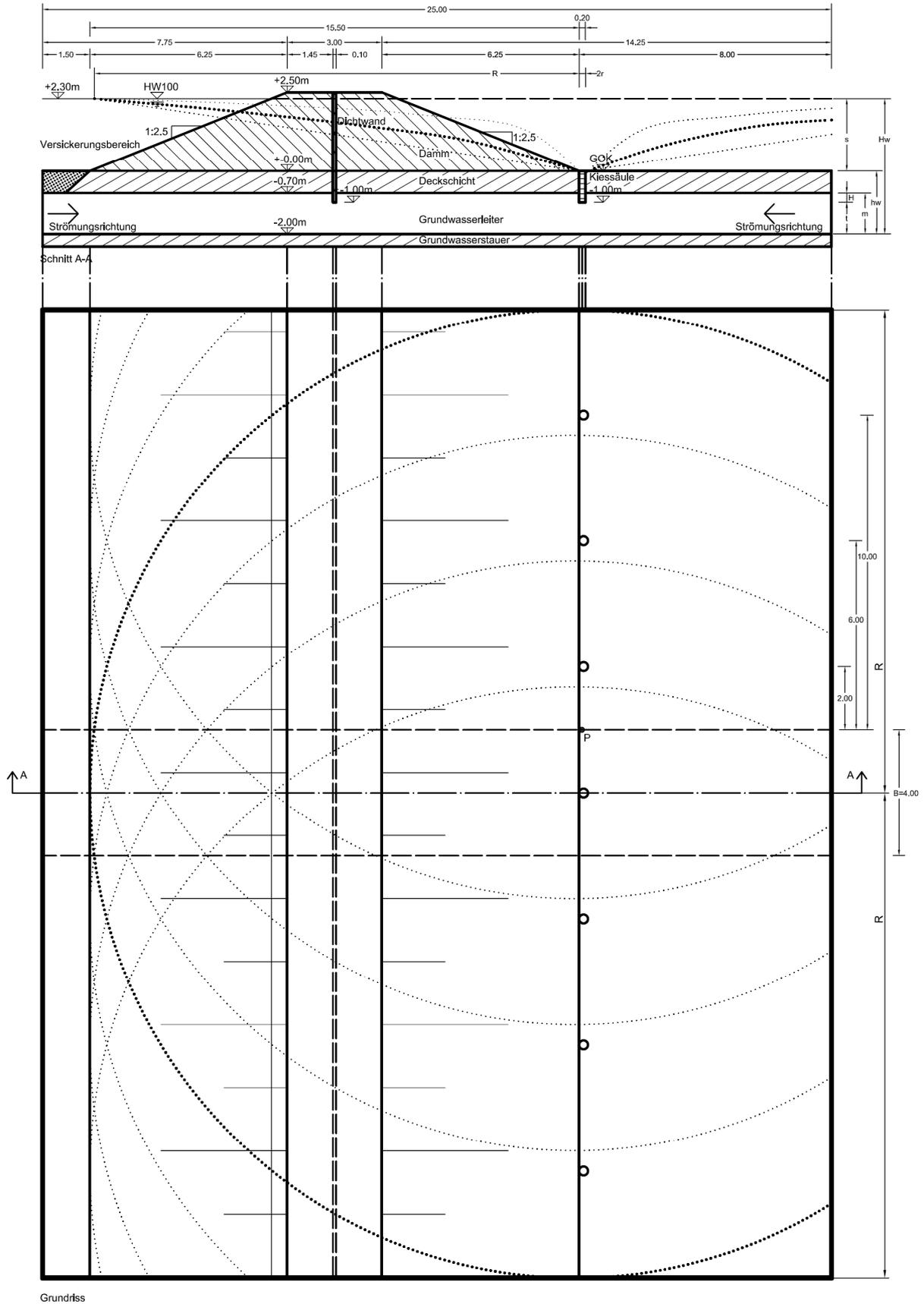


Abbildung 2.19 Darstellung Brunnenreihe

Forchheimer hat mit der Mehrbrunnenformel einen ähnlichen Ansatz getroffen. Diese besagt, dass die Grundwasserspiegelhöhe y in einem Punkt P von den Abständen x_i der einzelnen Brunnen abhängig ist.

$$Q_{\text{vollk}} = \frac{\pi \cdot k_f \cdot (H_w^2 - y^2)}{\left(\ln R - \frac{1}{n} \cdot \ln \prod_{i=1}^n (x_i)\right)} \quad (62)$$

In dem Beispielmmodell soll der Abstand der Brunnen in der Brunnenreihe wieder mit 4 m angegeben werden. Der Punkt P wird in der Mitte zweier benachbarter Brunnen gewählt. Somit sind die Abstände x_i der acht Brunnen in der Reichweite R von 15,5 m in beide Richtungen entlang der Brunnenreihe mit $x_1=x_2=2$ m, $x_3=x_4=6$ m, $x_5=x_6=10$ m und $x_7=x_8=14$ m gegeben. Die Entnahmemenge der einzelnen vollkommenen Brunnen ergibt sich als ein Achtel der berechneten Gesamtheit. Der Ansatz wird für einen gespannten Grundwasserleiter modifiziert zu:

$$Q = \frac{\pi \cdot k_f \cdot (H_w^2 - y^2)}{\left(\ln R - \frac{1}{n} \cdot \ln \prod_{i=1}^n (x_i)\right)} \cong \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m \cdot (H_w - y)}{\left(\ln R - \frac{1}{n} \cdot \ln \prod_{i=1}^n (x_i)\right)} \quad (63)$$

$$Q = \frac{2\pi \cdot 1 \cdot 10^{-3} \cdot 1,3 \cdot (4,3 - 2,0)}{\left(\ln 15,5 - \frac{1}{8} \cdot \ln(2 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 14 \cdot 14)\right)} = 1,09 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s} \quad (64)$$

Damit ergibt sich für einen einzelnen Brunnen in der Brunnenreihe ein Durchfluss von:

$$\frac{1,09 \cdot 10^{-2}}{8} = 1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \quad (65)$$

Die Entnahmemenge aus einem unvollkommenen Brunnen ergibt sich mit Hilfe des Ansatzes von Forchheimer und dem Abminderungsfaktor α zu:

$$Q_{\text{unvollk}} = \alpha \cdot Q_{\text{vollk}} = 0,554 \cdot 1,26 \cdot 10^{-3} = 6,98 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad (66)$$

Die Ergebnisse der Mehrbrunnenformel nach Forchheimer halbieren sich für eine einseitig angeströmte Brunnenreihe. Die Entnahmemenge aus einem der vollkommenen Brunnen beträgt $6,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $3,49 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ für jene aus einem unvollkommenen Brunnen.

Brunnengraben:

Reduziert man den Abstand der einzelnen Brunnen in der Brunnenreihe, bis diese sich berühren, erhält man einen Brunnengraben. Dieser entspricht dem Sickergraben analog zu der Überlegung, dass die Durchflussberechnung der Kiessäule in einem gespannten Grundwasserleiter der eines Entnahmebrunnens entspricht.

Aus dem radial-symmetrischen Strömungsvorgang des Einzelbrunnens wird durch die Betrachtung einer über die Dammlänge gleichbleibenden Grabenzuströmung ein vereinfachtes zweidimensionales System. Aufgrund der unveränderlichen Fließquerschnittsfläche im Grundwasserleiter kommt es zu keiner lokalen Beschleunigung der Strömung, wodurch das Energiegefälle bzw. Standrohrgefälle konstant bleibt. Dies führt zu einem linearen Druckverlauf entlang des Fließweges im Aquifer.

Die Herleitung der Berechnung wird analog zu jener der Brunnenformel von Dupuit-Thiem mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung und dem Gesetz von Darcy durchgeführt.

Kontinuitätsgleichung:

$$Q = v \cdot A = v \cdot m \cdot B \quad (67)$$

Gesetz von Darcy:

$$v = k_f \cdot i = k_f \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (68)$$

Verwendung der Brunnenachse als y-Koordinatenachse:

$$Q = A \cdot k_f \cdot \frac{\Delta y}{\Delta x} = m \cdot B \cdot k_f \cdot \frac{dy}{dx} \quad (69)$$

nach Umformen:

$$dy = \frac{Q}{m \cdot B \cdot k_f} dx \quad (70)$$

nach Integration:

$$y = \frac{Q}{m \cdot B \cdot k_f} x \pm C \quad (71)$$

Einsetzen der Randbedingungen:

$$y(x = R) = H_w \quad \text{und} \quad y(x = r) = h_w \quad (72)$$

Die Lösung dient zur Berechnung der Entnahmemenge aus einem vollkommenen
Brunnengraben:

$$Q = \frac{k_f \cdot m \cdot B \cdot (H_w - h_w)}{(R - r)} \quad (73)$$

Q ...	Entnahmemenge	[m ³ /s]
A ...	Durchflussquerschnitt	[m ²]
B ...	Untersuchungsabschnittsbreite	[m]
k _f ...	Durchlässigkeitsbeiwert des Aquifers	[m/s]
H _w ...	Höhe des ruhenden freien Grundwasserspiegels	[m]
h _w ...	Höhe des abgesenkten Grundwasserspiegels	[m]
R ...	Brunnenreichweite	[m]
r ...	wirksamer Brunnenradius	[m]
m ...	Mächtigkeit des Grundwasserleiters	[m]
s ...	Wasserspiegelabsenkung im Brunnen	[m]

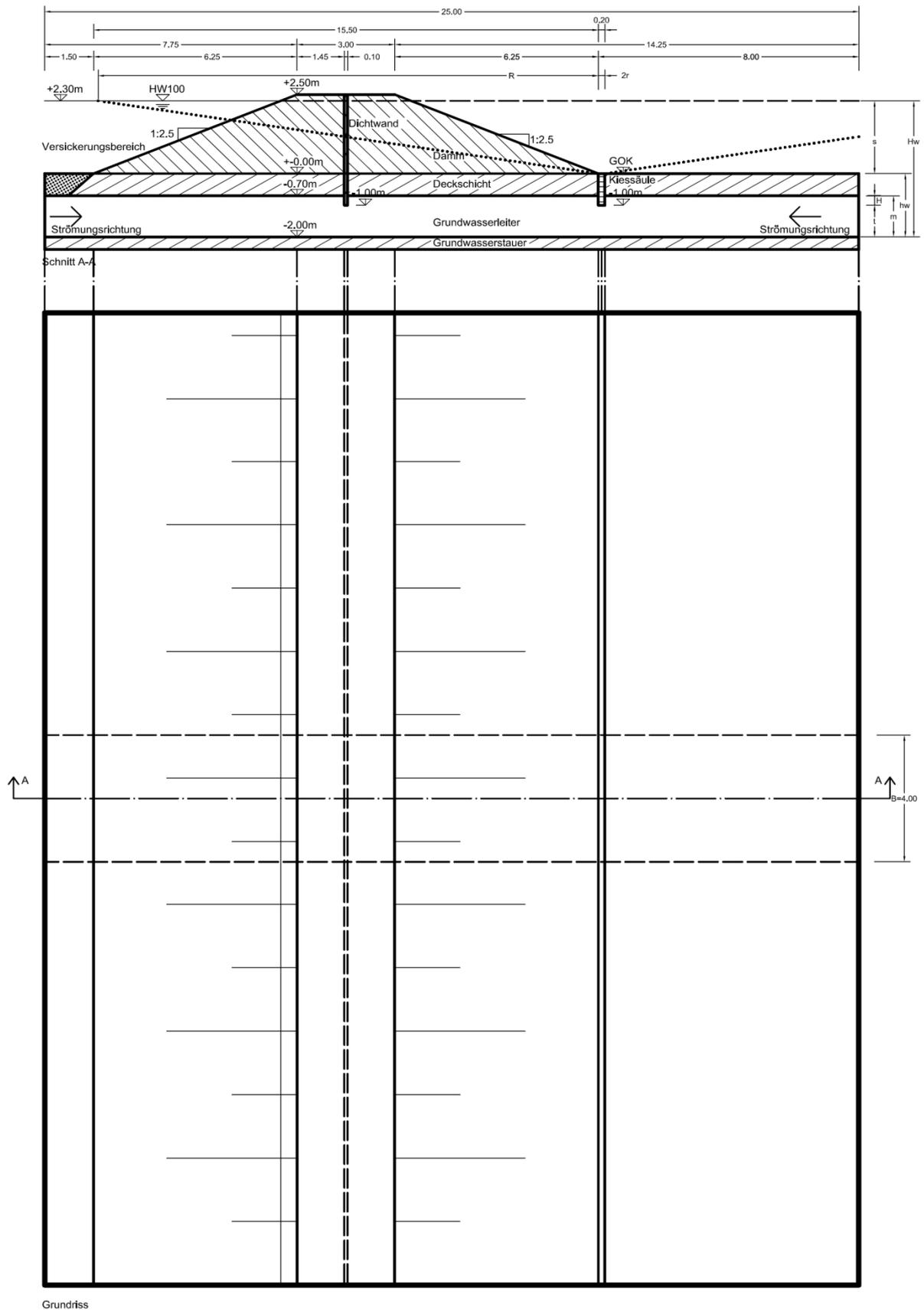


Abbildung 2.20 Darstellung Brunnengraben

Die Berechnung für das 4 m breite Modellbeispiel liefert folgendes Ergebnis:

$$Q_{\text{vollk}} = \frac{1 \cdot 10^{-3} \cdot 1,3 \cdot 4 \cdot (4,3 - 2,0)}{(15,5 - 0,1)} = 1,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \quad (74)$$

Für die Betrachtung eines unvollkommenen Brunnengraben ergibt sich mit Hilfe des Ansatzes von Forchheimer und dem Abminderungsfaktor α :

$$Q_{\text{unvollk}} = \alpha \cdot Q_{\text{vollk}} = 0,554 \cdot 1,87 \cdot 10^{-3} = 1,04 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \quad (75)$$

Um die analytischen Berechnungsergebnisse mit jener der numerischen Berechnungsmethode vergleichen zu können, muss die Entnahmemenge des Brunnengrabens halbiert werden, da die Zuströmung nur von der Seite des hochwasserführenden Gewässers erfolgt.

Somit ergibt sich eine Entnahmemenge von $9,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ für einen vollkommenen Brunnengraben bzw. $5,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ für jenen, der als unvollkommen betrachtet und mit dem Ansatz von Forchheimer berechnet wird.

Vergleich der Ergebnisse der analytischen Berechnungen:

Zusammengefasst ergeben sich für die Analogie einer Entlastungsdrainage zu einem Entnahmebrunnen mit Hilfe der Theorie von Dupuit und Thiem mehrere Möglichkeiten der Betrachtungsweise. Die Untersuchung wurde für einen Einzelbrunnen, eine Brunnenreihe und einen Brunnengraben durchgeführt. Das notwendige Kriterium für den Vergleich der jeweiligen Ergebnisse wurde durch die Betrachtung der Durchflussfläche des Grundwasserleiters für eine Abschnittsbreite von 4 m gefunden.

Im Falle der Einzelbrunnen wurde die Durchflussfläche des Kreises, der die Reichweite der Wasserspiegelabsenkung kennzeichnet, auf die durchflossenen Grundwasserleiterfläche im Versickerungsbereich reduziert. Bei den Berechnungen für die Brunnenreihe wurde anfangs die Entnahmemenge aller Brunnen in der Reichweite des Brunnens, der sich im 4 m breiten Untersuchungsabschnitt befindet, berechnet. Danach wurde das Ergebnis durch die Anzahl der Brunnen in der Brunnenreihe aufgeteilt. Zusätzlich musste die Entnahmemenge halbiert

werden, weil die Anströmung im Falle der Entlastungsdrainagen nur aus Richtung des Versickerungsbereiches stattfindet.

Im Fall des Brunnengrabens wurde dies ebenfalls durchgeführt. Jedoch musste der Ansatz für ein doppelsymmetrisches Strömungssystem hergeleitet werden, da das radialsymmetrische Strömungssystem eines Entnahmebrunnens, das mit Hilfe der Brunnenformel von Dupuit-Thiem beschrieben wird, nicht mehr angewendet werden konnte.

Durch die verschiedenen Betrachtungen des Entnahmebrunnens kommt es nicht nur zu unterschiedlichen Wassermengen, sondern auch zu unterschiedlichen Wasserspiegellinien aufgrund der Grundwasserströmung, obwohl mit der gleichen Absenkung in den Brunnen gerechnet wurde. Während der gespannte Wasserspiegel sich im Fall des Brunnengrabens infolge der Grundwasserströmung linear senkt und somit einen linearen Druckverlauf erzeugt, ist dieser in den anderen Fällen nicht linear. Der Großteil der Druckhöhe wird erst in der näheren Umgebung der einzelnen Brunnen abgebaut. Dies wird damit begründet, dass deren Zufluss aufgrund der immer kleiner werdenden Durchflussfläche beschleunigt wird. Am Rand des Kreises, der die Reichweite der Wasserspiegelabsenkung kennzeichnet, ist die Zuströmung im Vergleich zu jener am Brunnenrand sehr langsam. Diese Erkenntnis verhilft in der Klärung, ob ein vereinfachtes Strömungssystem wie im Falle der numerischen Berechnungen, das experimentelle Untersuchungsmodell beschreiben kann.

In der Abbildung 2.21 ist zu erkennen, dass die Ergebnisse für die Entnahmemengen mit kleiner werdendem Brunnenabstand steigen. In allen Fällen wird ein 4 m breiter Untersuchungsabschnitt mit der jeweiligen Betrachtungsweise eines Entnahmebrunnens und mit den Ansätzen von Szechy, Forchheimer und Weber/Rappert berechnet.

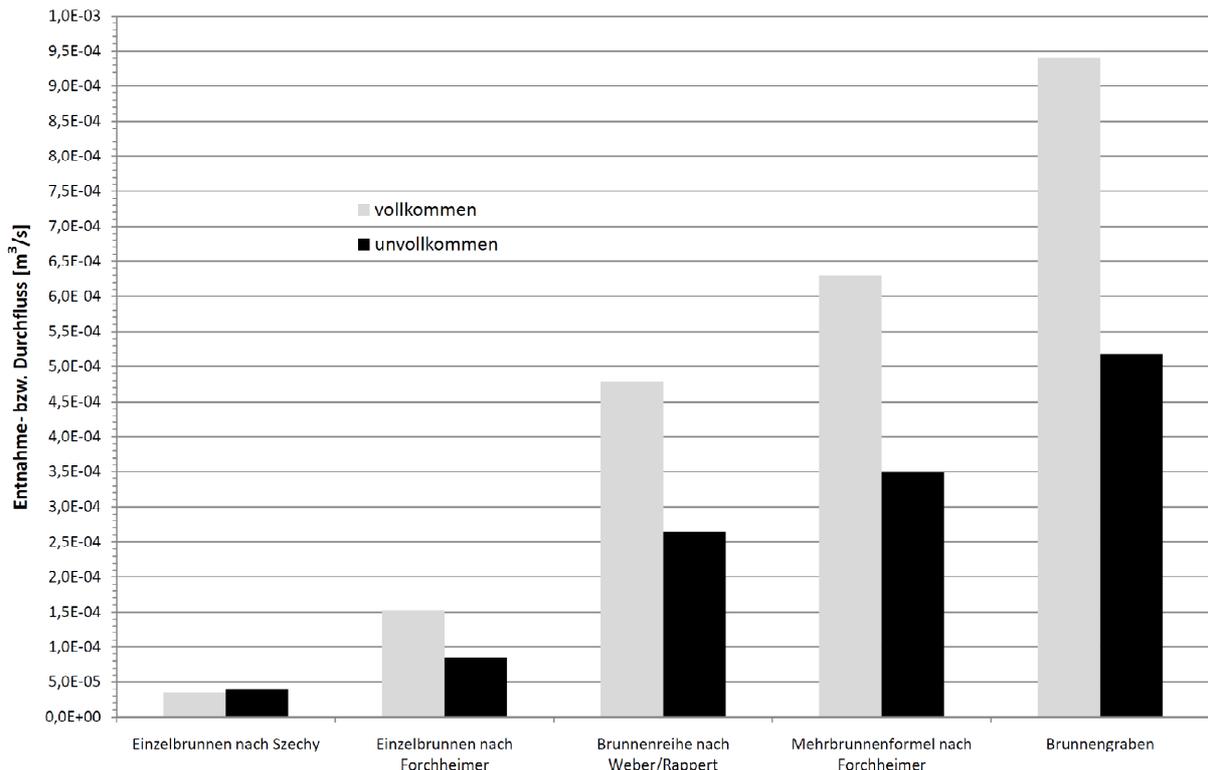


Abbildung 2.21 Gegenüberstellung der Ergebnisse der verschiedenen Betrachtungsweisen eines Entnahmebrunnens.

In der Tabelle 2.1 wurden die Entnahmemengen, die mit den unterschiedlichen Ansätzen berechnet worden sind, zusammengefasst und in Relation zu jenem des Brunnengrabens gesetzt.

Tabelle 2.1 Vergleich der Ergebnisse der verschiedenen Betrachtungsweisen eines Entnahmebrunnens.

Ergebnisse der analytischen Berechnung für einen 4m breiten Untersuchungsabschnitt:					
Brunnenart:	vollkommen		unvollkommen		notwendiges Kriterium für Vergleich
	Entnahmemenge [m³/s]	Vergleich	Entnahmemenge [m³/s]	Vergleich	
theoretischer Ansatz:	[m³/s]	Vergleich	[m³/s]	Vergleich	
Einzelbrunnen nach Szechy	$3,53 \cdot 10^{-5}$	4%	$4,10 \cdot 10^{-5}$	8%	Reduktion der Zuflussfläche
Einzelbrunnen nach Forchheimer	$1,53 \cdot 10^{-4}$	16%	$8,50 \cdot 10^{-5}$	16%	Reduktion der Zuflussfläche
Brunnenreihe nach Weber/Rappert	$4,79 \cdot 10^{-4}$	51%	$2,65 \cdot 10^{-4}$	51%	Reduktion auf einen Brunnen
Mehrbrunnenformel nach Forchheimer	$6,30 \cdot 10^{-4}$	67%	$3,49 \cdot 10^{-4}$	67%	Reduktion auf einen Brunnen
Brunnengraben	$9,40 \cdot 10^{-4}$	100%	$5,18 \cdot 10^{-4}$	100%	Berechnung auf Abschnittsbreite

3. Experimentelle Untersuchungen zur Quantifizierung der Sickerwässer

3.1 Das großmaßstäbliche Versuchsmodell

3.1.1 Allgemeines

Die versuchstechnische Untersuchung eines hydrogeologischen Problems gibt meistens mehr Aufschluss über Prozesse innerhalb eines Bodenkörpers als eine numerische Berechnung. Ein Versuchsmodell dient zur Simulation von Strömungsvorgängen bzw. Zuständen. Dabei sollen Zusammenhänge erkannt und in Relation mit Randbedingungen gebracht werden. Grundsätzlich kann man zwei verschiedene Arten von Modellen unterscheiden. [1]

- Das ähnliche Modell, welches alle Größen eines Modells durch einen vorgegebenen Modellmaßstab aufweist und einen fixen Bezug zu den korrespondierenden Größen in der Natur hat.
- Das unähnliche Modell, welches diese Bedingung nicht oder nur teilweise erfüllt und nur zur Beschreibung von Prozessen dient.

Weiters wird zwischen geometrischer, kinematischer und dynamischer Ähnlichkeit unterschieden. Unter geometrischer Ähnlichkeit eines Modells versteht man, dass alle geometrischen Längen im Modell in einem konstanten Verhältnis, welches über eine Maßstabszahl angegeben wird, zu den realen Längen in der Natur stehen.

Die kinematische Ähnlichkeit gibt an, dass zeitliche Prozesse, wie Geschwindigkeit und Beschleunigung, im Modell in einem konstanten Verhältnis, dem Zeitmaßstab, zu den korrespondierenden Zeitintervallen in der Natur stehen.

Unter der dynamischen Ähnlichkeit versteht man das konstante Verhältnis der Kräfte im Modell zu den entsprechenden in der Natur. Dieses wird über den Kräftemaßstab angegeben und bedingt die Gleichheit der Richtungen der korrespondierenden Kräfte. Hauptsächlich treten bei Strömungsuntersuchungen folgende Kräfte auf:

- Druckkraft
- Schwerkraft
- Reibungskraft bzw. Zähigkeit
- Trägheitskraft
- Kapillarkraft bzw. Oberflächenkraft
- Elastizitätskraft

Bei bestimmten Untersuchungen sind auch Größen, wie die Auftriebskraft, der Luft- bzw. Dampfdruck sowie lokale und konvektive Beschleunigung von Bedeutung. Um volle dynamische Ähnlichkeit bei einer Modelluntersuchung zu erzielen, müssen alle Kräfteverhältnisse einander gleichen, und das kann nur bei einem Modellmaßstab von 1:1 ermöglicht werden. Ist ein solcher Versuch nicht möglich, kann annähernde dynamische Ähnlichkeit erreicht werden, wenn die zwei dominierenden Kräftearten in Beziehung gesetzt werden und nach dem entsprechenden Modellgesetz die Maßstabszahl ermittelt wird.

3.1.2 Modellgeometrie

Das experimentelle Untersuchungsmodell ist ein Teilmodell des Hochwasserschutzdammes an der March mit naturgetreuem Aufbau im Maßstab 1:1. Das Dammmodell repräsentiert ein 4 m breites Teilstück des Dammes und dessen Untergrundes, welcher eine gering durchlässige Deckschicht auf einem Grundwasserleiter aufweist. Die Länge des gesamten Modells samt Vor- und Hinterland beträgt 25 m. Eine dichte Stahlbetonwanne mit diesen Lichtmaßen dient als Umrandung und Kontinuumsgrenze für den großmaßstäblichen Versuch. [9]

Die Geometrie des experimentellen Modells ist folgendermaßen aufgebaut:

- Der Grundwasserleiter (GWL) hat eine Höhe von 1,3 m und ist 25 m lang.
- Darüber liegt die Deckschicht mit einer Höhe von 0,7 m und einer Länge von 25 m. Auf der Wasserseite des Dammes wurden jedoch 1,5 m freigelassen, damit die Versickerung in den Grundwasserleiter ohne Behinderung funktioniert. Damit soll eine Leckstelle in der Deckschicht im Uferbereich eines hochwasserführenden Flusses simuliert werden. Auf der Luftseite im Anschluss an den Damm durchdringt die mittig situierte Kiessäule die Deckschicht und bindet in den Grundwasserleiter ein.
- Die lotrechte Kiessäule selbst hat eine Gesamthöhe von 0,7 m und verbindet den Grundwasserleiter mit der Geländeoberfläche, um als Entlastungsdrainage zu dienen. In der ersten Messreihe wird eine Kiessäule mit einem Durchmesser von 0,2 m untersucht. Bei den zwei darauffolgenden Messreihen wird der Querschnitt um jeweils weitere 0,2 m aufgeweitet. Der größte Durchmesser der zu untersuchenden Kiessäule soll 0,6 m betragen.
- Der Damm hat eine Höhe von 2,5 m und eine Länge an der Basis von 15,5 m. Die Dammkrone ist 3 m lang. Beide Böschungen haben eine Neigung von 1:2,5.
- In der Längsachse des Dammes befindet sich eine Dichtwand aus Lehm mit einer Stärke von 0,4 m und einer Höhe von 3,5 m. Diese soll eine äquivalente Durchlässigkeit wie die einer 0,1 m starken Schmalwand aus Bentonit haben, welche bei dem Hochwasserschutzdamm an der March zur Anwendung kommt. Die Dichtwand wird 0,3 m in den Grundwasserleiter eingebunden.

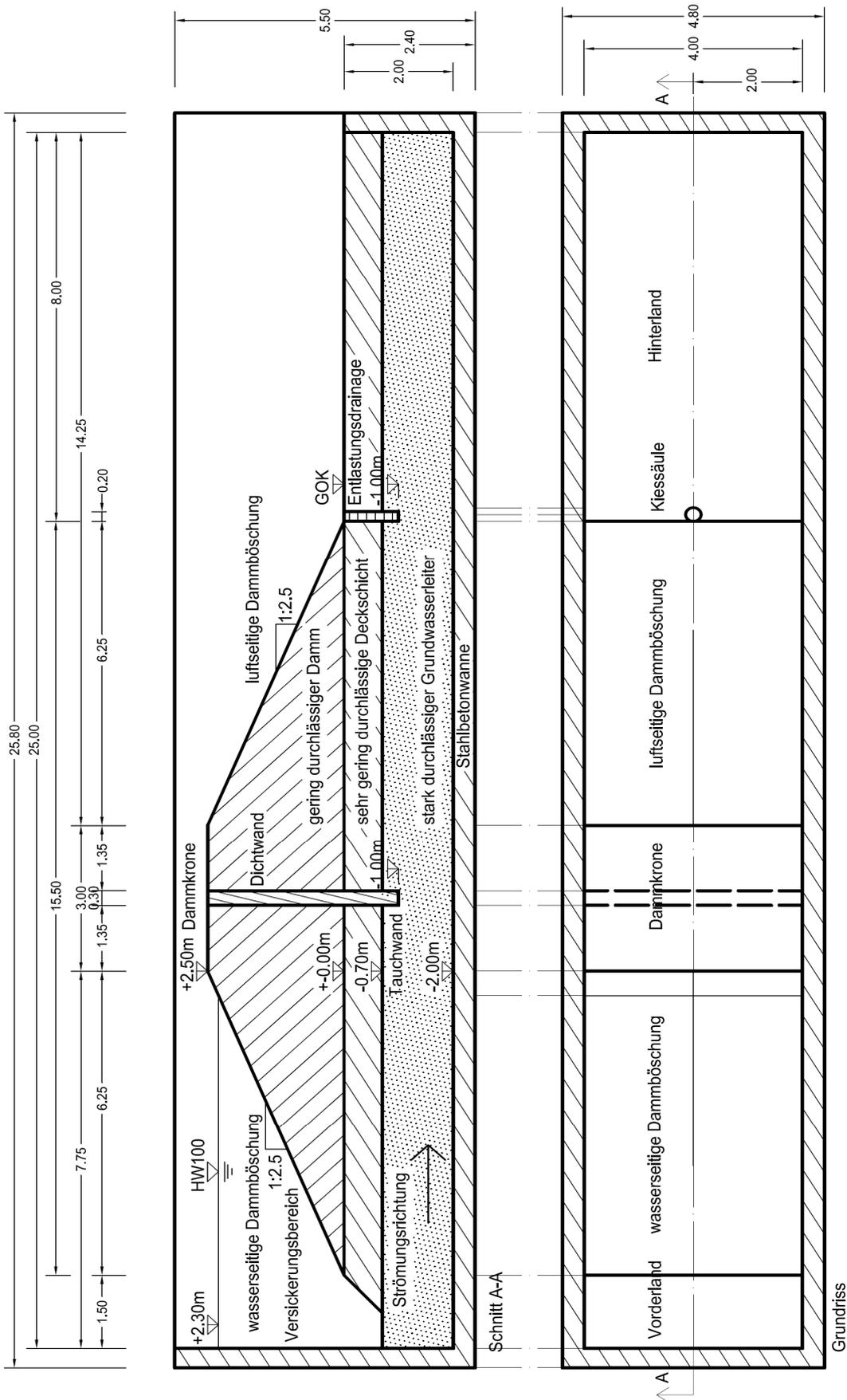


Abbildung 3.1 Darstellung des geplanten Feldversuches

3.1.3 Randbedingungen des Experiments

Der Aufbau des Feldversuches erfolgt innerhalb eines Stahlbetontroges, der nicht nur die Aufgabe der Dichtung gegen Verlust von Versuchswasser hat, sondern auch die seitliche Stützung des Dammes gewährleisten soll. Um spätere Setzung und Verschiebungen infolge Vollstau zu verhindern, werden zusätzlich die an die Dammflanken angrenzenden Wände im unteren Bereich mit einer außenseitigen Auflastschüttung und oben mit Zugstäben gehalten. Für die Herstellung des Aufbaues ist die abgrenzende Wand im Hinterland des Dammes nur bis zur Oberkante der Deckschicht ausgeführt worden. Die anderen Mauern haben eine Höhe von 5 m, welche bei Vollstau nur bis zu einer Höhe von 4,3 m durch den Wasserdruck belastet werden.



Abbildung 3.2 Stahlbetontrog des Feldversuches



Abbildung 3.3 Blick in den wassergefüllten Stahlbetontrog

Nach dem luftseitigen Dammfuß wird in der Symmetrieachse des Feldversuches das Sickerwasser aus der Kiessäule gefasst und über die kurze Wand zurück in das Vorhaltebecken mittels Freispiegelabfluss durch Rohre geleitet. In der Wasserfassung selbst, einem an den Kiessäulendurchmesser angepasstes PVC-Rohr, ist für die Durchflussmessung ein Messwehr integriert worden. Die Höhenmessung für die Bestimmung des Wasserspiegels erfolgt innerhalb der Kiessäule über Wasserdrucksensoren.



Abbildung 3.4 Ableitung der Sickerwässer, Blick in Richtung Damm



Abbildung 3.5 Ableitung der Sickerwässer, Blick in Richtung Rückleitung in das Vorhaltebecken

Der Zufluss in den Einstaubereich des Dammes erfolgt mit Hilfe einer Tauchpumpe, die aus dem Vorhaltebecken über einen 40 mm PVC-Schlauch das Versuchswasser fördert. Die maximale Förderrate der Pumpe ist abhängig von dessen Förderhöhe. Bei den Vorversuchen wurde festgestellt, dass die Förderleistung mehr als ausreicht und sogar gedrosselt werden muss.



Abbildung 3.6 Tauchpumpe und Vorhaltebecken



Abbildung 3.7 Einleitung des Wassers in das Versuchsbecken

Da der Zufluss nur über eine Drossel grob gesteuert werden kann, muss über eine Auslassöffnung in der Wand im unteren Einstaubereich das Versuchswasser kontrolliert wieder abgelassen werden. Die Wasserspiegelhöhensteuerung erfolgt außerhalb des Versuchsbeckens mit Hilfe des in der Höhe verstellbaren Endes des Schlauches, welches an der Auslassöffnung mittels Storz-Kupplung verbunden ist. Erreicht der Wasserstand im Versuchsbecken die Höhe des Überlaufs, fließt das austretende Wasser wieder zurück in das Vorhaltebecken.



Abbildung 3.8 Rückfluss durch den höhengesteuerten Überlauf des Versuchsbeckens



Abbildung 3.9 Rückleitung über Anschlüsse in der Rückwand des Stahlbetontroges

3.1.4 Versuchsböden

Für die Nachbildung des Hochwasserschutzdammes an der March wurden die Versuchsböden aus Schüttmaterial, das vergleichbare bodenphysikalische Kennwerte zu jenen des Vorbildes aufweist, gewählt. Die Untergrundverhältnisse in der Natur waren aus Bodengutachten und Studien bekannt und wurden im Versuchsmodell nachgebildet. In Laborversuchen wurden Stichproben der hergestellten Schichten untersucht und die Ergebnisse mit den Anforderungen der Bodengutachten verglichen.

Folgende Bodengruppen wurden für den Feldversuch verwendet [8]:

- Das Grundwasserleitermaterial besteht aus gut durchlässigen sandig-kiesigen Sedimenten.
- Die bindige Deckschicht wird aus einem gering durchlässigen, tonigen Schluff mit mittlerer Plastizität und vorwiegend steifer bis halbfester Konsistenz hergestellt.
- Das Dammschüttmaterial besteht aus einem sandigen Schluff bis kiesigen Sand mit weitgestufter Kornverteilung.
- Die Dichtwand wurde aus demselben Material wie die Deckschicht hergestellt. Bei dessen Herstellung wurde besonders auf die Verarbeitung und Verzahnung der einzelnen Lagen geachtet. Die Einbindung in den Grundwasserleiter wurde aus einer Foliendichtung hergestellt.
- Für die Kiessäule kam Drainagematerial, vorwiegend rundkörniger Mittel- bis Grobkies, zur Anwendung.



Abbildung 3.10 Blick von oben in die Kiessäule: Drainagematerial umhüllt mit einem Filtervlies, Kabelleitung des eingebauten Messpegels sowie Messwehr;

Die Auswertung der Ergebnisse der Laborversuche für die Übereinstimmung der Bodenkennwerte mit den hydraulischen Anforderungen wird im Folgenden dargestellt. Die Bodenproben wurden, wie in der Abbildung 3.11 ersichtlich, den entnommenen Böden zugeordnet und nach ÖNORM B 4401-1 [11] untersucht. Für die hydraulischen Versuche an dem Modelldamm ist die Kenntnis der Durchlässigkeitsbeiwerte von Bedeutung. Die anderen im Labor bestimmten Größen dienen der Klassifizierung, der Beurteilung der Verdichtbarkeit und Erosionsanfälligkeit.

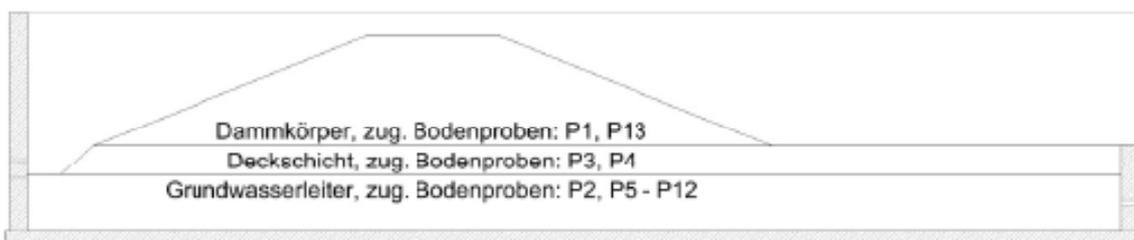


Abbildung 3.11 Darstellung der zugeordneten Bodenproben des experimentellen Modells [8]

Tabelle 3.1 zugeordnete Bodenkenwerte

Zuordnung der Proben	allgemeine Bezeichnung	minimale Durchlässigkeit	mittlere Durchlässigkeit	maximale Durchlässigkeit
Grundwasserleiter	Kies-Sand-Gemisch	$9,3 \cdot 10^{-5}$ m/s	$2,67 \cdot 10^{-3}$ m/s	$1,2 \cdot 10^{-3}$ m/s
Deckschicht	mittelplastischer Ton		$6,20 \cdot 10^{-10}$ m/s	
Dammkörper	intermittierend gestuftes Sand-Kies-Gemisch	$5,5 \cdot 10^{-7}$ m/s	$1,05 \cdot 10^{-4}$ m/s	$2,1 \cdot 10^{-4}$ m/s



Abbildung 3.12 Vorversuch zur Überprüfung der Durchlässigkeit nach Fertigstellung des Grundwasserleiters, Ermittlung des Wasserstandes im Standrohr mittels elektrischen Spitzenpegel und Maßband, Zufluss über Auslässe in der Rückwand des Stahlbetontroges;



Abbildung 3.13 Lagenweises Einbringen des bindigen Deckschichtmaterials



Abbildung 3.14 Deckschichtmaterial vor und nach der Verdichtung



Abbildung 3.15 Probenentnahmen aus einer verdichteten Schüttlage zur Bestimmung der Bodenkennwerte



Abbildung 3.16 Verdichtung der Dammschüttlagen mittels Vibrationswalze und Stampfer, zusätzliches Einbringen von Bentonitpulver zur Verhinderung von Fugenerosion an den Stahlbetonwänden

3.2 Durchflussmessung

Eine Durchflussmessung ist die Erfassung einer Wassermenge in einem bestimmten Zeitabschnitt. Grundsätzlich unterscheidet man die Durchflussmessung von Freispiegelabflüssen und jene in Druckrohrleitungen, bei welcher meist Druckdifferenzen zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeit gemessen werden.

Direkte Messungen geben einen eindeutigen Zusammenhang zwischen Messwerten und zugeordnetem Durchfluss Q . Ein solcher kann eine Höhenablesung eines Wasserspiegels an einem Messwehr oder eine Zeitmessung bei einer Füllung eines Messbehälters sein.

$$Q = f(h) \quad \text{bzw.} \quad Q = \frac{V}{t} \quad (76)$$

Indirekte Messungen erfolgen meist, wenn die Bedingungen einer direkten Messung nicht erfüllt werden können oder diese unwirtschaftlich ist. Bei einer indirekten Messung wird die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m ermittelt. Die Kenntnis des Durchflussquerschnittes A wird benötigt, um mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung den Durchfluss zu berechnen. [1]

$$Q = v_m \cdot A \quad (77)$$

3.2.1 Messsysteme zur Bestimmung von Durchflüssen

Für die Messung von Freispiegelabflüssen gibt es mehrere Möglichkeiten, diese zu erfassen und einer Charakteristik zuzuordnen. Die einfachste Möglichkeit dies zu bewerkstelligen, ist die Messung der Zeit, die benötigt wird, um einen Messbehälter zu füllen. Der Kippbehälter hat dasselbe Prinzip und den Vorteil, dass er durch ein Zählwerk automatisiert werden kann.

$$Q = V \cdot \frac{n}{t} \quad (78)$$

V ...	Volumen	[m ³]
f(h) ...	Funktion mit Höhe als variablen Parameter	[m ³ /s]
t ...	Zeit	[s]
n ...	Anzahl	[-]

Eine andere Möglichkeit, Freispiegelabflüsse zu messen, ist die Verwendung von einem Messwehr. Eine hinreichend genaue Durchflussmessung erhält man mit dem Rehbockwehr, einem rechteckigen und scharfkantigen Messüberfall. Durch eine Wasserstandsmessung im Oberwasser kann mit Hilfe der bei einer Kalibrierung festgestellten Durchflusskurve die überströmte Menge berechnet werden. [1]

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot h_e \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_e} \quad (79)$$

$$h_e = h + 0,0011 \quad (80)$$

$$\mu = 0,6035 + 0,0813 \cdot \frac{h_e}{w} \quad (81)$$

Q...	Durchfluss	[m ³ /s]
h...	Überfallhöhe	[m]
b...	Überfallbreite	[m]
b ₀ ...	Gesamtbreite	[m]
w...	Wehrhöhe	[m]

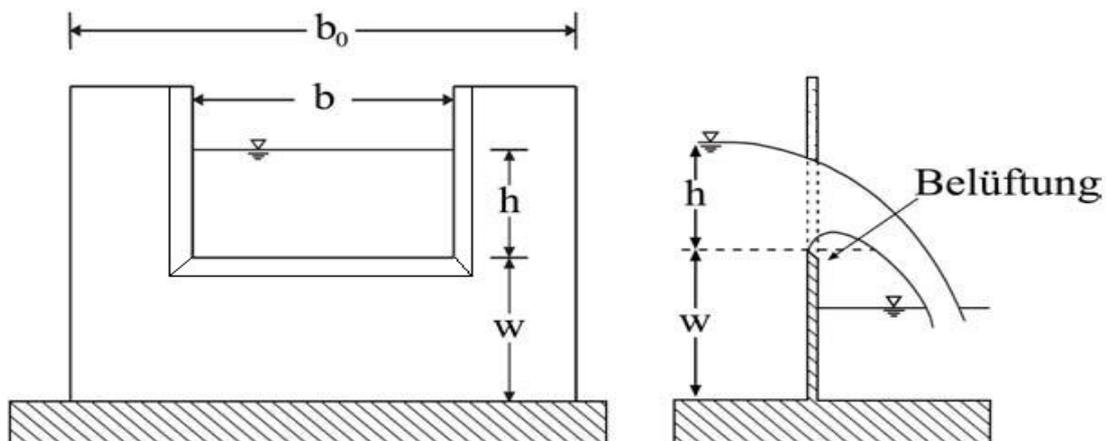


Abbildung 3.17 Rehbockwehr, [3] geändert

Für genauere Durchflussmessungen verwendet man das Thomsonwehr, bei dem der Durchflussquerschnitt V-förmig und mit scharfkantigem Messüberfall ausgeführt ist. Die Wasserspiegelmessung wird außerhalb des Einflussbereiches der Strömungsbeschleunigung des Messwehres vorgenommen. [1]

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \mu \cdot \tan \alpha \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h^5} \quad (82)$$

$$\mu \leq 0,6 \quad (83)$$

Q...	Durchfluss	[m ³ /s]
h...	Überfallhöhe	[m]
b...	Überfallbreite	[m]
b ₀ ...	Gesamtbreite	[m]
w...	Wehrhöhe	[m]
α ...	Öffnungswinkel	[°]
g...	Erdbeschleunigung	[m/s ²]

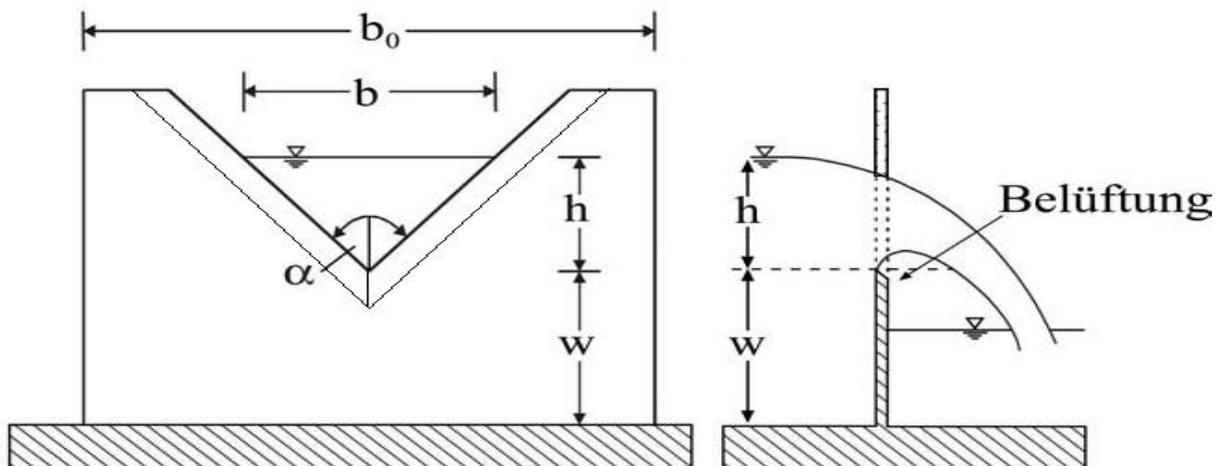


Abbildung 3.18 Thomsonwehr, [3] geändert

Bei starker Verschmutzung wie z. B. bei Kläranlagen wird der Venturikanal verwendet. Dieser kann zu den Messwehren gezählt werden, obwohl es keinen Aufstau zur Bestimmung des Wasserstandes im Oberwasser benötigt. Durch eine Sohlschwelle und eine seitliche Verengung wird ein Fließwechsel erzwungen, bei dem eine Energieverlusthöhe für die Durchflussberechnung bei einer separaten Eichung ermittelt werden muss. [1]

$$Q = C \cdot C_V \cdot \sqrt{b \cdot g \cdot h_0^3} \quad (84)$$

Q...	Durchfluss	[m ³ /s]
h ₀ ...	Oberwassertiefe	[m]
b...	Breite der Einschnürstrecke	[m]
C...	Reibungsbeiwert	[-]
C _v ...	Geschwindigkeitsbeiwert	[-]
g...	Erdbeschleunigung	[m/s ²]

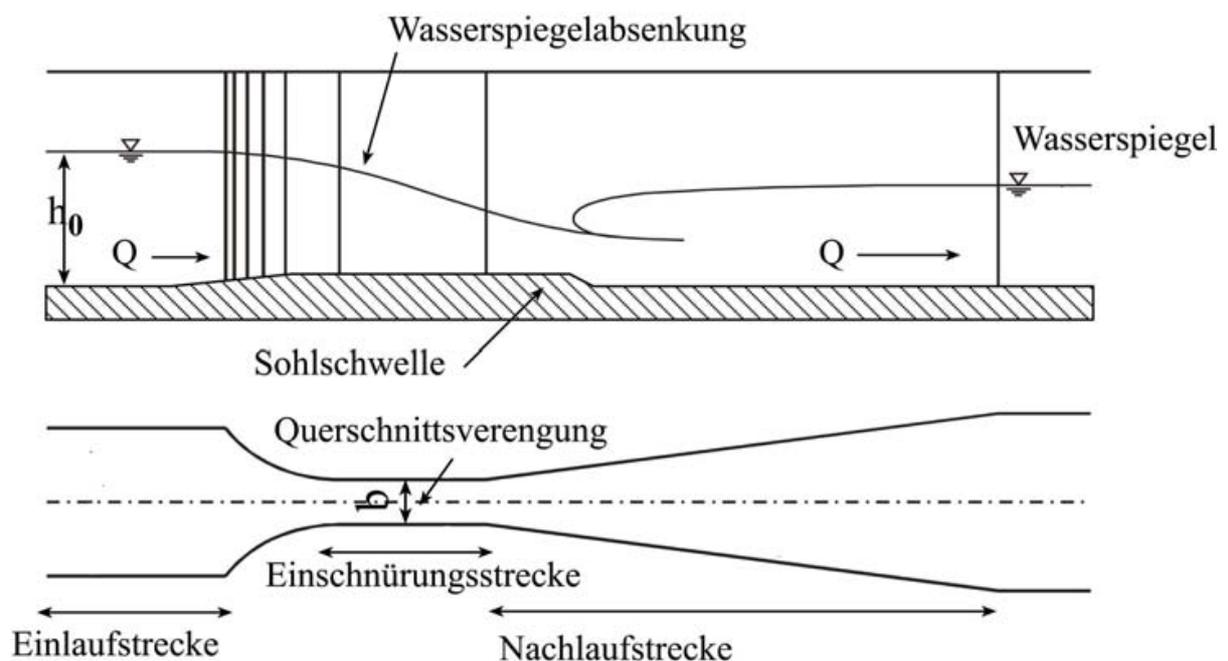


Abbildung 3.19 Venturikanal, [3]

Ein Messwehr ist durch eine bestimmte Geometrie definiert, der ein bestimmter Durchfluss Q bei einer bestimmten Überfallhöhe h zugeordnet werden kann. Ein Wehr dient zur Aufstauung eines Fließgewässers, um die potentielle Energie eines höheren Wasserstandes zu nutzen oder um ein Speicherbecken zu erhalten. Zusätzlich stellt es eine wichtige Abflusseinrichtung bei einer Stauanlage dar. Nicht steuerbare Wehre mit fester Wehrkrone werden überströmt und die Überfallhöhe, jene Wasserspiegelhöhe über der Krone, hängt von der Durchflussmenge ab. Die steuerbaren Wehre werden mit Hilfe von Verschlussorganen geöffnet und können unterströmt und/oder überströmt werden. Übt das Unterwasser nach dem Wehr keinen Einfluss auf den Durchfluss aus, wird dies als vollkommener Überfall bezeichnet. Messwehre haben feste Kronen und benötigen zur Erfassung des Durchflusses einen vollkommenen Überfall. [1]

Ein Messwehr besteht aus drei Teilen:

- Einlaufbereich bzw. Beruhigungsstrecke für eine gleichmäßige Anströmung im Oberwasser;
- Messwehr- bzw. Einschnürbereich mit definierter Geometrie;
- Nachlaufbereich/-strecke im Unterwasser für die Ableitung des Durchflusses.

3.2.2 Wahl des geeigneten Messsystems

Das Konzept der Sickerwässerquantifizierung und der Ableitung der Sickerwässer aus der Kiessäule sieht vor, dass auf die Entlastungsdrainage ein Rohr mit gleichem Durchmesser aufgesetzt wird. Zur Durchflussmessung weist das Rohr eine definierte Überfallkante auf, an der die Menge des innerhalb der Säule aufsteigenden Wassers genau gemessen werden kann. Darüber hinaus muss durch einen dichten Anschluss des Messwehrrohres an die Kiessäule gewährleistet werden, dass es an dieser Kontaktstelle zu keinem Wasseraustritt kommen kann, welche die Messung verfälschen würden. Die Messung des Durchflusses soll berührungslos und ohne Behinderung der Strömung erfolgen. Ein zu großer Anstieg im Rohr würde eine größere Gegenkraft zur Auftriebskraft in der Kiessäule darstellen und zu ungenauen Messergebnissen führen. Demnach muss das Messsystem unmittelbar über der Deckschicht situiert werden und darf das Wasser maximal 10 cm aufstauen.

Im Rahmen der Voruntersuchungen [9] wurden verschiedene Messwehrformen sowie deren Messgenauigkeit und Eignung für den Einsatz im Zuge der naturmaßstäblichen Modellversuche untersucht und für diesen Feldversuch kalibriert. Die experimentellen Studien ergaben die beste Übereinstimmung der untersuchten Messeinrichtungen mit den gestellten Anforderungen für den Einsatz eines Thomsonwehres mit 30° Öffnungswinkel. Es wurde festgestellt, dass eine Messwehrhöhe von weniger als 8 cm für den Maximaldurchfluss ausreicht und dabei die minimalen Höhendifferenzen der einzelnen Intervallschritte 3 bis 4 mm betragen und somit eine eindeutige Änderung der Wasserspiegelhöhe nachweisbar ist. [9]

Da drei verschiedene Kiessäulendurchmesser untersucht werden, sind drei Messwehre kalibriert worden. Das kleinste Wasserfangrohr, in welches ein Messwehr integriert worden ist, hat 200 mm Durchmesser und 150 mm Gesamthöhe. Der tiefste Punkt der Überfallkanten des Thomsonwehres liegt 81 mm über der Rohrunterkante. Damit sind 31 mm für die Fallhöhe des vollkommenen Überfalles vorhanden, wenn die Einbindetiefe für die Verbindung mit der Kiessäule 50 mm haben soll. Die Überfallkanten sind für eine Belüftung des Überfallstrahles mit 45° abgeschrägt.

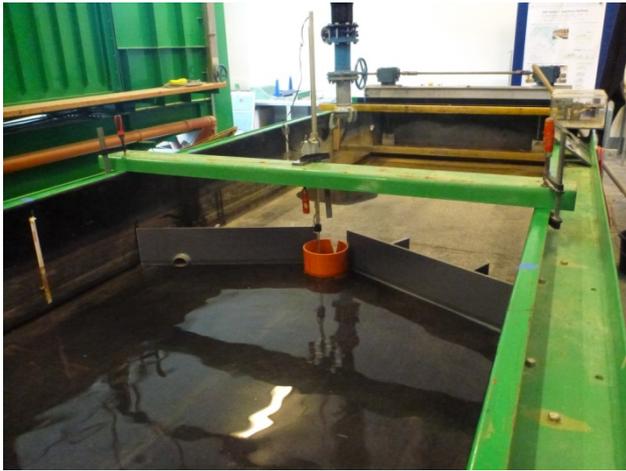


Abbildung 3.20 oben: Kalibrierung des Messwehres in einem Wasserfassungsrohr mit 200 mm Durchmesser mit darüber liegendem Höhenmessgerät



Abbildung 3.21 rechts: Detailabbildung des Messwehres

Die Gleichung der Durchflusskurve für das kalibrierte Messwehr mit einem Durchmesser von 200 mm lautet:

$$Q = 417,777 \cdot h^{2,3} \quad (85)$$

Die maximale Abweichung der Durchflusskurve zu einem der Messpunkte beträgt 0,03 l/s. Der Abstand vom Messwehnullpunkt zur Wasserspiegelhöhe bei dessen Anspringen ergibt sich zu 2 mm.

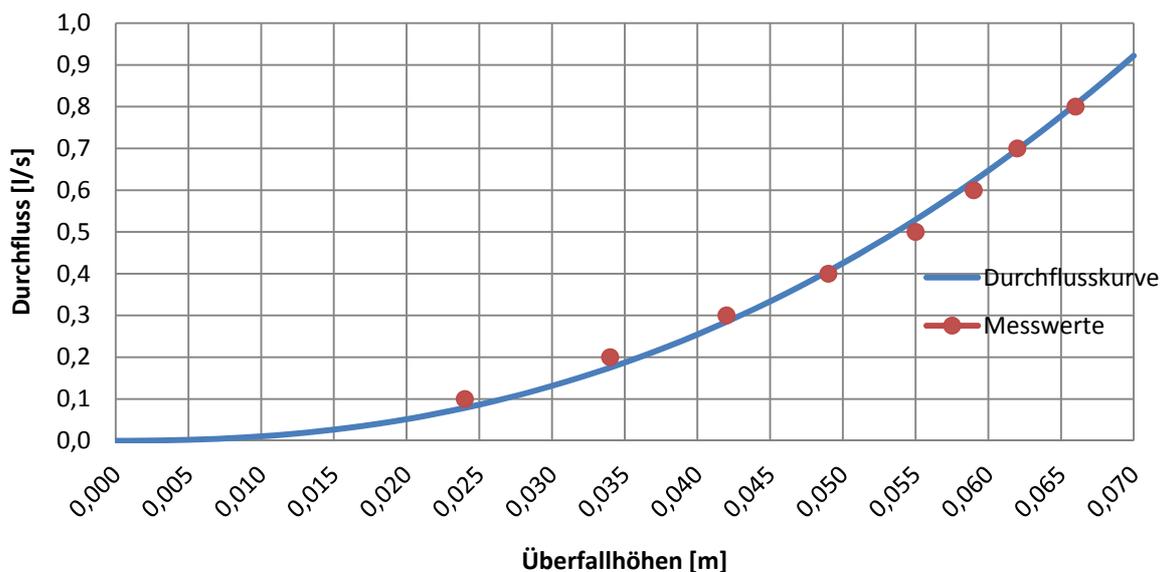


Abbildung 3.22 Durchflusskurve des 30°-Thomsonwehres in einem 200 mm PVC-Rohr

Das zweite Messwehr ist in einem 150 mm hohen Rohr mit einem Durchmesser von 400 mm integriert. Der Öffnungswinkel beträgt 29°. Die Überfallkanten haben Schrägen mit 45° Neigung.



Abbildung 3.23 oben: Kalibrierung des Messwehres in einem Wasserfangsrohr mit 400 mm Durchmesser bei einem Durchfluss von 0,8 l/s

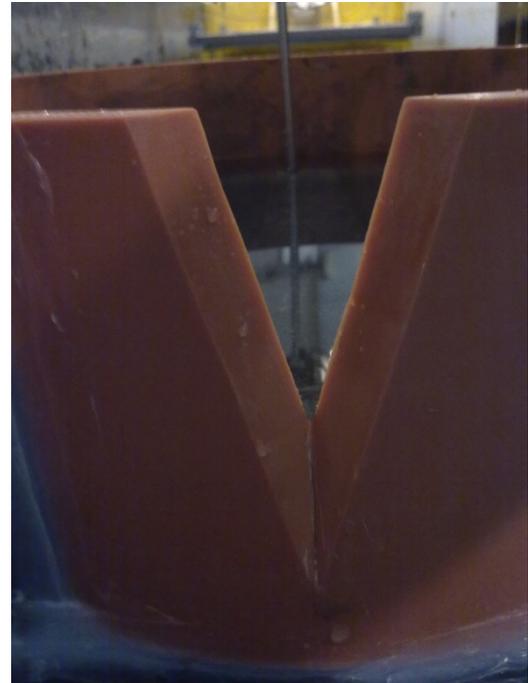


Abbildung 3.24 rechts: Detailabbildung des Messwehres

Die Gleichung der Durchflusskurve für das kalibrierte Messwehr mit einem Durchmesser von 400 mm lautet:

$$Q = 765,707 \cdot h^{2,65} \quad (86)$$

Die maximale Abweichung der Durchflusskurve zu einem der Messpunkte beträgt 0,04 l/s. Der Abstand vom Messwehrrnullpunkt zur Wasserspiegelhöhe bei dessen Anspringen ergibt sich zu 5 mm.

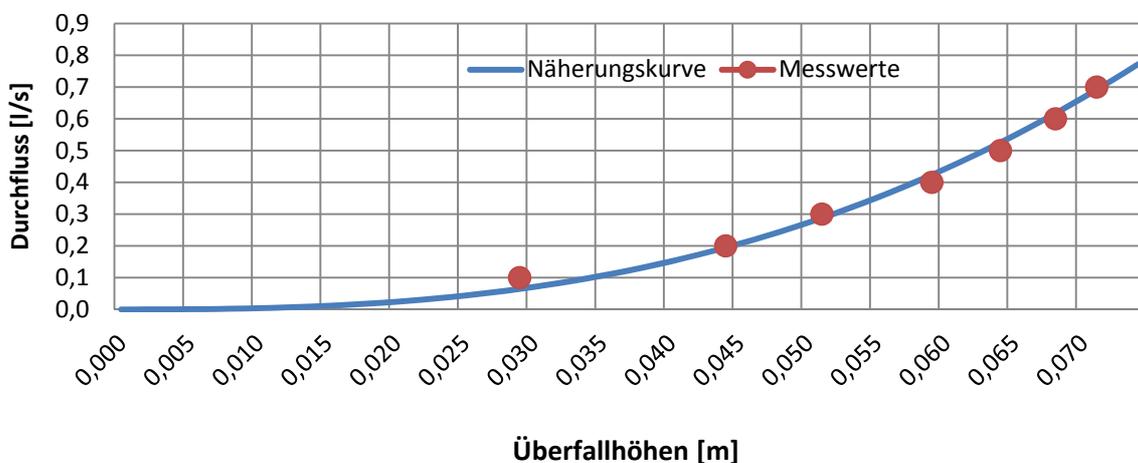


Abbildung 3.25 Durchflusskurve des 29°-Thomsonwehres in einem 400 mm PVC-Rohr

Das dritte Messwehr ist in einem 180 mm hohen Rohr mit einem Durchmesser von 600 mm integriert. Der Öffnungswinkel beträgt 31°. Die Überfallkanten haben Schrägen mit 45° Neigung.



Abbildung 3.26 Kalibrierung des Messwehres in einem Wasserfassungsrohr mit 600 mm Durchmesser bei einem Durchfluss von 0,8 l/s



Abbildung 3.27 rechts: Detailabbildung des Messwehres

Die Gleichung der Durchflusskurve für das kalibrierte Messwehr mit einem Durchmesser von 600 mm lautet:

$$Q = 93,066 \cdot h^{1,84} \quad (87)$$

Die maximale Abweichung der Durchflusskurve zu einem der Messpunkte beträgt 0,04 l/s. Der Abstand vom Messwehnullpunkt zur Wasserspiegelhöhe bei dessen Anspringen ergibt sich zu 2 mm.

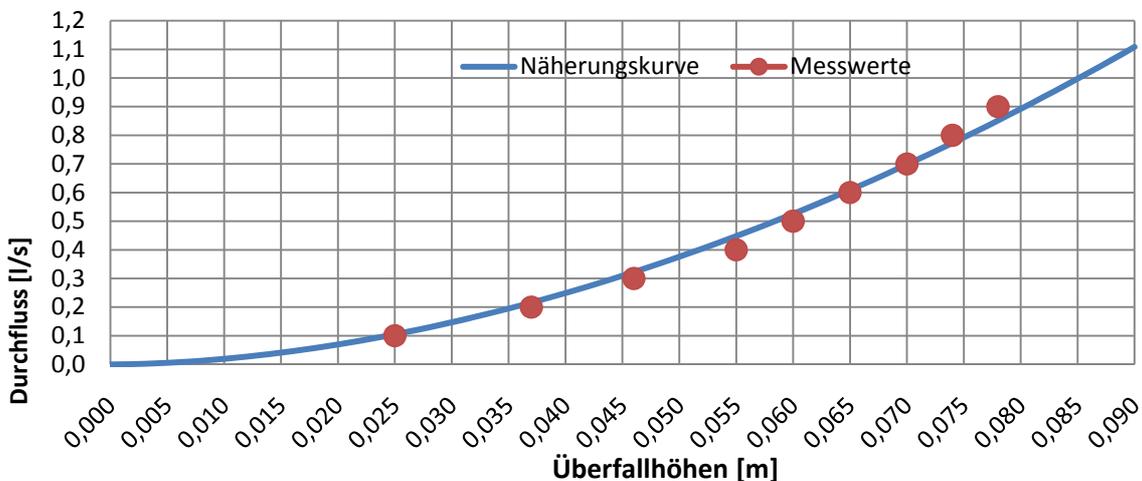


Abbildung 3.28 Durchflusskurve des 31°-Thomsonwehres in einem 600 mm PVC-Rohr

3.3 Messungen zur Quantifizierung der Sickerwässer aus Kiessäulen

Die erste Messreihe am physikalischen Dammodell wurde am 26. November 2012 gestartet und endete nach drei Tagen. Ihr Ziel war die Erfassung der Sickerwasseraustritte aus einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 200 mm und die Ermittlung ihres Entlastungseffekts im Grundwasserleiter. Aufgrund eines Versagens der Deckschicht wurde das Experiment frühzeitig abgebrochen, um weitere Beschädigungen am Versuchsobjekt zu verhindern. Es bildete sich während der Simulation eines stationär gehaltenen Hochwasserstandes ein Leck zwischen Deckschicht und Stahlbetonwand im letzten Drittel des luftseitigen Dammbereichs. An der Fehlstelle trat Sickerwasser aus und überschwemmte das Hinterland. Durch eine schnelle Absenkung des Hochwasserspiegels konnte eine Vergrößerung des beschädigten Bereiches verhindert werden. Wegen des frühzeitigen Wintereinbruchs Anfang Dezember konnten keine Reparaturen und weitere Messreihen durchgeführt werden. Dennoch ist es möglich, die bis dato ermittelten Messdaten als Vergleich mit den Berechnungsdaten des numerischen Modells und zur Quantifizierung der Sickerwässer aus der Kiessäule zu verwenden.



Abbildung 3.29 Leckbildung im Hinterland des Dammes aufgrund von Fugenerosion entlang des Schalungsstoßes

3.3.1 Messeinrichtung

Zur Erfassung der Druckhöhen im Grundwasserleiter befinden sich in der Symmetrieachse des Dammmodells folgende Messinstrumente:

- 1 Pegelsonde (Pegel 1) in einem Standrohr im Versickerungsbereich
- 6 Pegelsonden (Pegel 2 bis 7) in 6 Standrohren im Dammbereich
- 2 Porenwasserdruckgeber (PWD 1 und 2) vor der Kiessäule
- 1 Pegelsonde (Kiessäulenpegel) ohne Standrohr in der Kiessäule
- 4 Porenwasserdruckgeber (PWD 3, 4, 5, 7) nach der Kiessäule
- 3 Pegelsonden (Pegel 8 bis 10) in 3 Standrohren im Hinterland des Dammes

Bis auf den Kiessäulenpegel befinden sich die Pegelsonden am unteren Ende der Standrohre. Diese sind auf der Grundwasserleitersohle hergestellt und reichen über das Niveau des Bemessungshochwasserspiegels. Die Filterstrecken der Standrohre befinden sich nur auf Höhe des Grundwasserleiters, damit keine Verbindung zum wasserführenden Dammkörper besteht. Um bei späteren Messreihen auch die Sickerlinie im Damm messen zu können, wurden Standrohre auf der Deckschicht hergestellt. Deren Filterstrecken befinden sich nur im Inneren der Dammschüttung.

In der Kiessäule befindet sich die Pegelsonde an deren unterem Ende auf Höhe der Deckschichtunterkante. Da kein Standrohr verwendet wird, schützt ein kurzes perforiertes PVC-Rohr die Messsonde.

Die Porenwasserdruckgeber liegen zwischen Grundwasserleiter und Deckschicht und messen die Belastung auf die Deckschichtunterkante vor und nach der Kiessäule um deren Entlastungswirkung genauer feststellen zu können.

Die Abbildung 3.33 zeigt den Plan der Messsensoren und dient deren Zuweisung zu den einzelnen Messauswertungen. Von den Pegelsonden 6, 9 und 10 sowie von dem im Plan nicht ersichtlichen Porenwasserdruckgeber (PWD6) gibt es keine auswertbaren Messdaten.



Abbildung 3.30 Blick in die Versuchseinrichtung: im Grundwasserleiter eingebaute Standrohrpegel



Abbildung 3.31 oben: Messwehrrohr auf Kiessäule und eingebauten Messpegel, links im Bild: Abflussrohr für die Wiedereinleitung des Versuchswassers

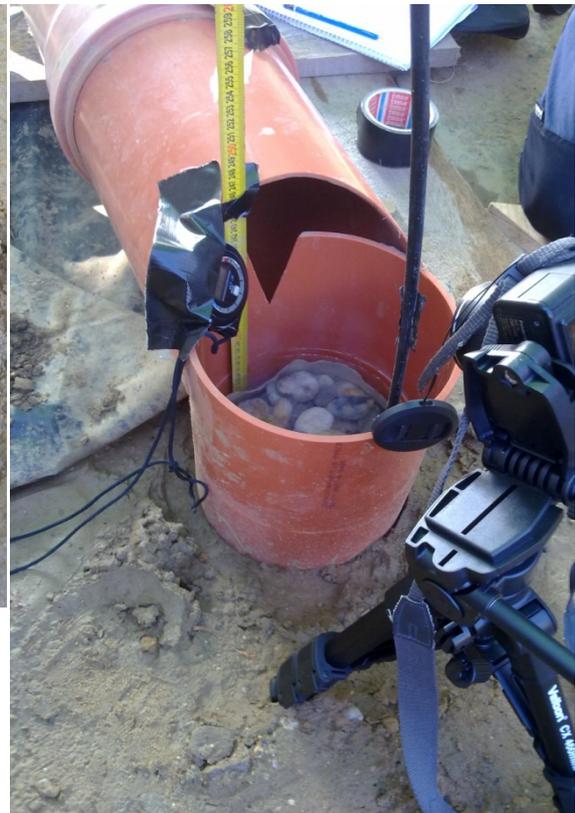


Abbildung 3.32 rechts: Videobeweiseinrichtung mit Stoppuhr sowie Maßband im Messwehrbereich für eine spätere Synchronisierung mit den Pegeldata

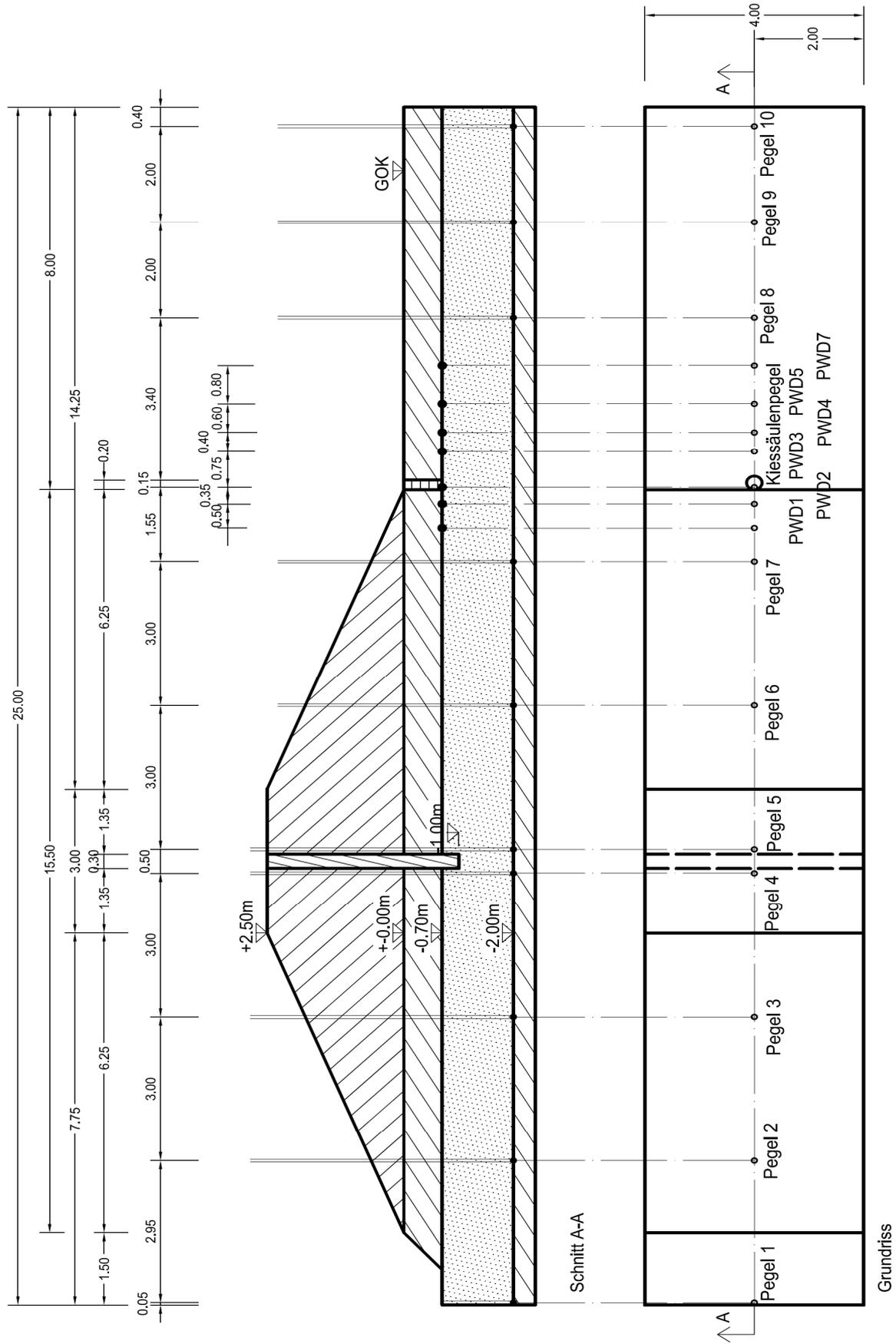


Abbildung 3.33 Darstellung der Lage der Messensoren im experimentellen Versuchsmodell

3.3.2 Auswertung der Messergebnisse

Die Abbildung 3.35 stellt alle aufgenommenen Messdaten in einem Zeit-Höhen-Diagramm dar. Jede farblich markierte Linie zeigt die Messwerte des jeweiligen Messensors während des Versuchs. Die Pegel beziehen ihre Werte auf das Niveau der Sohle des Grundwasserleiters, da sie in diesen eingebunden sind. Die Porenwasserdruckgeber haben als Basis das Niveau der Deckschichtunterkante und liefern erst ab jenem Zeitpunkt, in dem das Wasser über diesem liegt, auswertbare Daten. Dadurch ist es ersichtlich, dass diese um die Mächtigkeit des Grundwasserleiters als Höhendifferenz von den Pegeldaten abweichen. Für eine bessere Darstellung hat man die Angleichung der Messsensoren an eine Ebene unterlassen, da sich die Linien kaum von einander unterscheiden würden. Dennoch ist zu sehen, dass die Linien der jeweiligen Sensorart sich überlappen und nur geringe Abweichungen aufweisen. Weiters ist ein Linienverlauf zu erkennen, der vier steile Anstiege und darauffolgende lang anhaltende Flachstellen zeigt. Diese kennzeichnen jeweils einen schnellen Anstieg der simulierten Hochwasserwelle und die Einstellung eines stationären Zustandes mit konstant gehaltenem Wasserspiegel. Die vier Flachstellen repräsentieren die Hochwasserstände auf Niveau der Deckschichtunterkante, der Geländeoberkante sowie 50 cm und 100 cm über dieser. Der Kiessäulenpegel weicht signifikant von den anderen Messsensoren ab, sobald der Wasserspiegel in der Entlastungsdrainage die Höhe des Messwehres erreicht hat.



Abbildung 3.34 Blick von der Dammkrone in das Versuchsbecken: simulierter Hochwasserstand auf Niveau der Deckschichtoberkante bzw. Geländeoberkante, rechts im Bild: Zufluss und Wasserspiegelberuhigung

Sämtliche Messdaten der Messreihe: Kiessäule mit 200 mm Durchmesser

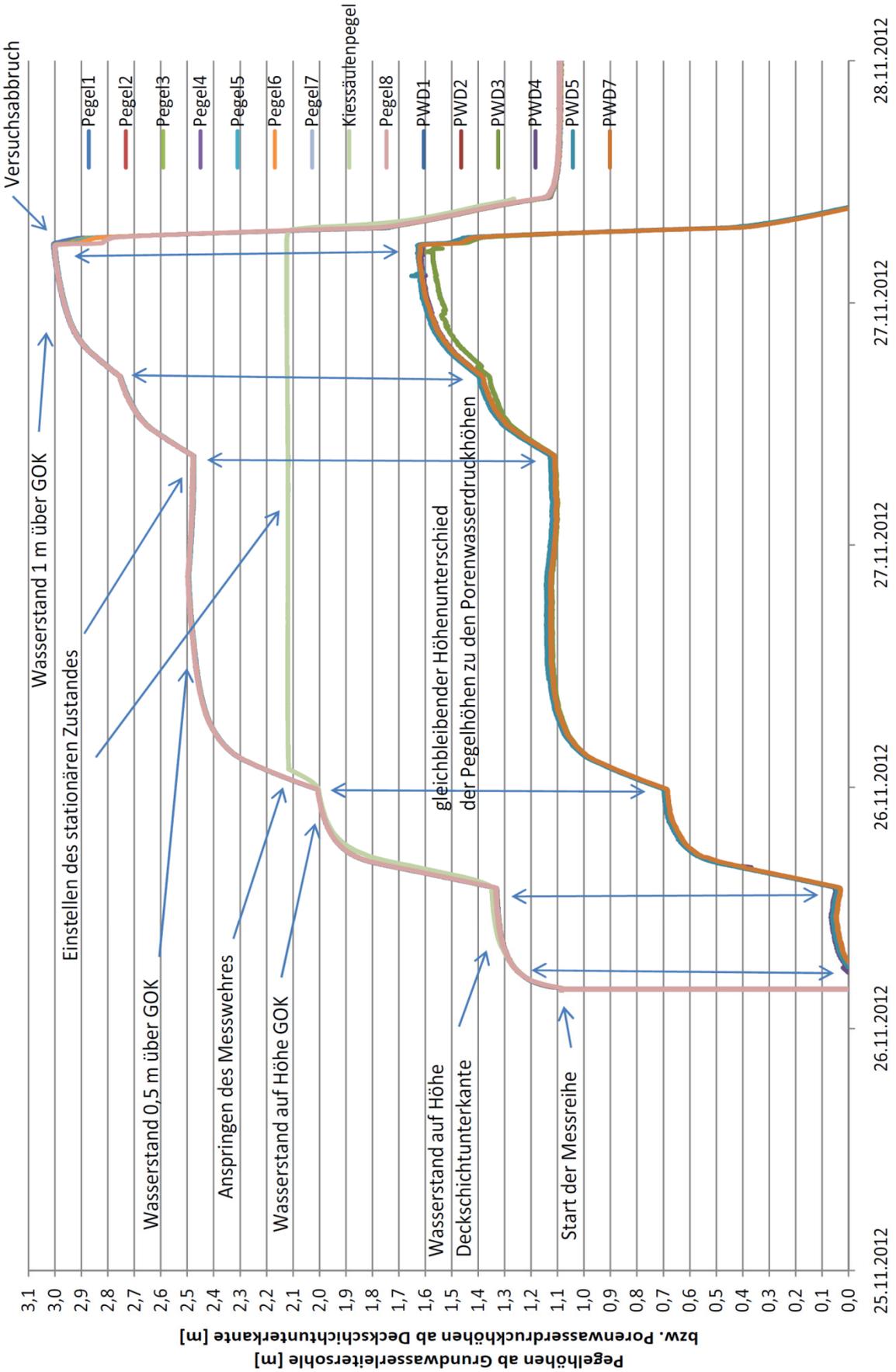


Abbildung 3.35 Darstellung der Auswertung aller Messdaten in einem Zeit-Höhen-Diagramm

Um die Pegel im Bereich der Entlastungsdrainage zu vergleichen, werden in der Abbildung 3.36 nur die Daten von den umliegenden Pegeln mit jenem in der Kiessäule betrachtet. Als Referenzpegel dient der im Versickerungsbereich installierte Messsensor. Zusätzlich wurde das Niveau der Geländeoberkante (GOK) eingezeichnet, um die Relation zu den Standrohrspiegel zu verdeutlichen.

Die zugehörigen Messwerte eines Pegels werden wieder durch die jeweilige Linie repräsentiert. Es ist zu erkennen, dass der Wasserspiegel in der Entlastungsdrainage nach Erreichen der Geländeoberkante nicht in dem Ausmaß steigt wie die in den Standrohren. Ab dem Niveau des Messwehnullpunktes ist kein weiterer Anstieg feststellbar. In der Abbildung 3.37 ist eine geringe Erhöhung ersichtlich. Durch nähere Betrachtung des letzten Anstieges der Pegel 1, 7 und 8 bemerkt man eine erstmalige Abweichung in den verschiedenen Standrohren. Dieser Unterschied wird nicht durch den Effekt der Entlastungsdrainage begründet, sondern durch die Entspannung des Grundwassers durch das Auftreten des Lecks in der Deckschicht im Hinterland. Im Diagramm ist zu sehen, dass zuerst Pegel 8 und danach Pegel 7 von dem unabhängigen Referenzpegel 1 abweicht. Der darauffolgende schnelle Abfall aller Pegel ist durch die Absenkung des simulierten Hochwasserspiegels begründet. Die Flachstelle danach kennzeichnet das Niveau der Auslassöffnung zur Regulierung des Wasserstandes im Versuchsbecken.

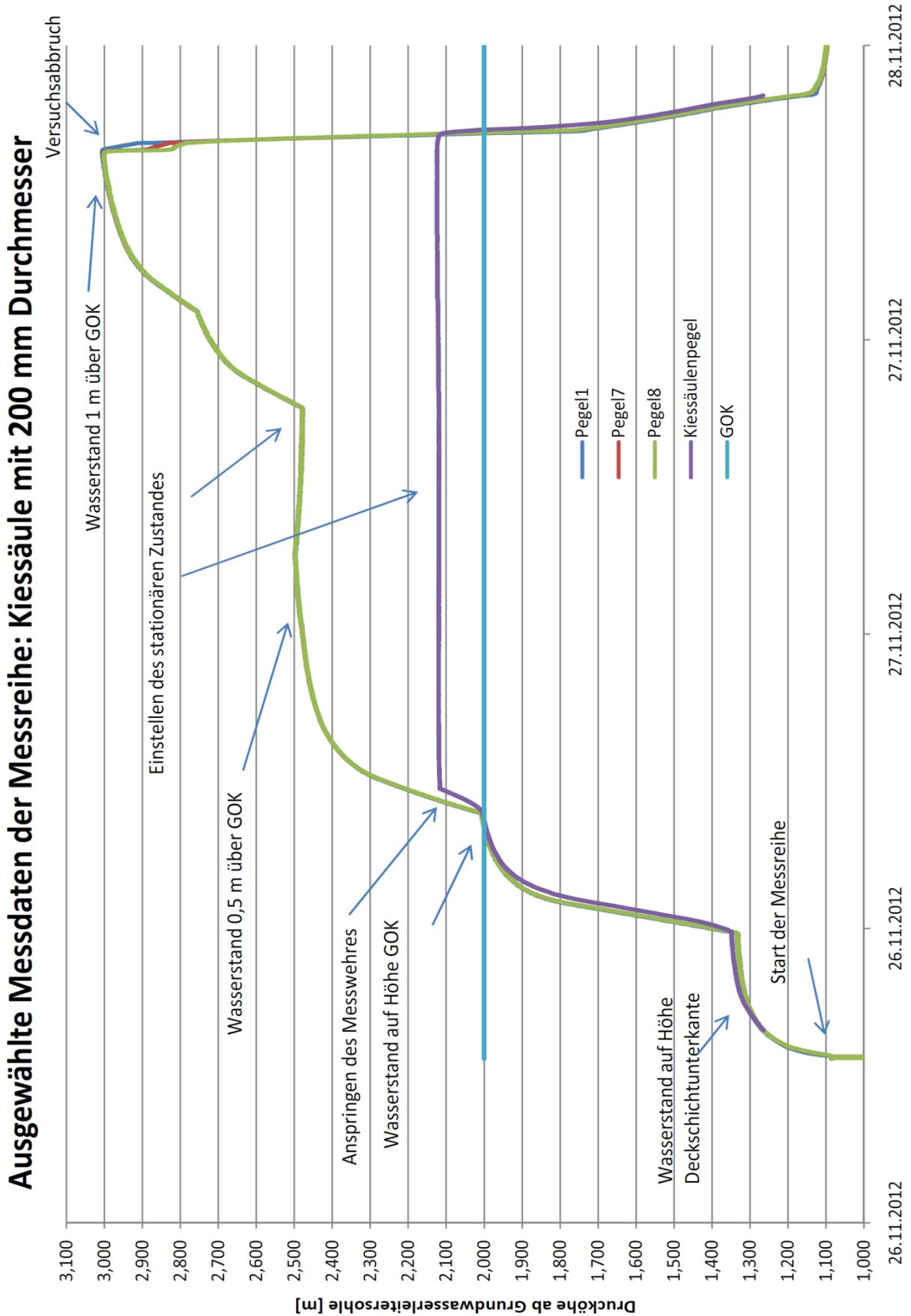


Abbildung 3.36 Darstellung des Vergleiches des Kiessäulenpegel mit den benachbarten Pegel

In Abbildung 3.37 bezieht sich der Kiessäulenpegel auf das selbe Niveau wie die Porenwasserdruckgeber. Die Deckschichtunterkante dient als neue Basis, um den Vergleich zwischen der Wasserspiegelhöhe in der Entlastungsdrainage mit den Druckhöhen entlang der Symmetrieachse des Modells besser darzustellen.

Die unterschiedlichen Linien repräsentieren die Messwerte der Drucksensoren. Ihr Verlauf weist wieder die markanten Anstiege infolge des zunehmenden Hochwasserstandes auf. Jedoch ist eine geringe Abweichung der Messwerte an den einzelnen Sensoren festzustellen. Dies begründet sich damit, dass die Messsonden in unmittelbarer Nachbarschaft zur Kiessäule den Entlastungseffekt deutlicher messen. Die Porenwasserdruckgeber 2 und 3 registrieren eine um 5 cm reduzierte Druckhöhe im Vergleich zu den anderen. Die Abnahme des Porenwasserdrucks bei dem quasi-stationär gehaltenen Niveau von 50 cm über der Geländeoberkante, welcher im Diagramm als Hügel bei 1,2 m Druckhöhe ersichtlich ist, begründet sich durch den leicht gesunkenen Wasserstand im Versuchsbecken. Dieses Phänomen ist durch die Sättigung des Dammfußes bedingt. Der Wasserstand wird durch die Regulierung von Zu- und Ablauf konstant gehalten und kann nur durch die Interaktion mit einem nicht wassergesättigten Boden um dieses Ausmaß verändert werden.

Weiters ist in Abbildung 3.37 ein quasi-konstanter Kiessäulenpegel zu erkennen. Die Zunahme der Wasserspiegelhöhe in der Entlastungsdrainage ab dem Zeitpunkt des Anspringens des Messwehres beträgt weniger als 1 cm.

Kiessäulenpegel- und Porenwasserdruckgeberdaten der Messreihe: Kiessäule mit 200 mm Durchmesser

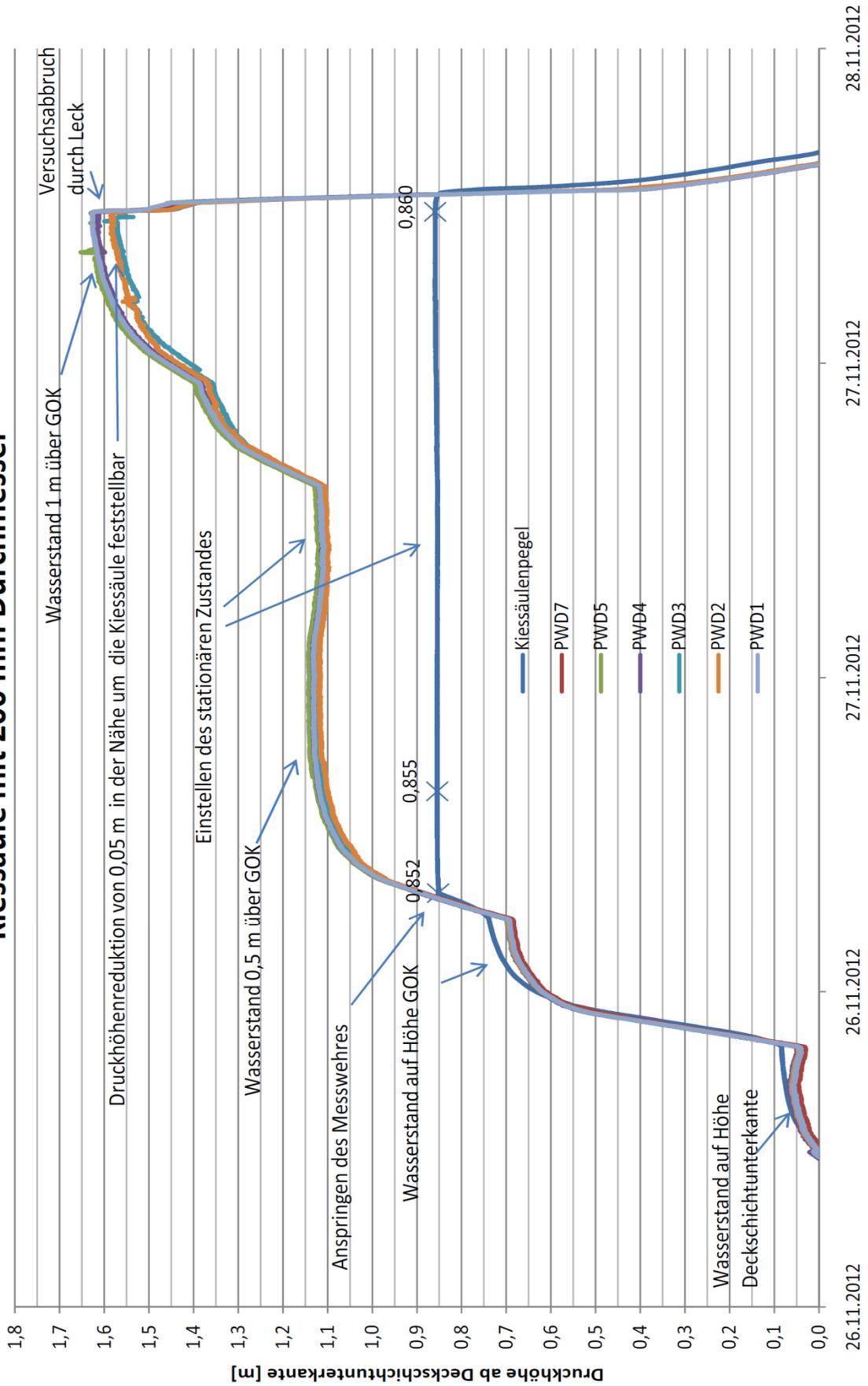


Abbildung 3.37 Vergleich des Kiessäulenpegels mit den Porenwasserdruckgeber

Der Bezug des maximalen Wasserstandes zum Niveau des Messwehnullpunktes dient der Ermittlung der durchflossenen Messwehrhöhe und beträgt 10 mm. Mit Hilfe der Kalibrierungskurve des Messwehres kann der Durchfluss bestimmt werden. Laut Berechnung mit Hilfe der Durchflusskurvengleichung (85) ergeben 10 mm Überfallhöhe, 0,01 l/s Sickerwasserausfluss. Aufgrund der geringen Höhe kann das wahre Ergebnis nicht exakt bestimmt werden. Der geringste Durchfluss bei der Kalibrierung war mit 0,1 l/s nach unten beschränkt und wies 23,5 mm Überfallhöhe auf. Dadurch weicht die Berechnung für kleinere Höhen, die außerhalb des kalibrierten Messbereichs liegen, ab und der Durchfluss kann nur extrapoliert werden. Der wahre Messwehrdurchfluss liegt mit Berücksichtigung der in der Formel (85) angegebenen Abweichung in einen Bereich von 0,001 l/s bis 0,04 l/s. Der Verlauf des Messwehrdurchflusses, der den Sickerwasseraustritt der Entlastungsdrainage während der simulierten Hochwasserwelle repräsentiert, folgt im Anschluss an das folgende Diagramm.

Berechnung des Messwehrdurchflusses für 10 mm Überfallhöhe:

$$Q = 417,777 \cdot h^{2,3} = 417,777 \cdot 0,01^{2,3} = 0,010 \text{ l/s} \quad (88)$$

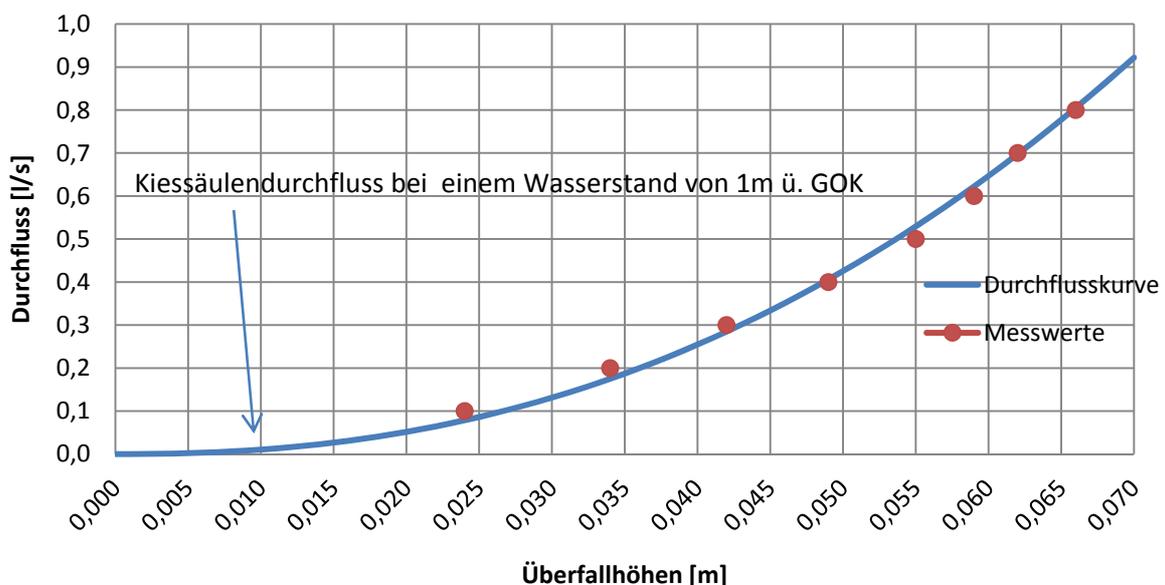


Abbildung 3.38 Auswertung des Kiessäulendurchflusses mit Hilfe der Kalibrierungskurve des verwendeten Messwehres

Auswertung des Durchflusses in der Messreihe: Kies säule mit 200 mm Durchmesser

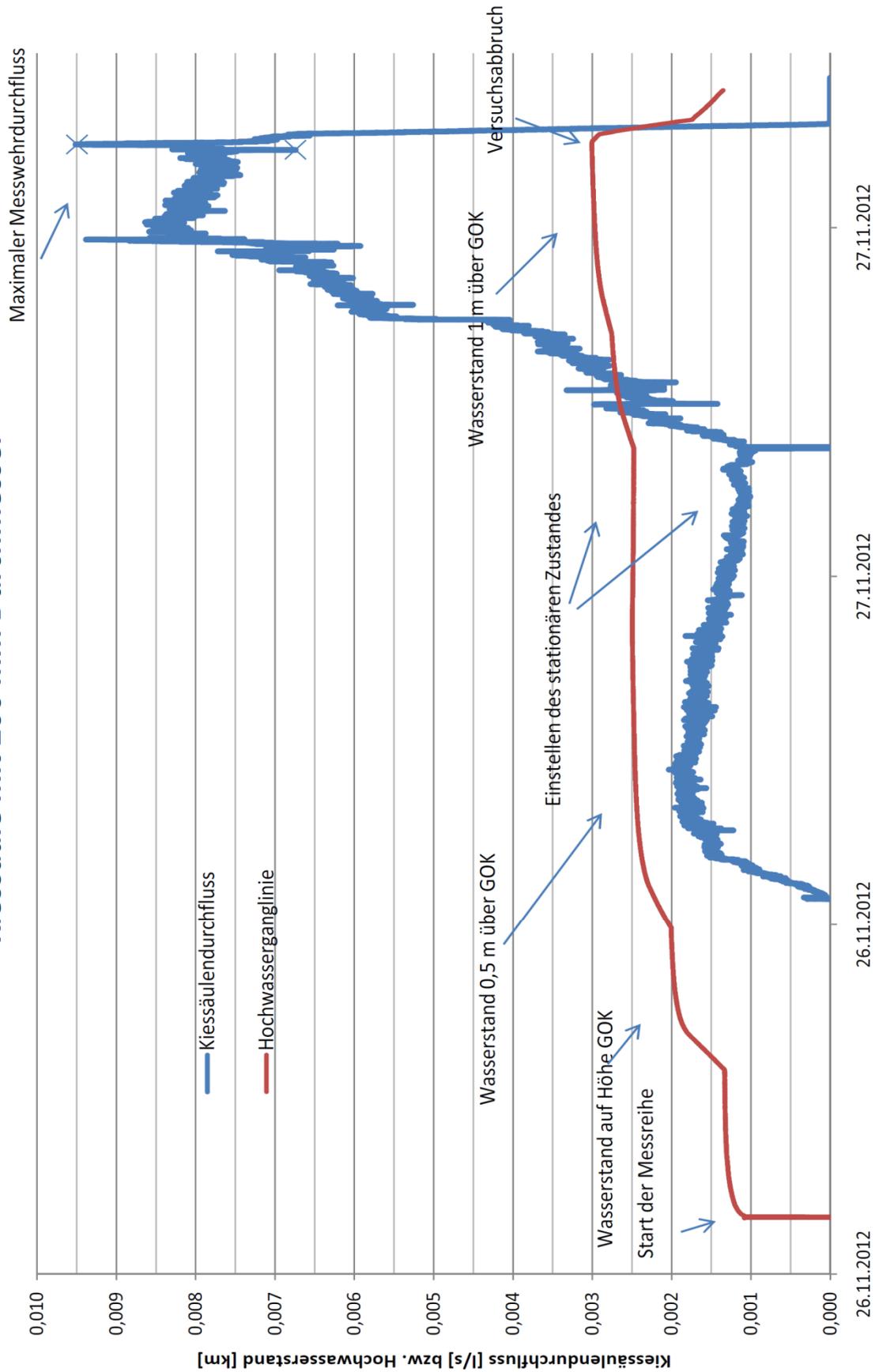


Abbildung 3.39 Verlauf des Kies säulendurchflusses während der Versuchsdauer

Für den Vergleich der Durchflussdaten aus dem experimentellen Versuchsmodell mit den numerischen Modellberechnungen wird auf Kapitel 5 verwiesen. In der im Anhang befindlichen Tabelle 11.4 sind die berechneten Kiessäulendurchflüsse für die jeweiligen Hochwasserstände dargestellt. Dafür wurden signifikante Pegelwerte ausgewählt, um eine Auswertung in 10 cm Höhendifferenzen für die simulierte Hochwasserwelle zu erhalten. Es ist zu beachten, dass diese Durchflüsse nicht stationäre Zustände repräsentieren, sondern die mit der Kalibrierungskurve ermittelten Berechnungsergebnisse, die aus den Überfallhöhen des Messwehres bestimmt wurden.

Wie schon in Abbildung 3.36 zu erkennen war, so ist auch in der tabellarischen Darstellung ersichtlich, dass sich der Nullpunkt des Messwehres auf der Höhe von 2,11 m über der Sohle des Grundwasserleiters befindet und der Durchfluss mit steigendem Hochwasserpegel, der vom Referenzpegel 1 dargestellt wird, zunimmt. Der Nullpunkt des Messwehres wurde durch eine zeitliche Bestimmung des erstmaligen Anspringens des Messwehrüberfalles festgelegt und ist in der Tabelle 11.5 im Anhang ersichtlich.

Der maximal bestimmte Durchfluss in der Messreihe der Kiessäule mit 200 mm Durchmesser beträgt 0,01 l/s. Die dazu gehörige Differenz der Pegelstände ergibt sich durch die Subtraktion des Referenzpegelwertes mit jenem des Kiessäulenpegels auf 0,88 m.

$$\Delta H = H_w - h_w = 3,006 - 2,125 = 0,881 \text{ m} \quad (89)$$

Die Berechnungswerte des Kiessäulendurchflusses wurden mit der im Kapitel 3.2.2 ersichtlichen Formel (85) ermittelt. Eine tabellarische Aufstellung der signifikanten Pegelstände sowie der Messergebnisse der Porenwasserdruckgeber ist in der Tabelle 11.6 im Anhang dargestellt.

Ende der Messreihe: Kesselsäule mit 200 mm Durchmesser

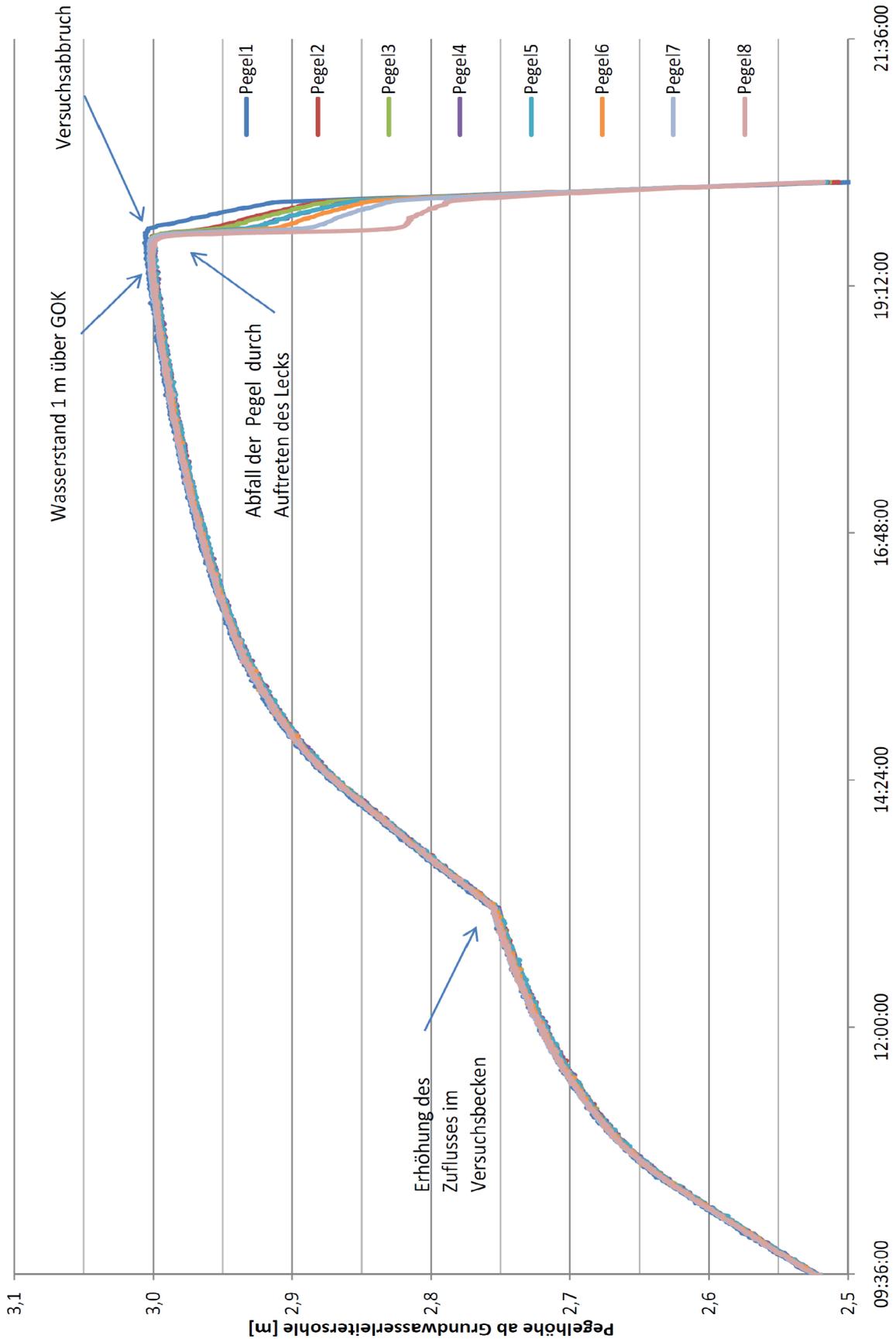


Abbildung 3.40 Auswertung der Messdaten für das Ende der Messreihe

4. Numerische Untersuchungen zur Bestimmung von Durchflüssen aus Entlastungsdrainagen

Numerische Modellrechnungen dienen der Berechnung einer komplexen Aufgabe, die im Allgemeinen analytisch nicht lösbar ist. Die Finite Elemente Methode (FEM) ist ein numerisches Lösungsverfahren. Mit ihrer Hilfe lassen sich Näherungsfunktionen für die exakte Lösung einer partiellen Differentialgleichung ermitteln. Dabei wird ein Berechnungsgebiet in endlich viele Elemente geteilt. Diese haben endlich viele Parameter und jedes einzelne eine bestimmte Anzahl von Ansatzfunktionen, welche zusammen ein Gleichungssystem bilden. Mit Hilfe von Anfangs-, Rand- und Übergangsbedingungen kann dieses gelöst werden. Die Größe dieses Gleichungssystems hängt von der Anzahl der Finiten Elemente ab. Je feiner die Einteilung des Berechnungsgebietes ist, desto genauer stimmt im Allgemeinen die numerische mit der exakten Lösung überein. Allerdings steigt mit der Anzahl der Elemente auch der Rechenaufwand.

4.1 Die numerisches Modellierung

4.1.1 Allgemeines

Das Ziel der numerischen Modellierung des untersuchten Strömungsvorganges ist die Bestimmung von Durchflüssen der Kiessäulen. Die Ergebnisse aus der numerischen Berechnung sollen mit jenen der experimentellen Untersuchung verglichen werden. Dieses diente vor der wasserbaulichen Untersuchung zu Abschätzung der Durchfluss-Bandbreite der Kiessäule für die Dimensionierung des Messwehres und wurde für weitere Untersuchungen von stationären und instationären Zuständen adaptiert.

Mit dem Finiten Elemente Programm GGU-SS-FLOW2D für zweidimensionale Systeme wurde ein Schnittmodell des Hochwasserschutzdammes inklusive Untergrund mit vereinfachten Annahmen nachgebildet und nach der Potentialtheorie berechnet [2]. Mit Hilfe bekannter Abmessungen, Durchlässigkeitsbeiwerte und Porenanteile der untersuchten Schichten und des Dammkörpers können Wasserdruckprofile, Sickerwege und Sicker Mengen berechnet werden. Über die Variation der Eingangsparameter wurde ein Durchflussmengenbereich für die Untersuchung der Entlastungsdrainagen ermittelt.

4.1.2 Das Modell der numerischen Berechnungen

Das numerische Modell ist ein vertikal, ebenes System mit einer Einheitsbreite von 1 m. Es weist dieselben Abmessungen wie jene des großmaßstäblichen Modells auf. Der Aufbau des Dammes und die Untergrundsichtung wurden nach dem Vertikalschnitt durch die Symmetrieachse des Feldversuches modelliert. Das Berechnungsnetz des Finite Elemente Programms für den zu untersuchenden Damm inklusive des Untergrundes besteht aus fast 14.000 gleichschenkeligen, rechtwinkligen Dreiecken mit über 7.000 Knotenpunkten. Damit soll eine hohe Dichte an Elementen, die das Untersuchungsgebiet beschreiben, für eine genaue Betrachtung erzielt werden. [9]

Herstellungsbedingte Änderungen beim Bau des experimentellen Modelldammes führten zur Abweichung von der Planung und wurden bereits im Kapitel 3.1.2 erwähnt. Dadurch unterscheidet sich das numerische Modell von dem Versuchsmodell in einigen Punkten nur geringfügig.

Die Geometrie des zweidimensionalen Modells ist folgendermaßen definiert [9]:

- Der Grundwasserleiter (GWL) hat eine Höhe von 1,3 m und ist 25 m lang.
- Darüber liegt die gering durchlässige Deckschicht mit einer Höhe von 0,7 m und einer Länge von 25 m. Die Deckschichtoberkante (DOK) ist die Geländeoberkante (GOK). Im wasserseitigen Dammfußbereich soll eine Fehlstelle in der Deckschicht simuliert werden, indem diese mit einer Böschung von 45° abgeschrägt wird. Am luftseitigen Dammfuß durchdringt die Kiessäule die Deckschicht und bindet in den Grundwasserleiter ein. Allen luftseitigen Knotenpunkten an der DOK ist das Potential von 2,0 m zugewiesen, da die Sohle des GWL als Basis für die Berechnung definiert ist.
- Die Kiessäule selbst hat eine Gesamthöhe von 1 m. Davon verlaufen 0,7 m in der Deckschicht und 0,3 m im Grundwasserleiter. Durch die Einheitsbreite von 1 m wurde die kreisrunde Querschnittsfläche auf eine flächen-äquivalente Rechteckfläche umgerechnet. Für einen Durchmesser von 600 mm entspricht das einer Länge von 0,28 m im numerischen Modell.

- Der Damm hat eine Höhe von 2,5 m und eine Länge an der Basis von 15,5 m. Die Dammkrone hat eine Länge von 3 m. Beide Böschungen haben eine Neigung von 1:2,5. Auf der linken Seite befindet sich die Wasserseite des Dammes. Allen Knotenpunkten an deren Oberfläche wurde ein Potential zugewiesen, das den jeweiligen Hochwasserstand simuliert. Die verschiedenen Wasserspiegel unterhalb des Bemessungshochwassers werden über eine Potentialänderung sowie durch eine Löschung der Potentialzuweisung der Punkte oberhalb der untersuchten Wasserstände simuliert.
- In der Symmetrieachse des Dammes befindet sich eine Schicht mit einer sehr geringen Durchlässigkeit. Damit soll eine Schmalwand als Dichtebene mit einer Stärke von 0,1 m und einer Höhe von 3,5 m sowie dessen Einbindung in den Grundwasserleiter mit 0,3 m, simuliert werden.

Die folgende Abbildung stellt einen Ausgabedruck des Berechnungsprogramms für das numerische Modell dar. Ein detaillierter Plan kann dem Kapitel 3.1.2 entnommen werden.

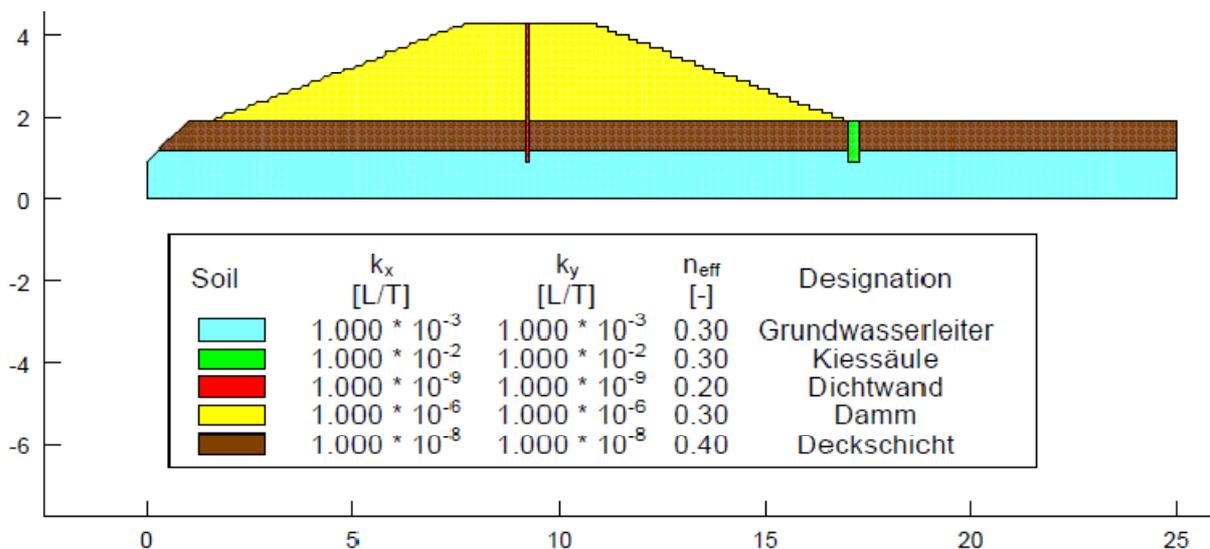


Abbildung 4.1 Darstellung des numerischen Modells

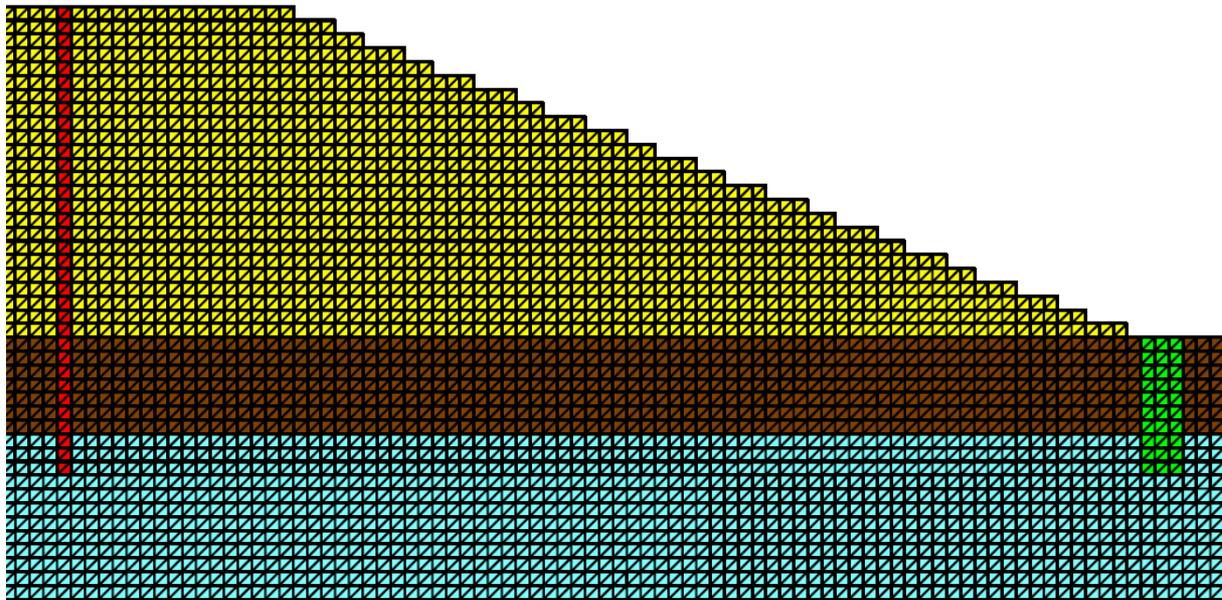


Abbildung 4.2 Ausschnitt aus dem Modellnetz

Ein wesentlicher Punkt bei der Überlegung des numerischen Modells ist die Diskrepanz zwischen der vorliegenden zweidimensionalen Grundwasserströmung in der Berechnung und jener im untersuchten Experiment. Diese ist weder zweidimensional noch rein dreidimensional. Die analytischen Berechnungen der Analogiemodelle in Kapitel 2.4.3 haben gezeigt, dass der Druckverlauf im Grundwasserleiter aufgrund des Durchflusses aus einer radialsymmetrisch angeströmten Entlastungsdrainage nicht wie erwartet verläuft. Aufgrund der Abmessungen des Feldversuches kann sich kein Absenktrichter für den gespannten Wasserspiegel einstellen. Lokal um die Kiessäule wird eine Belastungsreduktion wie sie in den analytischen Berechnungen zu erkennen war auch feststellbar werden, jedoch ist die Grundwasserströmung des Feldversuches aufgrund des Verhältnisses von Länge zu Breite gleichartig und laminar. Die treibende Kraft hinter der Wasserbewegung ist durch das hydraulische Gefälle gegeben. Dieses ist über den Querschnitt gesehen konstant, weil die Sickerwegverlängerung im Vergleich zu der kürzesten Fließstrecke zwischen Versickerungsbereich und Kiessäule nur gering ausfällt. Somit ist die Annahme einer Grundwasserströmung, die sich mit gleicher Geschwindigkeit über den durchflossenen Querschnitt bewegt, mit jener wie sie im Feldversuch und in der Natur vorkommt begründet.

Ebenso wurde angenommen, dass die in den numerischen Berechnungen fehlende seitliche und rückwärtige Anströmung der Entlastungsdrainage damit ergänzt werden könnte, dass

die Umrandung der Kiessäule fiktiv aufgerollt wird. Somit wäre der Durchfluss auf eine 3,8 m breite Anströmfläche zu berechnen. Die Umlegung der Zylinderfläche der Kiessäuleneinbindung auf die Breite des experimentellen Modells von 4 m wäre im Falle der Entlastungsdrainage mit einem Durchmesser von 600 mm vernachlässigbar.

Die Vereinfachung als Sickergraben konnte ebenfalls getroffen werden, da das von dem FEM-Programm erzeugte Strömungsbild hauptsächlich eine Frontalanströmung der Entlastungsdrainage erkennen lässt, obwohl mit einer lokalen Radialanströmung der Kiessäule zu rechnen ist.

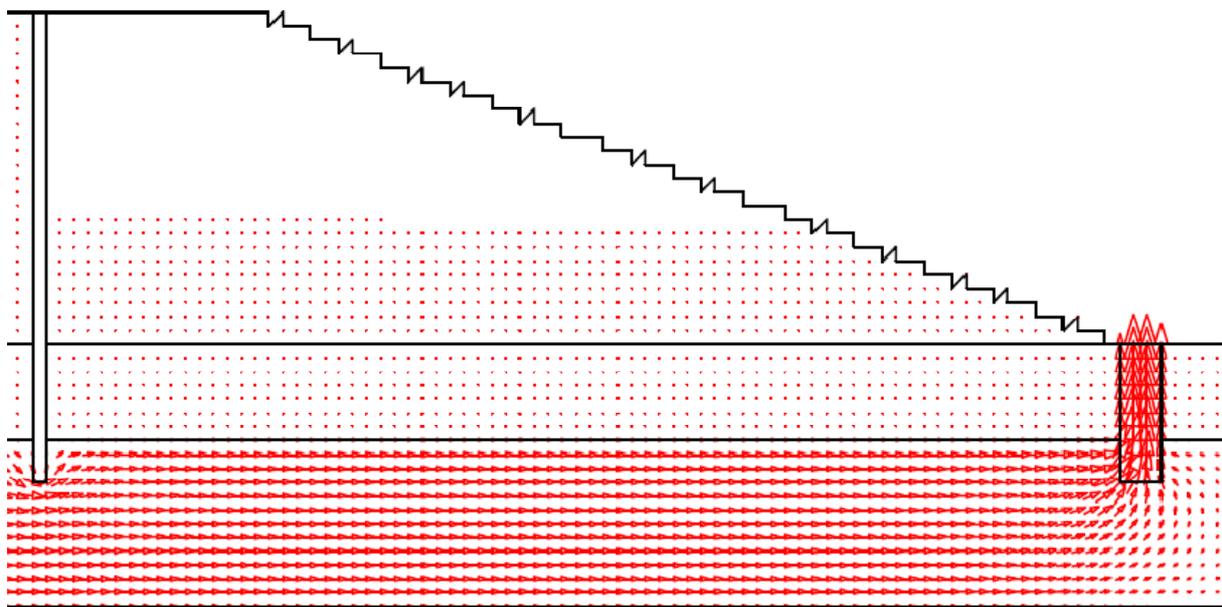


Abbildung 4.3 Ausschnitt eines Ausgabedruckes des FEM-Programms: Die Grundwasserströmung wird mit Pfeilen beschrieben, wobei die Größe eines Pfeils die Strömungsgeschwindigkeit in diesem Punkt darstellt.

4.1.3 Eingabe der bodenphysikalische Parameter in die numerische Berechnung

Die bodenphysikalischen Eingangsparameter für die numerische Modellrechnung wurden anhand von früheren Untersuchungen [9] festgelegt und sind in der folgenden Tabelle dargestellt. Neben der Potentialzuweisung von Knotenpunkten sind sie die einzigen veränderbaren Eingangsparameter im Rahmen des computerunterstützten Untersuchungsmodells.

Tabelle 4.1 Bodenphysikalische Kennwerte

	Porenanteil	Durchlässigkeitsbeiwert
Bezeichnung	[-]	[m/s]
Grundwasserleiter	0,3	$1 \cdot 10^{-3}$
Deckschicht	0,4	$1 \cdot 10^{-8}$
Dammkörper	0,3	$1 \cdot 10^{-6}$
Dichtwand	0,2	$1 \cdot 10^{-9}$
Kiessäule	0,3	$1 \cdot 10^{-2}$

Um auch den Durchfluss für Kiessäulen mit einem Durchmesser von 200 mm und 400 mm im selben Modell zu berechnen, wurde die Durchlässigkeit der Kiessäulen in Relation zu der Durchlässigkeit der Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm gesetzt. Im Zuge der Voruntersuchungen [9] sind verschiedene Modelle simuliert worden. Dabei wurde die Netzfeinheit variiert und die Ergebnisse der unterschiedlichen Modellberechnungen miteinander verglichen. Ein dichtes Modellnetz mit regelmäßigen Dreieckselementen wurde ausgewählt, da es den besten Verlauf der Potentialisolines darstellte. Ebenso wurde in diesen Modellen die Durchflussfläche der Kiessäule mit der berechneten äquivalenten Rechteckslänge variiert, um Unterschiede im Durchfluss feststellen zu können. Da die Durchflussergebnisse sich nur um den Faktor des Flächenzuwachses unterschieden, wurde auf eine separate Modellierung mit verschiedenen Kiessäulenquerschnitten verzichtet und dafür die jeweilige Kiessäulendurchlässigkeit um diesen Faktor verändert. Der Proportionalitätsfaktor berechnet sich als Verhältnis der jeweiligen Kreisfläche zur Ursprungsfläche. Im Fall des Kiessäulendurchmessers von 200 mm beträgt dieser 0,11, da sein Querschnitt ein Neuntel der ursprünglichen Kiessäulenfläche aufweist. Jener des Kiessäulendurchmessers von 400 mm ist 0,44, weil dessen Querschnitt doppelt so groß ist wie der von der Entlastungsdrainage mit 200 mm Durchmesser.

Tabelle 4.2 Äquivalente Durchlässigkeitsbeiwerte der Kiessäulen für das numerische Modell

Kiessäulen- durchmesser	Säulenfläche	äquivalente Rechteckslänge bei 1 m Breite	Proportionalitäts- Faktor	äquivalenter Durchlässigkeits- Beiwert
[mm]	[m ²]	[m]	[-]	[m/s]
200	0,031	0,031	0,111	$1,111 \cdot 10^{-3}$
400	0,126	0,126	0,444	$4,444 \cdot 10^{-3}$
600	0,283	0,283	1,000	$1,000 \cdot 10^{-2}$

4.1.4 Hochwasserszenarien

Stationäre Zustände:

Die Berechnung der Durchflüsse für einen stationären Zustand soll die Maximalwerte für die jeweiligen Wasserstände darstellen. Der stationäre Zustand definiert sich durch ein Gleichgewicht von Zufluss und Abfluss innerhalb eines Systems bei konstanten Randbedingungen. In diesem Fall ändert sich die Durchflussmenge der Kiessäule bei gleich gehaltenem Wasserspiegel nicht.

Bei dem Feldversuch stellte sich ein stationärer Zustand während der ersten Messreihe innerhalb von 8 Stunden ein. Mit Hilfe der Messwerte aus einem stationären Zustand lässt sich das numerische an das experimentelle Modell anpassen.

Bei der numerischen Berechnung wurde für jeden simulierten Wasserstand das diesem entsprechende Potenzial an den darunter liegenden Randknoten verändert. Danach wurde die Analyse mit dem dafür vorgesehenen iterativen Gleichungslöser gestartet. Dazu schätzt das Finite Elemente Programm einen Lösungsvektor und berechnet die Abweichung zu den Randbedingungen. Durch einen Iterationsprozess wird bei jedem Iterationsschritt die Abweichung des zuvor angepassten Lösungsvektors ermittelt und durch eine angegliche Lösung minimiert. Für die Untersuchung der Sickerlinie benötigt das Verfahren die Auswahl der maximalen Iterationsabweichung sowie des Dämpfungsfaktors gegen die Reduktion einer Oszillation um die tatsächliche Lösung des Gleichungssystems. Nach durchschnittlich 15 Iterationsschritten kann die Lösung in gewünschter Darstellung ausgegeben werden. Für den Vergleich der Kiessäulendurchflüsse summiert ein gedanklicher Schnitt an dessen Oberkante die Durchflussmengen der einzelnen, ausgewählten Knotenpunkte. Zur Kontrolle kann die Summation der Durchflüsse auf der Luftseite des Dammes mit der Summe derjenigen auf der Wasserseite verglichen werden.

Um die Belastungsreduktion auf die Deckschicht zu ermitteln, wird der Verlauf der Potentialisolinen untersucht und der Porenwasserdruck unter der gering durchlässigen Schicht berechnet. Die beiden folgenden Abbildungen dienen als Beispiel eines Vergleiches zwischen den Potentialverläufen zweier verschiedener Untersuchungsmodelle mit gleich hohem, simulierten Hochwasserstand.

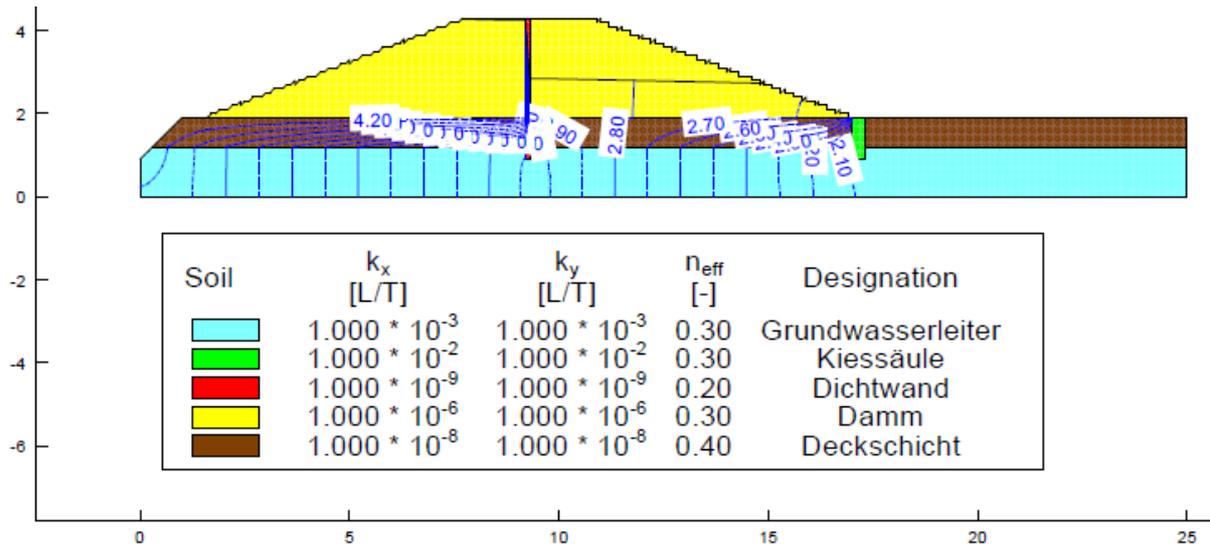


Abbildung 4.4 Darstellung der Potentialisolinen während des stationären Bemessungshochwasserstandes

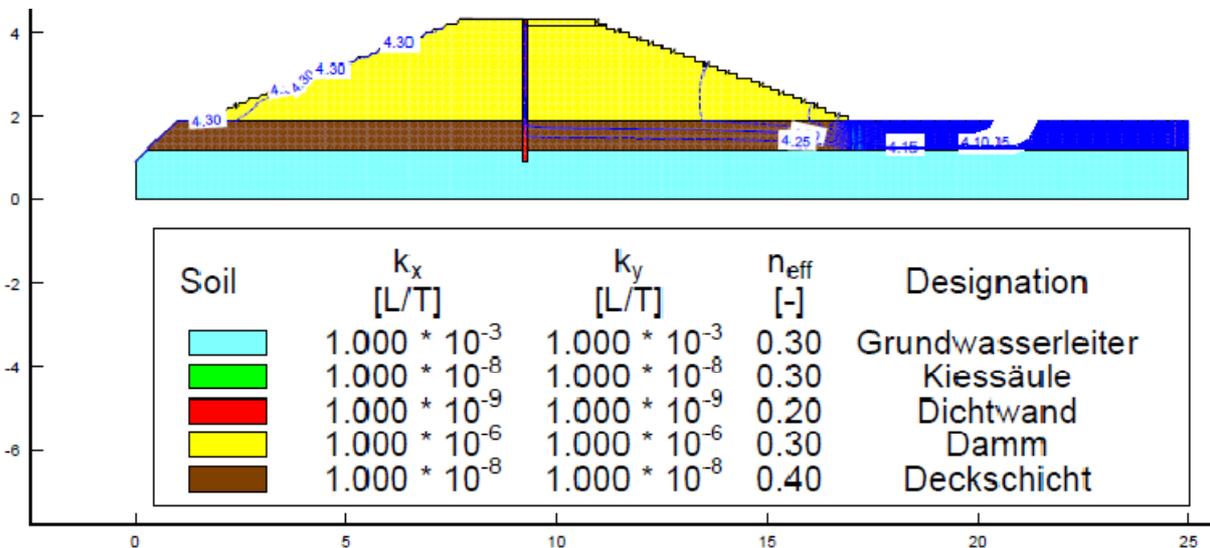


Abbildung 4.5 Darstellung der Potentialisolinen während des HQ₁₀₀ ohne Kiessäule als Entlastungsdrainage

Instationäre Zustände:

Ein instationärer Zustand ist definiert durch die Ungleichheit von Zu- und Abfluss infolge Speicherung innerhalb eines Systems. Betrachtet man das System des Feldversuches, bedeutet die Speicherung einen Wasserspiegelanstieg. D. h., ein instationärer Zustand ist jener Zustand vor dem Einstellen eines stationären Zustands, bei dem sich der Wasserstand schneller ändert, als sich ein Gleichgewicht zwischen Versickerung und Durchfluss der Kiessäule bilden kann. Da sich in der Regel bei natürlichen Hochwässern kaum stationäre Zustände ausbilden können, ist es sinnvoll, dass Ergebnisse beider Zustände verglichen

werden, um die Entlastungsdrainagen für einen Hochwasserschutzdamm wirtschaftlich zu bemessen.

Szenario 1a: Spitzer Hochwasserscheitel

Die Simulation eines Hochwassers mit kurzer Dauer ist für die Untersuchung der Reaktionsfähigkeit des Dammbauwerkes sowie des Untergrunds notwendig. Dabei werden die Potentialisolines und die Strömungsvektoren in verschiedenen Schichten sowie die Durchflussmengen aus Entlastungsdrainagen analysiert. Die Ganglinie eines solchen Hochwassers soll annähernd linear sein und keine konstant bleibenden Durchflüsse aufweisen. Die Neigung der Ganglinienkurve ist ein Maß für die Höhenänderung des Wasserspiegels. Je steiler diese ist, desto größer ist der Unterschied der Pegel nach einer Zeitdifferenz. Im folgenden Szenario wird ein Hochwasser simuliert, das nach 27,5 Stunden den Bemessungshochwasserstand erreicht. Darauf folgt das Absinken des Pegels mit annähernd derselben Geschwindigkeit wie bei dessen Anstieg. Nach weiteren 28,5 Stunden ist die Hochwasserwelle vorüber. Weitere 4,5 Stunden werden für die Beobachtung des Druckabbaues im Damm und im Untergrund verwendet. Das Szenario simuliert somit eine 2,5 Tage dauernde Hochwasserwelle und benötigen in Echtzeit aufgrund der numerischen Berechnung rund eine halbe Stunde.

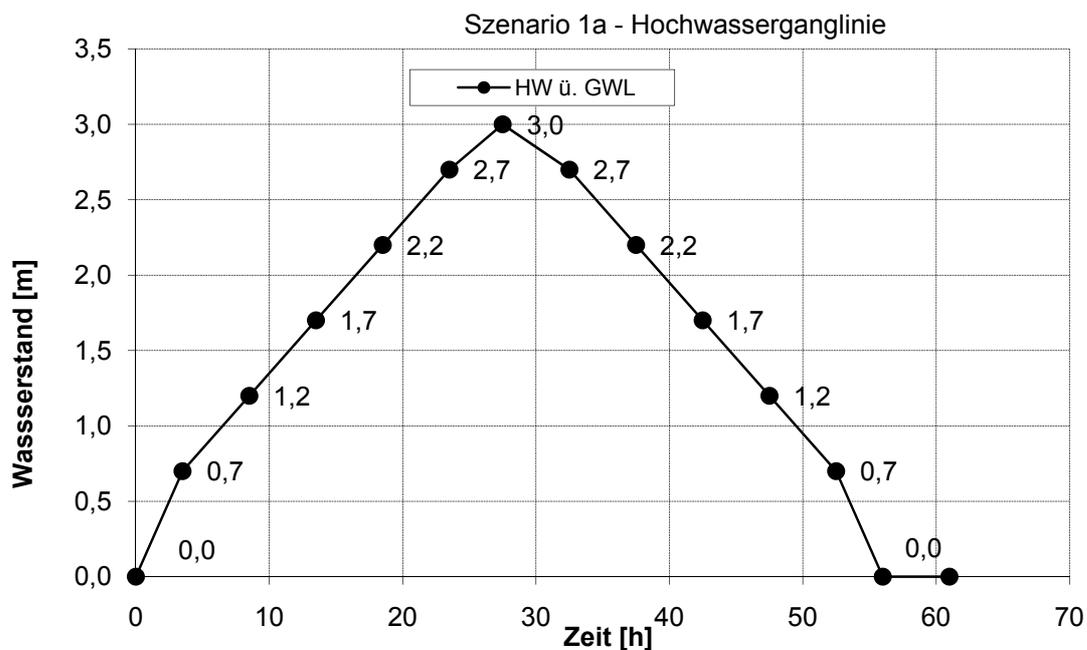


Abbildung 4.6 Simulation eines kurzen Hochwassers mit spitzem Hochwasserscheitel

Szenario 1b: flacher Hochwasserscheitel

Diese Simulation soll die Veränderung der Kiessäulendurchflüsse eines instationären Zustandes bei gleichbleibendem Hochwasserscheitel zeigen. Über die Verweildauer eines konstanten Randpotenzials wächst der Durchfluss solange, bis dieser denjenigen eines stationären Zustandes erreicht hat. Wie schon erwähnt, benötigte die erste Messreihe des Feldversuches für die Einstellung eines stationären Zustandes ungefähr 8 Stunden. Mit der numerischen Berechnung soll dasselbe Phänomen erreicht werden, indem der simulierte Bemessungshochwasserstand über 12 Stunden konstant gehalten wird. Auf- und Absenkgeschwindigkeit des simulierten Wasserstandes im neuen Szenario bleiben gleich.

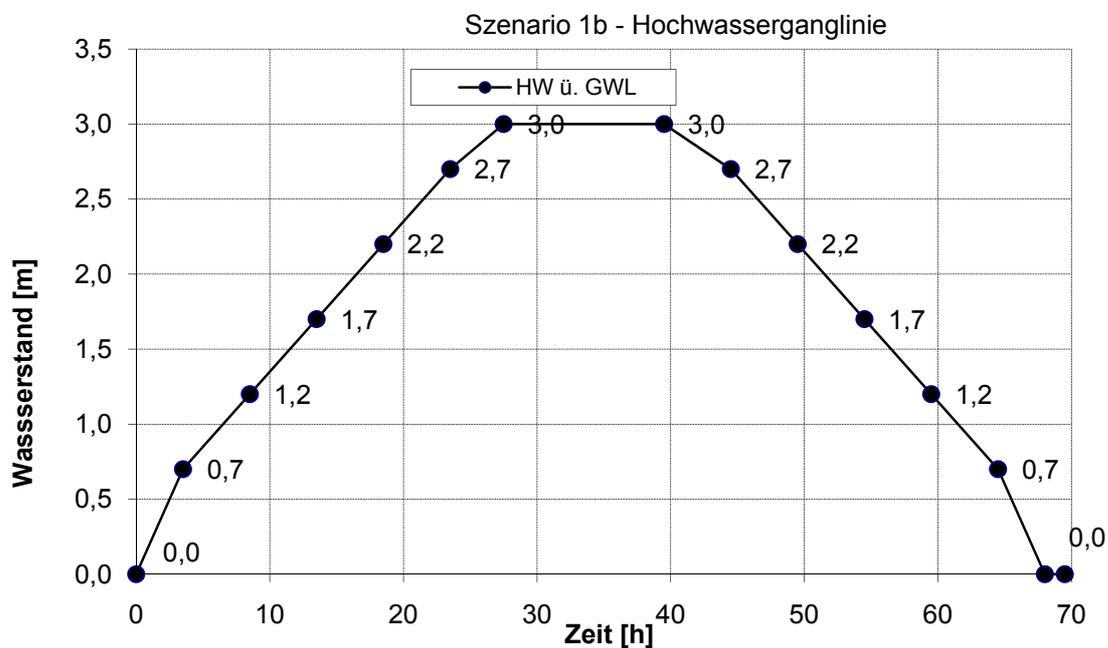


Abbildung 4.7 Darstellung der Hochwasserganglinie des Szenarios 1b mit flachem Hochwasserscheitel

4.2 Ergebnisse der numerischen Berechnung

Die Ausgangsdaten der numerischen Berechnung waren Sickerwassermengen, Sickerwassergeschwindigkeit, Sickerlinie, Potentialisolines und Größe der hydraulischen Gradienten. Zum Vergleich der Ergebnisse der Sickerwässer aus der Entlastungsdrainage sind die Ausgangsdaten der numerischen Berechnung für ein stationär gehaltenes Bemessungshochwasser als berechneter Modelldurchfluss tabellarisch angeführt. Die Änderung der Einheiten von Kubikmeter in Liter pro Sekunde dient der besseren Darstellung der Berechnungsergebnisse. Da diese sich auf die Einheitsbreite von einem Meter beziehen, müssen die Durchflüsse zusätzlich mit der Breite des experimentellen Modells von 4 m multipliziert werden. Dieses Vorgehen wird damit legitimiert, dass eine Skalierung des Durchflussquerschnittes vom Grundwasserleiter einen um denselben Faktor veränderten Durchfluss bewirkt, und wurde in Kapitel 4.1.2 erläutert.

Der größte prognostizierte Kiessäulendurchfluss (KSD) beträgt 0,61 l/s bei einem Kiessäulendurchmesser von 600 mm und wurde bei einem sehr durchlässigen Grundwasserleiter mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-3}$ m/s ermittelt. Im Vergleich dazu beträgt jener Durchfluss der Kiessäule mit 200 mm Durchmesser nur 0,54 l/s, also 89 % der größten Kiessäule. Diese Berechnungsergebnisse werden, im Sinne einer Extremwertbetrachtung, jenen Durchflüssen gegenübergestellt, die mit einem um zwei Zehnerpotenzen reduzierten Durchlässigkeitsbeiwert des Aquifers berechnet wurden. Es ist zu erkennen, dass sich die Kiessäulendurchflüsse ebenfalls um zwei Zehnerpotenzen reduzieren.

Tabelle 4.3 Prognostizierte Kiessäulendurchflüsse für das stationäres Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Maximale und minimale Durchlässigkeit des Grundwasserleiters	Kiessäulendurchmesser					
	200 mm		400 mm		600 mm	
	berechneter Modelldurchfluss pro lfm-Damm					
[m/s]	[m ³ /s]	[l/s]	[m ³ /s]	[l/s]	[m ³ /s]	[l/s]
$1 \cdot 10^{-3}$	1,33E-04	0,13	1,49E-04	0,15	1,53E-04	0,15
$1 \cdot 10^{-5}$	1,68E-06	0,001	1,68E-06	0,001	1,68E-06	0,001
	prognostizierter Kiessäulendurchfluss					
	[m ³ /s]	[l/s]	[m ³ /s]	[l/s]	[m ³ /s]	[l/s]
$1 \cdot 10^{-3}$	5,32E-04	0,54	5,96E-04	0,59	6,12E-04	0,61
$1 \cdot 10^{-5}$	6,72E-06	0,007	6,72E-06	0,007	6,72E-06	0,007

Stationäre Zustände:

Die Abbildung 4.8 beinhaltet die Auswertung der Durchflussmengen aus der Kiessäule für jeden simulierten Wasserstand, inklusive des Bemessungshochwasserstands, im Rahmen einer numerischen Berechnung für den direkten Vergleich mit den Durchflussmessungen des Feldversuches. Es ist ein linearer Zusammenhang zwischen Kiessäulendurchfluss und Hochwasserpegel zu erkennen. Dies wird begründet damit, dass laut Darcy eine lineare Veränderung des hydraulischen Gefälles eine ebenso große Veränderung der Fließgeschwindigkeit bewirkt. Da laut Kontinuitätsgleichung der Durchfluss proportional zu dieser ist, muss dieser linear zur Höhendifferenzänderung zu- bzw. abnehmen.

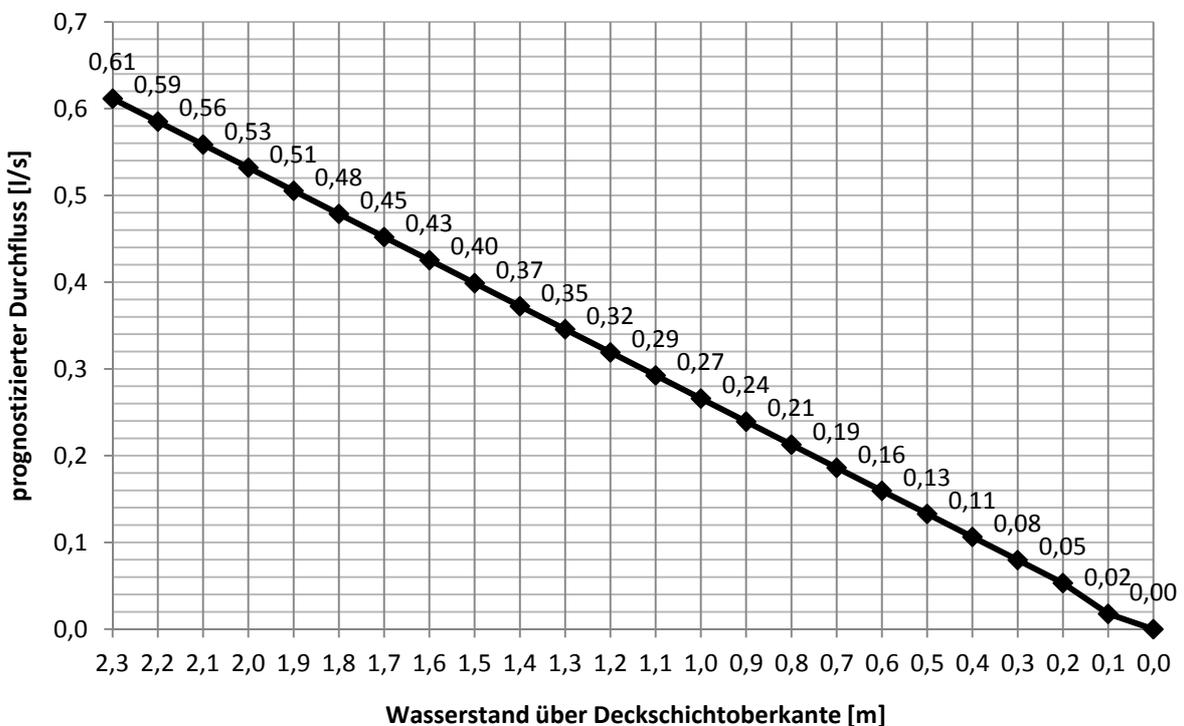


Abbildung 4.8 Durchfluss-Höhen-Diagramm zur Darstellung der prognostizierten Durchflüsse der Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm für den jeweiligen stationären Wasserstand

Für den späteren Vergleich mit den Messergebnissen aus stationär gehaltenen Hochwasserständen sind alle Berechnungsdaten der Durchflussanalyse tabellarisch angeführt. Somit können mehrere Vergleiche durchgeführt werden und man ist nicht von Messdaten spezieller Hochwasserspiegel abhängig. Eine Interpolation zwischen zwei bereits bekannten Hochwasserspiegeln erleichtert die Berechnung des gesuchten Durchflusses, wenn dieser mit einem hier nicht aufgelisteten stationären Zustand verglichen werden soll.

In der Spalte mit der Bezeichnung „pro lfm Damm“ sind die Ausgabedaten der numerischen Berechnung für die Durchflüsse der Kiessäule mit einem Durchmesser von 200 mm aufgeführt. Die Werte in den Spalten mit den Angaben des Kiessäulendurchmessers sind durch die Multiplikation der jeweiligen Ausgabewerte mit der Breite des experimentellen Versuchsmodells berechnet worden.

Tabelle 4.4 Ergebnisse der numerischen Durchflussberechnung mit verschiedenen Hochwasserständen für die drei zu untersuchenden Kiessäulendurchmesser

Kiessäulendurchmesser:	600 mm	pro lfm Damm	400 mm	pro lfm Damm	200 mm	pro lfm Damm
Wasserstand ü. DOK	prognostizierter Kiessäulendurchfluss					
[m]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
2,3	0,612	0,153	0,597	0,149	0,534	0,134
2,2	0,585	0,146	0,571	0,143	0,511	0,128
2,1	0,559	0,140	0,545	0,136	0,488	0,122
2,0	0,532	0,133	0,519	0,130	0,464	0,116
1,9	0,505	0,126	0,493	0,123	0,441	0,110
1,8	0,479	0,120	0,467	0,117	0,418	0,104
1,7	0,452	0,113	0,441	0,110	0,395	0,099
1,6	0,425	0,106	0,415	0,104	0,371	0,093
1,5	0,399	0,100	0,389	0,097	0,348	0,087
1,4	0,372	0,093	0,364	0,091	0,325	0,081
1,3	0,346	0,086	0,338	0,084	0,302	0,075
1,2	0,319	0,080	0,312	0,078	0,279	0,070
1,1	0,292	0,073	0,286	0,071	0,255	0,064
1,0	0,266	0,066	0,260	0,065	0,232	0,058
0,9	0,239	0,060	0,234	0,058	0,209	0,052
0,8	0,213	0,053	0,208	0,052	0,186	0,046
0,7	0,186	0,047	0,182	0,045	0,162	0,041
0,6	0,160	0,040	0,156	0,039	0,139	0,035
0,5	0,133	0,033	0,130	0,032	0,116	0,029
0,4	0,106	0,027	0,104	0,026	0,093	0,023
0,3	0,080	0,020	0,078	0,019	0,070	0,017
0,2	0,053	0,013	0,052	0,013	0,046	0,012
0,1	0,018	0,004	0,017	0,004	0,015	0,004
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Instationäre Zustände:

Szenario 1a: Spitzer Hochwasserscheitel

Das Diagramm der Abbildung 4.9 vergleicht den Durchflussverlauf des Szenarios 1a mit der Abfolge der Durchflüsse, die im Rahmen der numerischen Berechnung mit stationären Zuständen für die jeweils gleichen Wasserstände der Ganglinie ermittelt wurden. Am Scheitelpunkt der Hochwasserwelle beträgt der Kiessäulendurchfluss nur ein Drittel von jenem des stationär gerechneten Modells. Ebenfalls ist ein flacherer Abbau der Durchflusskurve nach Erreichen der Hochwasserspitze zu erkennen. Dies wird mit einem langsameren Druckabbau im Grundwasserleiter begründet. Obwohl die simulierte Hochwasserwelle am Schluss der Berechnung bereits unter dem Geländeniveau ist, wird weiters von einem Kiessäulendurchfluss ausgegangen.

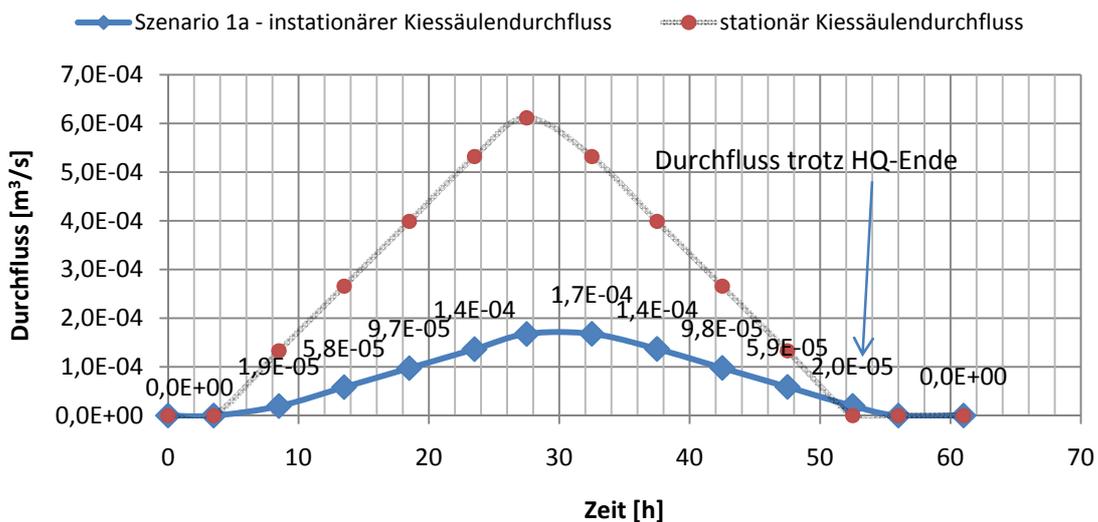


Abbildung 4.9 Vergleich der Durchflüsse einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm

Die Abbildung 4.10 zeigt die Entwicklung der Sickerwässermengen aus der Entlastungsdrainage während des Hochwasserszenarios 1a für die einzelnen Zeitintervalle bzw. als Summenlinie. Während der simulierten 60-Stunden-Hochwasserwelle treten fast 17 m^3 Sickerwasser aus. Im Zeitabschnitt nach der Hochwasserspitze beträgt die Kiessäulendurchflussmenge ein Fünftel des gesamten Sickerwasseraustritts.

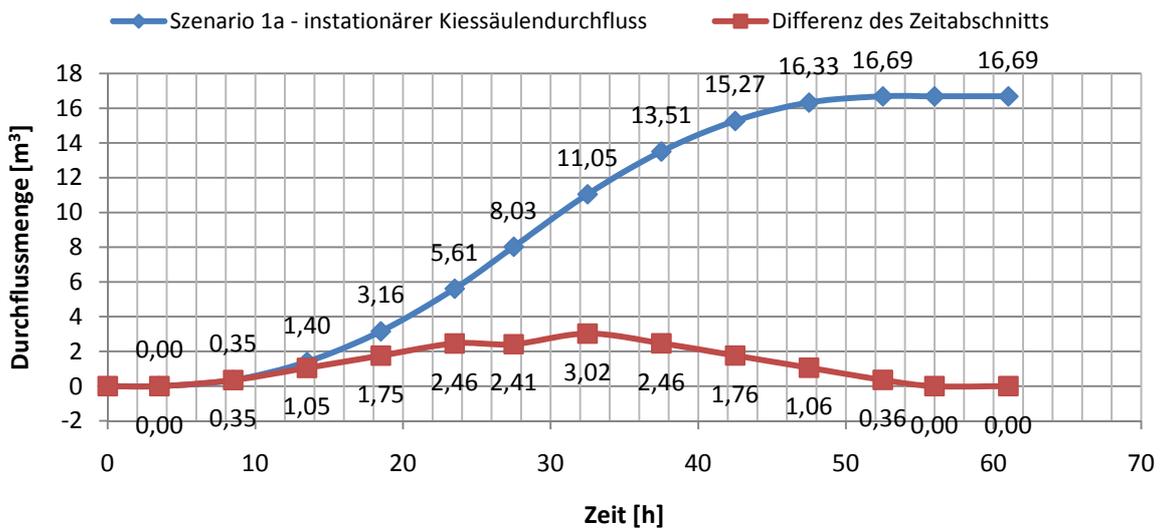


Abbildung 4.10 Darstellung der Durchflussmengen einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm

Szenario 1b: flacher Hochwasserscheitel

Das Diagramm der Abbildung 4.11 vergleicht den Durchflussverlauf des Szenarios 1b mit der Abfolge der Durchflüsse, die im Rahmen der numerischen Berechnung mit stationären Zuständen für die jeweils gleichen Wasserstände der Ganglinie ermittelt wurden. Der flache Abschnitt der Durchflusskurve ist durch das Konstanthalten des Bemessungshochwasserspiegels begründet. Auffallend ist eine Durchflusserhöhung um ein hundertstel Liter pro Sekunde während dieser Abschnittsdauer von 12 Stunden. In dieser Zeit hätte sich der stationäre Zustand einstellen müssen. Der Kiessäulendurchfluss steigt in der instationären Berechnung nicht wie erwartet und beträgt am Ende des Hochwasserscheitels nur ein Drittel von jenem des stationär gehaltenen Bemessungshochwasser.

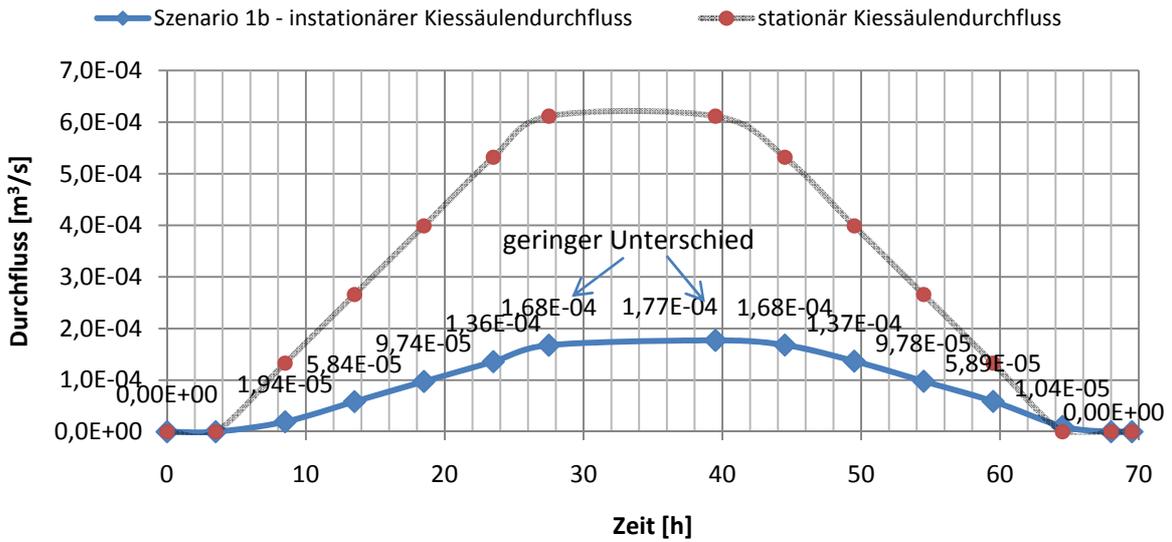


Abbildung 4.11 Vergleich der Durchflüsse einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm

Die Abbildung 4.12 zeigt die Entwicklung der Sickerwässermengen aus der Entlastungsdrainage während des Hochwasserszenarios 1b für die einzelnen Zeitintervalle bzw. als Summenlinie. Während der simulierten 72-Stunden-Hochwasserwelle tritt mehr als 24 m³ Sickerwasser aus. Im Zeitabschnitt der flachen Hochwasserspitze beträgt die Kiessäulendurchflussmenge fast ein Drittel des gesamten Sickerwasseraustritts. Die Zeitabschnitte danach haben dieselben Durchflussmengen wie jene in Szenario 1b.

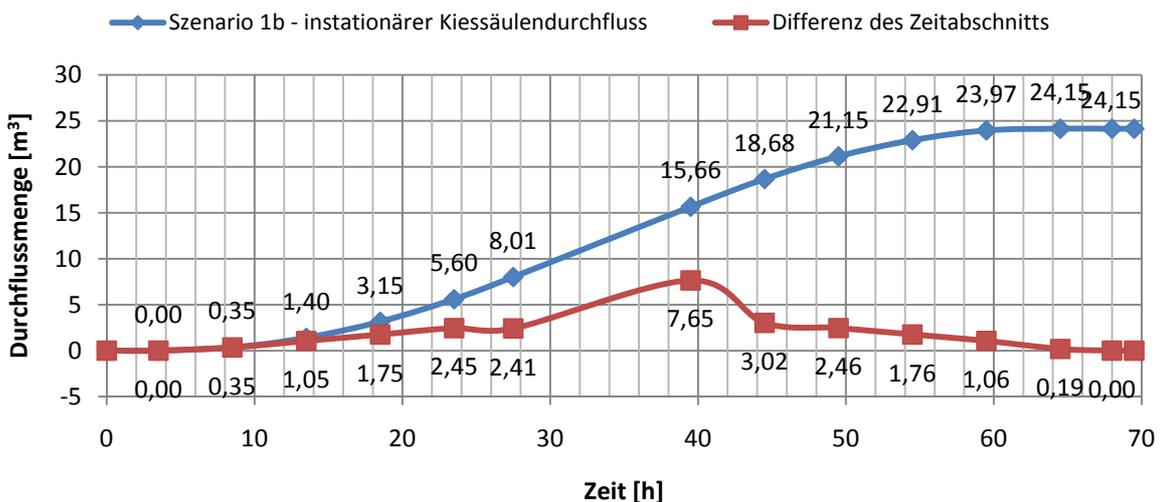


Abbildung 4.12 Darstellung der Durchflussmengen einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm

Die Abbildung 4.13 und Abbildung 4.14 sind Ausgabedrucke des FEM-Programms zu den Zeitpunkten am Anfang des Hochwasserscheitels (27,5 h) und an dessen Ende (39,5 h).

Deren Gegenüberstellung zeigt einen geringen Druckanstieg in der Deckschicht während des konstant gehaltenen, simulierten Hochwasserspiegels. Zum Vergleich weist der Potentialverlauf in der wasserseitigen Dammhälfte einen größeren Anstieg der Porenwasserdrücke auf. Dies wird damit begründet, dass die Durchlässigkeit der Deckschicht um zwei Zehnerpotenzen geringer ist als jene des Dammes und es so zu unterschiedlichen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten im Potentialverlauf kommt.

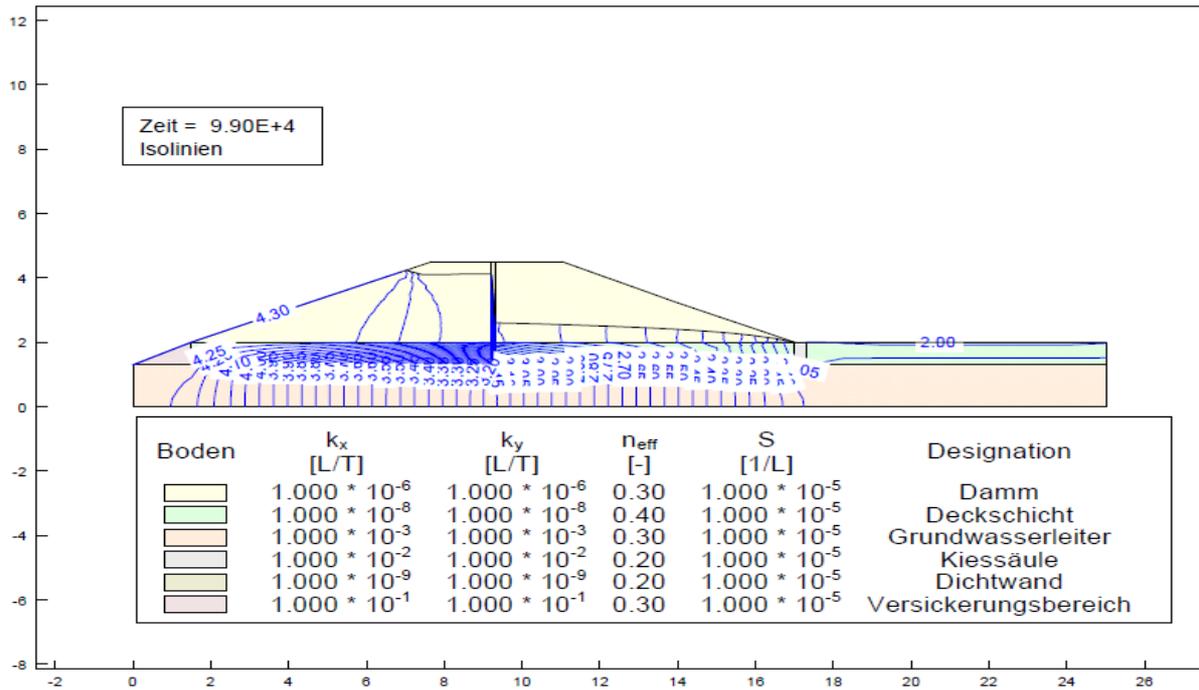


Abbildung 4.13 Darstellung der Potentialisolinen am Anfang des Hochwasserscheitels des Szenarios 1b

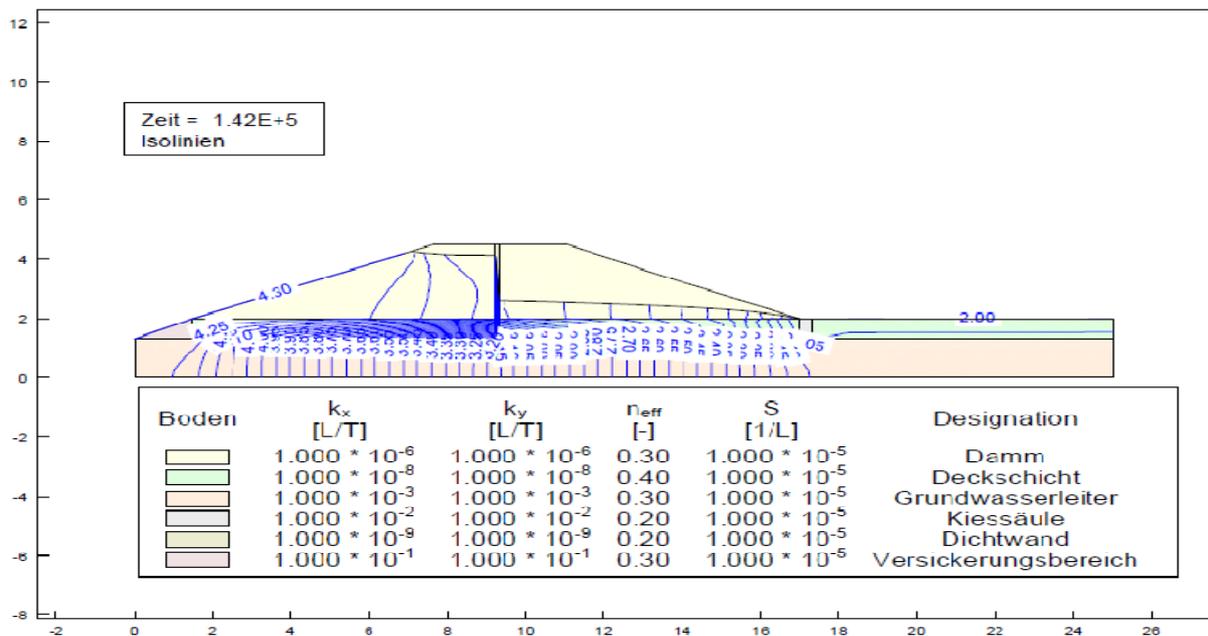


Abbildung 4.14 Darstellung der Potentialisolinen am Ende des Hochwasserscheitels des Szenarios 1b

Aufgrund des Vergleiches zwischen den Ergebnissen des Szenarios 1a und 1b wird eine weitere Untersuchung von instationären Szenarien unterlassen, da die instationären Berechnungen nicht zu den erwünschten Ergebnissen geführt haben.

Dies ist auf der Tatsache begründet, dass das Programm lediglich den Durchfluss für einen ermittelten Potentialunterschied berechnet und diesen nicht verändert. Das verwendete FEM-Programm GGU-Transient dient der Simulation von Hochwasserwellen und deren Auswirkungen auf den Druckverlauf und Durchfluss in Böden. Der Durchfluss müsste für einen konstant gehaltenen Hochwasserscheitel zunehmen und sich an den stationären Berechnung annähern. Dies geht aus dem Vergleich mit den stationär berechneten Wasserständen nicht hervor. Im Zuge der Kontrolle der Ergebnisse des instationären Szenarios 1b wurde die Dauer des Bemessungshochwasserstands versuchsweise gesteigert und keine Annäherung an den stationären Zustand beobachtet.

Obwohl eine Veränderung im Potentialverlauf während der Dauer des Hochwasserscheitels im Szenario 1b ersichtlich ist, verändert sich der Durchfluss nur so geringfügig, dass der stationäre Zustand erst nach Jahren erreicht wäre. Dennoch zeigt die Untersuchung der Szenarien, dass der Kiessäulendurchfluss maßgebend von der Dauer eines Hochwassers abhängt. Mit Hilfe der instationären Berechnung konnte die Durchflussmenge für die untersuchte Hochwasserganglinie ermittelt werden. Diese beträgt knapp 17 m^3 für eine Hochwasserwelle mit spitzem Scheitel und 60 Stunden Dauer. Durch die Verlängerung der Dauer des Hochwasserscheitels auf 12 Stunden ist ein Anstieg auf über 25 m^3 zu beobachten. Die berechneten Wassermengen dienen z. B. zur Auslegung von Speichermöglichkeiten, um die Pumpenanlagen, die für die Wiedereinleitung in das Gewässer benötigt werden, wirtschaftlich und nicht auf Zuflussspitzen zu dimensionieren.

4.3 Variation der Parameter

Für numerische Berechnungen ist die Variation der Eingangsparameter essentiell, da somit eine Kontrolle für die Richtigkeit der Ergebnisse in diese Untersuchungsmethode implementiert wird. Dabei werden die Ergebnisse der Ausgangsberechnung mit jenen der verschiedenen Variationen verglichen. Bei diesen wird derselbe fixe Parameterwert mit dem variablen Faktor der jeweiligen Variation multipliziert und in die Berechnung eingegeben.

Die hier durchgeführte Parametervariation wird mit maximalem Potentialunterschied berechnet, um genauere Abweichungen in der Druckminimierung durch die Entlastungsdrainage sowie mögliche Extremwerte der Kiessäulendurchflüsse zu erhalten. Die Berechnung befasst sich mit stationären Zuständen, bei denen der Bemessungshochwasserstand herangezogen wird. In den folgenden Kapiteln werden die zu variierenden Parameter vorgestellt und deren Grund zur Untersuchung begründet. Im Kapitel 4.4 werden diese genauer betrachtet und visuell erläutert.

4.3.1 Durchlässigkeitsbeiwert der Kiessäule

Die Variation der Durchlässigkeit der Entlastungsdrainage soll die unterschiedliche Einbaudichte bzw. Lagerungsbedingung aufgrund der Herstellung der Kiessäule berücksichtigen. Ebenfalls dienen die Ergebnisse dieser Variation einer zukünftigen Bemessung sowie der Auswahl von eingesetzten Materialien.

Tabelle 4.5 Parametervariation – Durchlässigkeitsbeiwert der Kiessäule

Szenario	GUT	AUSREICHEND	SCHLECHT
Durchlässigkeit	$1 \cdot 10^{-1}$ m/s	$1 \cdot 10^{-2}$ m/s	$1 \cdot 10^{-3}$ m/s

4.3.2 Kiessäulendurchmesser

Die Variation des Durchmessers der Entlastungsdrainage soll Aufschluss darüber liefern, welcher Zusammenhang zwischen angeströmter Drainagefläche und der Belastungsreduktion besteht. Mit wachsendem Durchmesser nimmt diese zu.

Tabelle 4.6 Parametervariation – Kiessäulendurchmesser

Szenario	GROSS	MITTEL	KLEIN
Kiessäulendurchmesser	600 mm	400 mm	200 mm

4.3.3 Kiessäuleneinbindung in den Grundwasserleiter

Zusätzlich soll durch die numerische Berechnung überprüft werden, ob die Länge bzw. die Eintauchtiefe der Kiessäule in den zu entlastenden Grundwasserspeicher eine Veränderung der Durchflussmenge und der Potentialverläufe mit sich bringt. Im Kapitel 2.4.3 sind Ansätze für die Berechnung von unterschiedlich langen Brunnen vorgestellt worden. Deren Ergebnisse können mit jenen aus der numerischen Modellrechnung verglichen und kontrolliert werden.

Tabelle 4.7 Parametervariation – Kiessäuleneinbindung in den Grundwasserleiter

Szenario	VOLLKOMMEN	UNVOLLKOMMEN	KEINE EINBINDUNG
Kiessäulenlänge	2000 mm	1000 mm	700 mm
Kiessäuleneinbindung	1300 mm	300 mm	0 mm

4.3.4 Grundwasserleitemächtigkeit

Die Höhe des Grundwasserträgers variiert in der Natur stark. Die numerische Berechnung mit verschiedenen Mächtigkeiten ist ein wichtiges Instrument zur Bemessung der Entlastungsdrainage, da der Fließquerschnitt im Aquifer proportional zu dieser zunimmt. Da folgende Veränderungen des Grundwasserleiters maßgebend für verschiedene Durchflüsse bei gleichem Hochwasserstand sein können, soll untersucht werden, ob eine Verzehnfachung der Mächtigkeit des Grundwasserleiters einen ebenso linearen Anstieg der Sickerwässer bewirkt.

Tabelle 4.8 Parametervariation – Grundwasserleitemächtigkeit

Szenario	GROSSE MÄCHTIGKEIT	GERINGE MÄCHTIGKEIT
Höhe	13 m	1,3 m

4.3.5 Durchlässigkeitsbeiwert des Grundwasserleiters

Die Variation der Durchlässigkeit des Aquifers soll den Zusammenhang zwischen Kiessäulendurchfluss und Durchlässigkeitsbeiwert des Grundwasserleiters sichtbar machen. Dieser variiert in der Natur stark. Dies muss bei der Bemessung der Entlastungsdrainage beachtet werden.

Tabelle 4.9 Parametervariation – Durchlässigkeitsbeiwert des Grundwasserleiters

Szenario	SEHR DURCHLÄSSIG	GUT DURCHLÄSSIG	GERING DURCHLÄSSIG
Durchlässigkeit	$1 \cdot 10^{-3}$ m/s	$1 \cdot 10^{-4}$ m/s	$1 \cdot 10^{-5}$ m/s

4.3.6 Länge des landseitigen Grundwasserleiters

Um die Reichweite der Wasserdruckabminderung infolge der Kiessäule zu bestimmen, wird die Längenabmessung des Hinterlandes verzehnfacht. Eine Änderung der Durchflussmenge wird nicht erwartet, da die Durchflussfläche unter dem Modelldamm gleich bleibt. Das Ergebnis des Verlaufes der Potentialisolines wird mit dem Ausgangsmodell verglichen, um Aussagen über die Belastungsreduktion auf die Deckschichtunterkante entlang deren Erstreckung zu bekommen.

Tabelle 4.10 Parametervariation – Erstreckung im Hinterland

Szenario	LANGER GWL	KURZER GWL
Länge ab luftseitigen Dammfuß	80 m	8 m

4.3.7 Inhomogener Aufbau des Grundwasserleiters

Durch die Kombination von unterschiedlichen Werten der Parameter der vorigen drei Variationen soll ein inhomogenes System von verschiedenen durchlässigen Schichten simuliert werden. Als Referenzmodell für den Vergleich der Kiessäulendurchflüsse dient das Szenario „Großer Grundwasserleiter“ mit einem homogenen Aufbau.

Tabelle 4.11 Parametervariation – Inhomogener Aufbau des Grundwasserleiters

Szenario	Länge der Schicht	Tiefe der Schicht	Aufbau
GROSSER GRUNDWASSERLEITER	110,5 m	13 m	Homogen
ALTES FLUSSBETT IM HINTERLAND	70 m	13 m	Inhomogen
VERDICHTETER DAMMUNTERGRUND	40,5 m	1,75 m	Inhomogen
GRUNDWASSERSTOCKWERK	110,5 m	13 m	Inhomogen

4.3.8 Wasserseitige Fehlstelle im Versickerungsbereich

Mit Hilfe des direkten Vergleichs zwischen einem Modell mit kleiner Versickerungsfläche und einem Modell mit 10-facher Längsausdehnung soll nachgewiesen werden, dass die Größe des Bereichs, in der das Wasser dem Grundwasserleiter zugeführt wird, für die Dimensionierung der Kiessäule nicht entscheidend ist. Weiters wird untersucht, in welchem Umfang die Entfernung des Versickerungsbereichs eine Veränderung des Kiessäulendurchflusses bewirkt. Dazu wird ein 1,5 m langer Bereich mit sehr hoher Durchlässigkeit in der Deckschicht in 13,5 m Entfernung vom wasserseitigen Dammfuß im Modell analysiert.

Tabelle 4.12 Parametervariation – Erstreckung im Vorderland bzw. Versickerungsbereich

Szenario	LANGES VORLAND	KURZES VORLAND	ENTFERNTER VERSICKERUNGSBEREICH
Länge ab wasserseitigem Dammfuß	15 m	1,5 m	1,5 m in 13,5 m Entfernung

4.4 Ergebnisse der Parametervariation

Im Zuge der Parametervariation stellte sich heraus, dass das Ausgangsmodell nicht ausreicht, um alle Parameter sinngemäß zu variieren. Dadurch wurde zusätzlich zu dem Originalmodell ein neues FEM-Modell generiert, das die vorgegeben Variationen mit Hilfe der Veränderung der Durchlässigkeitsbeiwerte verschiedener Schichten und Abschnitte zulässt. Das neue Berechnungsnetz hat über 50.000 Elemente sowie über 25.000 Knoten und damit wesentlich mehr Unterteilungen des Untersuchungsgebietes als im Ausgangsmodell. Die Abmessung der Elemente wurde für eine schnellere Berechnung mit dem Faktor 2,5 vergrößert. Damit wurden die Anforderungen an die Genauigkeit der Lage der Potentialisolines für die Untersuchung des größeren Gebiets reduziert. In wichtigen Bereichen, wie im Bereich der Kiessäule sowie unter der Dichtwand, wurde das Netz verdichtet, um lokal auf genauere Ergebnisse im Verlauf der Potentialisolines zu kommen. Für die Berechnung eines stationären Hochwasserzustandes benötigt das neue Modell dennoch die dreifache Rechenzeit.

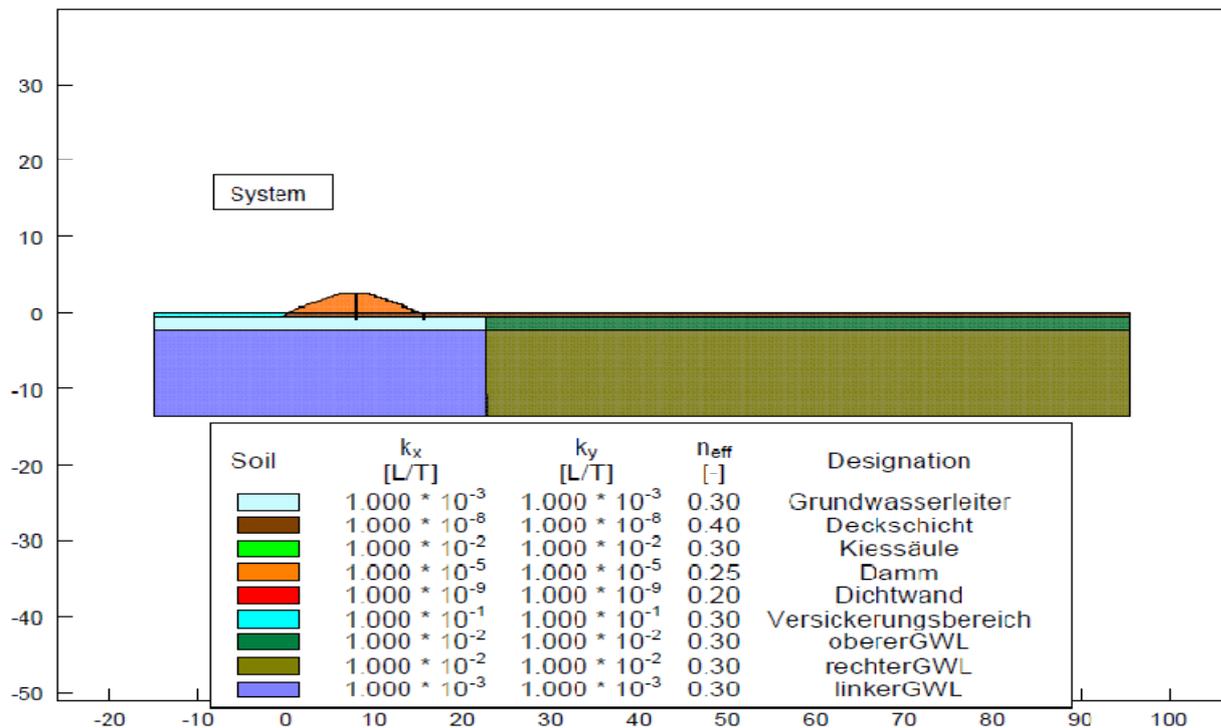


Abbildung 4.15 Numerisches Modell für die Parametervariation

4.4.1 Ergebnisse der Variation des Durchlässigkeitsbeiwertes der Kiessäule

Wie schon in Kapitel 2.2 erläutert, ist der Fließwiderstand bei Durchlässigkeiten von mehr als $1 \cdot 10^{-3}$ m/s nicht mehr linear zur Filtergeschwindigkeit, sondern nimmt überproportional mit dieser durch Turbulenzeffekte zu. Da die Strömung in diesem Fall nicht mehr laminar ist, nimmt die Bedeutung der Reibung infolge des Kontaktes mit Bodenmaterial ab.

Mit Hilfe der Analyse mit verschiedenen Durchlässigkeiten der Kiessäule konnte nur ein geringer Unterschied der Durchflüsse festgestellt werden und wird damit begründet, dass die Förderfähigkeit der Kiessäule von der Abströmung des Grundwasserleiters und dessen Durchlässigkeit abhängig ist. Ist die Durchlässigkeit der Kiessäule um den Faktor 10 größer als die des Grundwasserleiters, so ist eine reduzierte Wasserdruckbelastung unter der Deckschichtunterkante zu beobachten.

Tabelle 4.13 Ergebnisse der Veränderung des Durchlässigkeitsbeiwertes der Kiessäule

Szenario	GUT	AUSREICHEND	SCHLECHT
Durchlässigkeitsbeiwert	$1 \cdot 10^{-1}$ m/s	$1 \cdot 10^{-2}$ m/s	$1 \cdot 10^{-3}$ m/s
Kiessäulendurchfluss	1,56E-04 m ³ /s	1,53E-04 m ³ /s	1,32E-04 m ³ /s
Prozentuell	101,8 %	100 %	86,1 %
Wasserdruckhöhe Deckschichtunterkante	0,75 m	0,8 m	1,05 m

Die Abbildungen 4.16, 4.17 und 4.18 zeigen den veränderten Verlauf der Potentialisolinen aufgrund der unterschiedlichen Durchlässigkeit der Kiessäule. Deren Abnahme verursacht einen Anstieg in den Druckhöhen unter der Deckschicht und wird durch den verringerten Kiessäulendurchfluss begründet. Da sich die Größe der Potentiallinien auf das Niveau der Grundwasserleitersohle bezieht, muss die Mächtigkeit des Aquifers abgezogen werden um auf die die Druckhöhe unter der Deckschicht zu kommen. So muss im Szenario „GUT“ das Potential von 2,10 m, das das gespannte Grundwasser unter der Deckschicht im Bereich des Hinterlandes aufweist, um 1,30 m auf 0,80 m reduziert werden. Wie schon in Kapitel 2.2 erläutert, begründet sich dies damit, dass ein Potential aus einer geodätischen Höhe und einer Druckhöhe besteht.

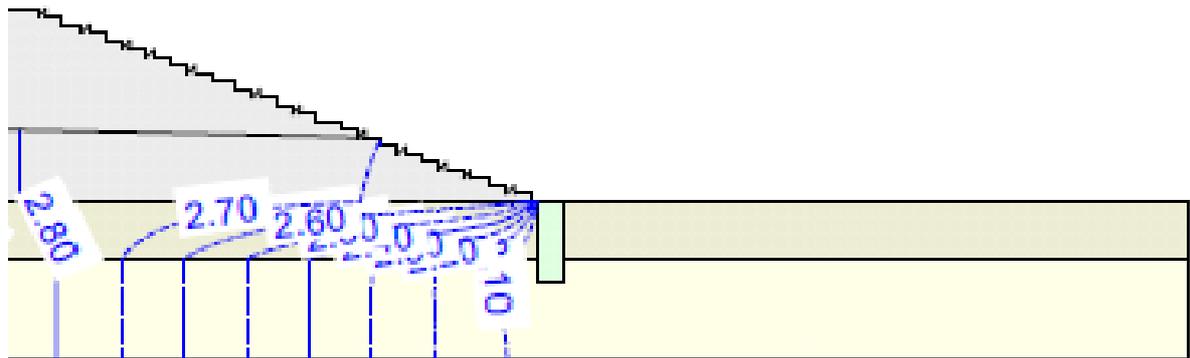


Abbildung 4.16 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „gut“ für die Kiessäulendurchlässigkeit

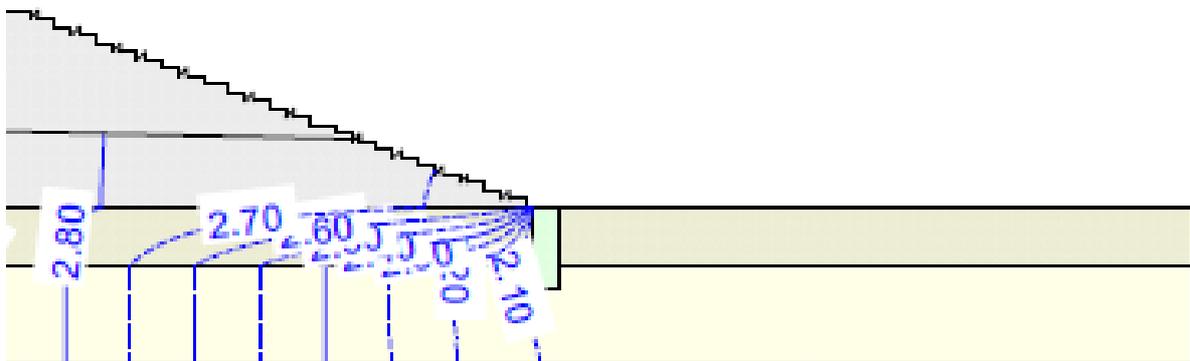


Abbildung 4.17 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „ausreichend“ für die Kiessäulendurchlässigkeit

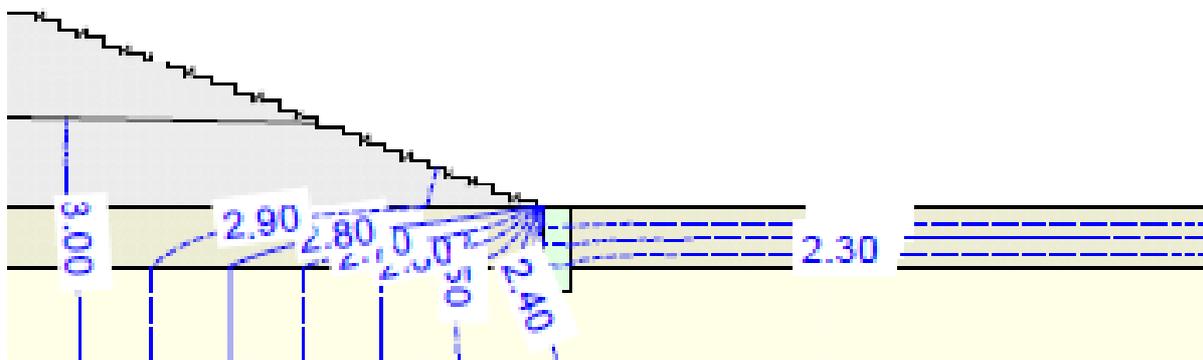


Abbildung 4.18 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „schlecht“ für die Kiessäulendurchlässigkeit

4.4.2 Ergebnisse der Variation des Kiessäulendurchmessers

Die Ergebnisse der verschiedenen Kiessäulendurchmesser zeigen eine klare Abnahme der Durchflüsse sowie der Reichweite der Druckentlastung mit geringer werdendem Querschnitt. Die Untersuchung hat ergeben, dass kleine Entlastungsdrainage ebenso zur Reduktion der Druckhöhen im Grundwasserleiter verwendet werden kann. Der Unterschied im Durchfluss zu jenen der großen Kiessäule ist gering und die Belastungsreduktion auf die Deckschicht ist ausreichend.

Tabelle 4.14 Ergebnisse der Variation des Kiessäulendurchmessers

Szenario	GROSS	MITTEL	KLEIN
Durchmesser	600 mm	400 mm	200 mm
Kiessäulendurchfluss	1,53E-04 m ³ /s	1,49E-04 m ³ /s	1,33E-04 m ³ /s
Prozentuell	100 %	97,6 %	87,2 %
Wasserdruckhöhe Deckschichtunterkante	0,8 m	0,85 m	1,05 m

Die Abbildungen 4.19, 4.20 und 4.21 sind ein grafischer Vergleich der Potentialisolinen der drei Szenarien. Zu beachten ist die unterschiedliche Belastung auf die Deckschichtunterkante aufgrund der Abnahme des Entlastungseffekts mit kleiner werdendem Kiessäulendurchmesser. Da sich die Größe der Potentiallinien auf das Niveau der Grundwasserleitersohle bezieht, muss die Mächtigkeit des Aquifers abgezogen werden um auf die die Druckhöhe unter der Deckschicht zu kommen.

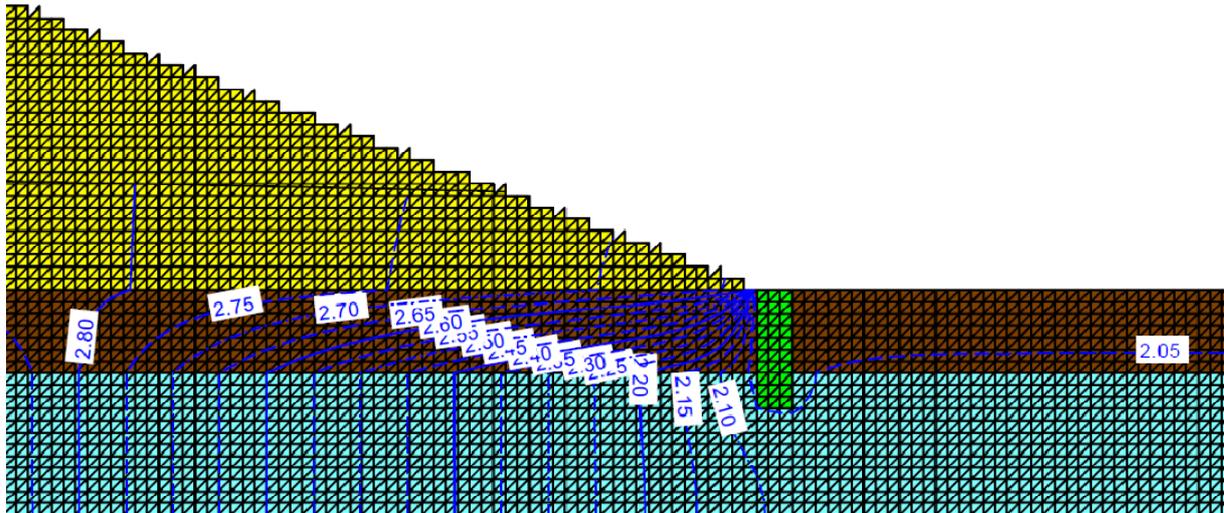


Abbildung 4.19 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „groß“

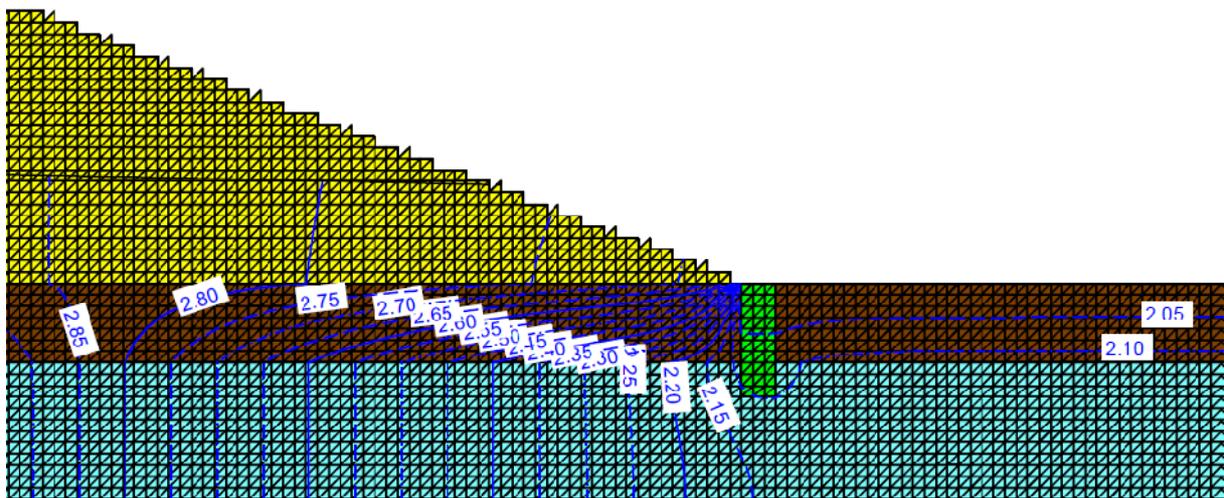


Abbildung 4.20 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „mittel“

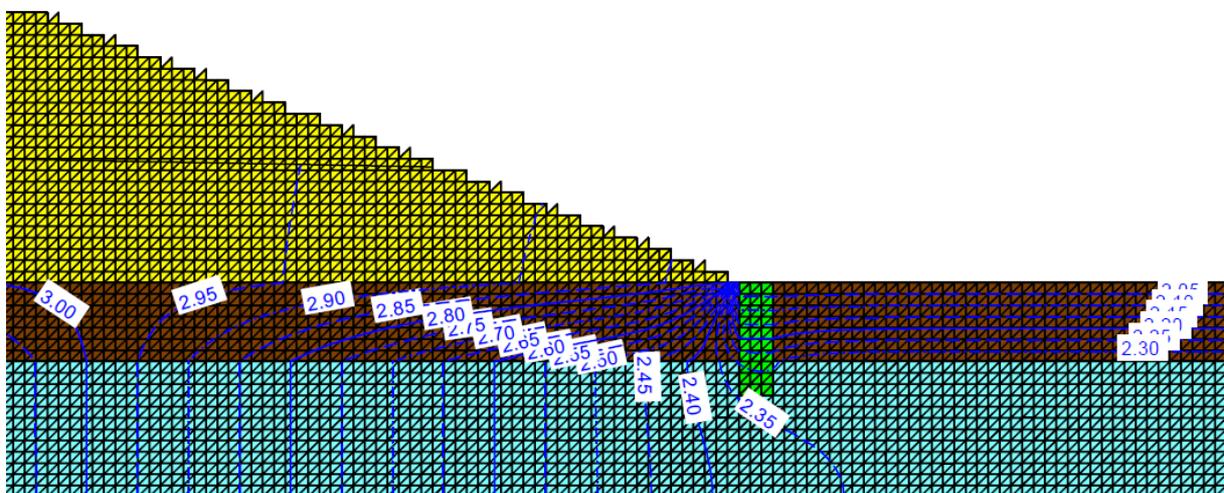


Abbildung 4.21 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „klein“

4.4.3 Ergebnisse der Variation der Kiessäuleneinbindung

Laut der numerischen Berechnung hat die Einbindung der Entlastungsdrainagen nur einen geringen Einfluss auf deren Durchfluss und den Druckabbau im Grundwasserleiter. Laut Theorie nach Dupuit-Thiem und dem Ansatz nach Szechy oder Forchheimer dürfte der Sickerwasseraustritt im Szenario „unvollkommen“ nur 55 % zu jenem im Szenario „vollkommen“ sein. Die numerischen Berechnungsergebnisse deuten auf eine Unabhängigkeit von einer Einbindung hin. Dies lässt darauf schließen, dass die Anströmrichtung in einem gespannten Grundwasserleiter nur einen geringen Einfluss auf den Durchfluss hat.

Tabelle 4.15 Variationsergebnisse der Kiessäuleneinbindung in den Grundwasserleiter

Szenario	VOLLKOMMEN	UNVOLLKOMMEN	KEINE EINBINDUNG
Länge der Einbindung	1,3 m	0,3 m	0 m
Kiessäulendurchfluss	1,55E-04 m ³ /s	1,53E-04 m ³ /s	1,50E-04 m ³ /s
Prozentuell	101%	100%	98%
Wasserdruckhöhe Deckschichtunterkante	0,75 m	0,8 m	0,8 m

Die Abbildungen 4.22, 4.23 und 4.24 sind ein grafischer Vergleich der Potentialisolinen der drei Szenarien. Zu erkennen ist eine Abweichung im Druckverlauf unter der Deckschicht, die damit begründet wird, dass die Anströmung der Entlastungsdrainage in den Szenarien unterschiedlich ist. Der berechnete Kiessäulendurchfluss ändert sich dadurch nur gering. Da sich die Größe der Potentiallinien auf das Niveau der Grundwasserleitersohle bezieht, muss die Mächtigkeit des Aquifers abgezogen werden um auf die die Druckhöhe unter der Deckschicht zu kommen.

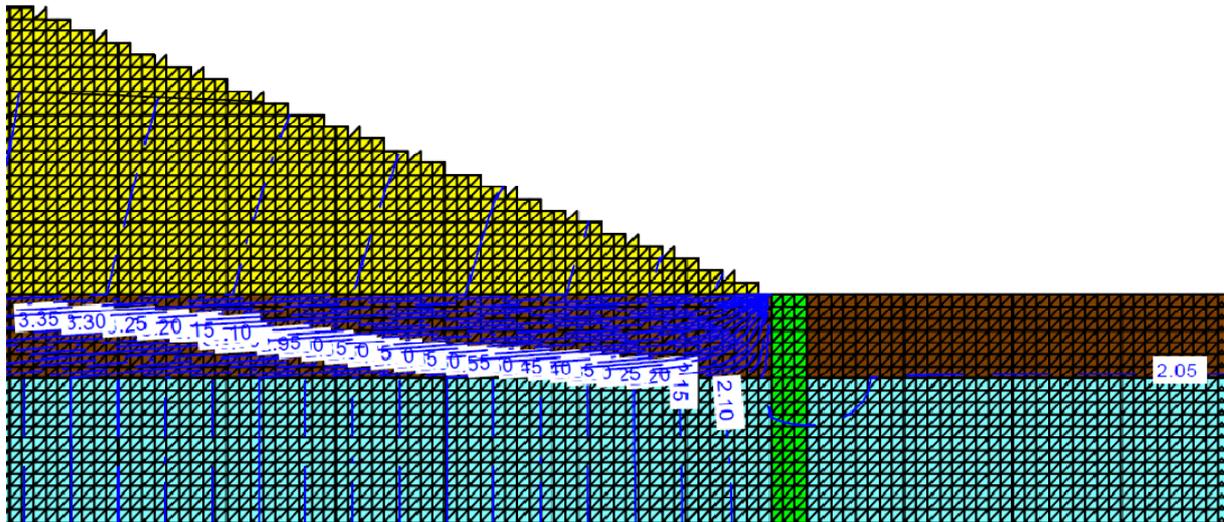


Abbildung 4.22 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Vollkommen“ für die Entlastungsdrainage

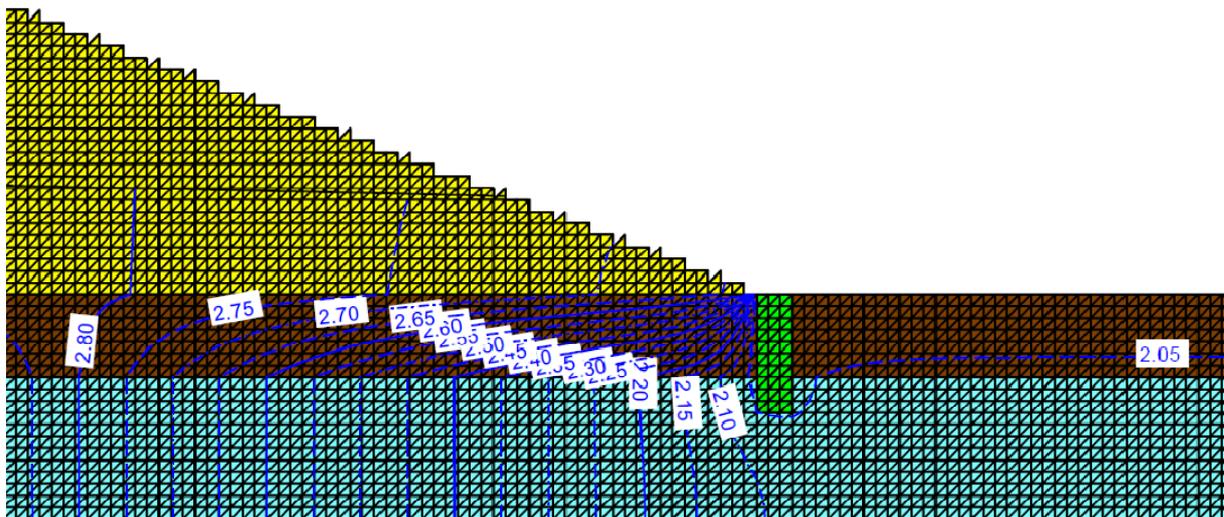


Abbildung 4.23 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Unvollkommen“

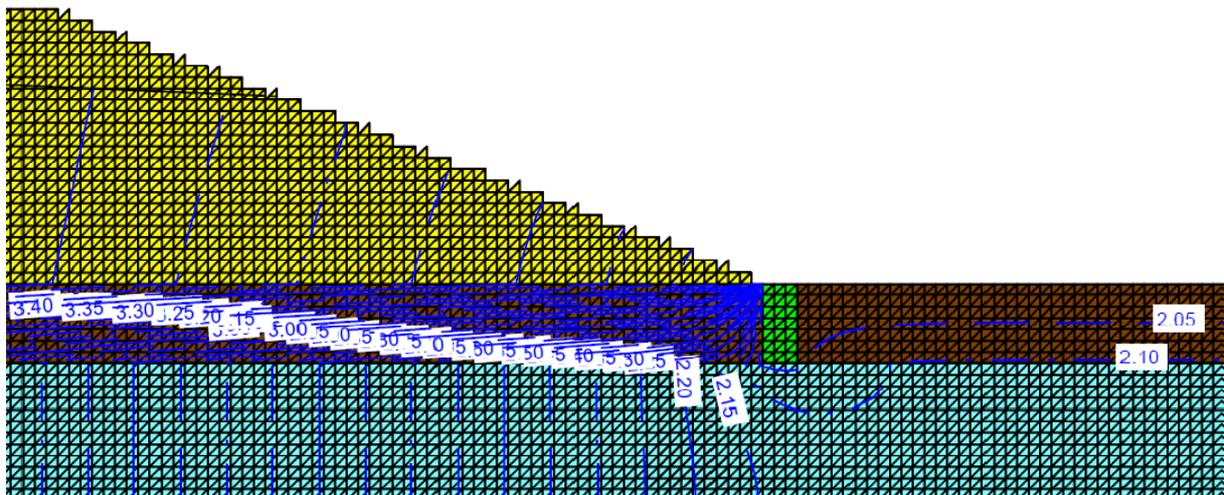


Abbildung 4.24 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „keine Einbindung“

4.4.4 Ergebnisse der Variation der Grundwasserleitermächtigkeit

Die Höhe des Grundwasserträgers beeinflusst das Ergebnis der Entlastungsdrainage wesentlich. Obwohl der Durchfluss der Kiessäule im 10-fach erhöhtem Grundwasserleiter mehr als verdoppelt wurde, nahm die Reichweite der Druckabminderung markant ab, sodass in diesem Szenario Gefahr infolge Auftrieb der Deckschicht besteht. Hätte diese eine Wichte von 20 kN/m^3 , könnte das Eigengewicht der $0,7 \text{ m}$ mächtigen Schicht von 14 kN/m^2 gegen die 16 kN/m^2 der berechnete Wasserdruckhöhe von $1,6 \text{ m}$ nicht standhalten und würde aufschwimmen.

Die veränderte Reichweite r' der Belastungsreduktion um die Entlastungsdrainage wurde berechnet, indem die Potentiale q beider Szenarien an der Stelle unterhalb der Kiessäule an der Grenze der unterschiedlich farblich markierten Grundwasserleiter festgestellt und die Differenz in Relation zu dem Potenzial des Szenarios „geringe Mächtigkeit“ gesetzt wurde.

$$r' = r \cdot \frac{q}{q'} = 1,3 \cdot \frac{0,2}{0,77} = 1,3 \cdot 0,259 = 0,337 \text{ m} \quad (90)$$

Dieses Ergebnis entspricht in prozentueller Darstellung 26 % der ursprünglichen Reichweite.

$r, r' \dots$	Reichweiten der Belastungsreduktion	[m]
$q, q' \dots$	Potentiale	[m]

Tabelle 4.16 Ergebnisse der Parametervariation – Grundwasserleitermächtigkeit

Szenario	GROSSE MÄCHTIGKEIT	GERINGE MÄCHTIGKEIT
Höhe des GWL	13 m	1,3 m
Kiessäulendurchfluss	$7,66\text{E-}04 \text{ m}^3/\text{s}$	$2,21\text{E-}04 \text{ m}^3/\text{s}$
Prozentuell	246,6 %	100 %
Wasserdruckhöhe Deckschichtunterkante	1,6 m	0,85 m
veränderte Reichweite	26 %	100 %

In den Abbildungen 4.25 und 4.26 beträgt die Potentialhöhe der Geländeoberfläche 0 m , weil sich diese Szenarien auf diese neue Basis beziehen. Deshalb ändert sich auch die Höhe der Potentialisolinen für das simulierte Hochwasser. Da sich die Größe der Potentiallinien

auf das Niveau der Geländeoberkante bezieht, muss die Mächtigkeit der Deckschicht addiert werden um auf die die Druckhöhe unter der Deckschicht zu kommen.

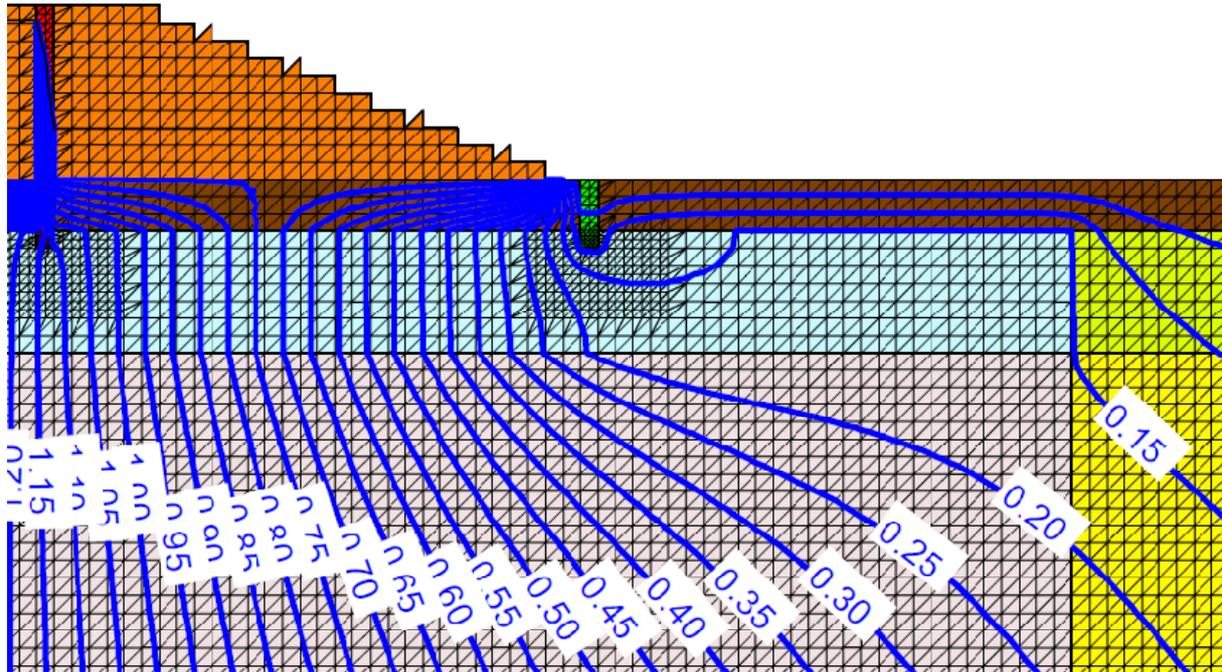


Abbildung 4.25 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „kleine Mächtigkeit des Grundwasserleiters“

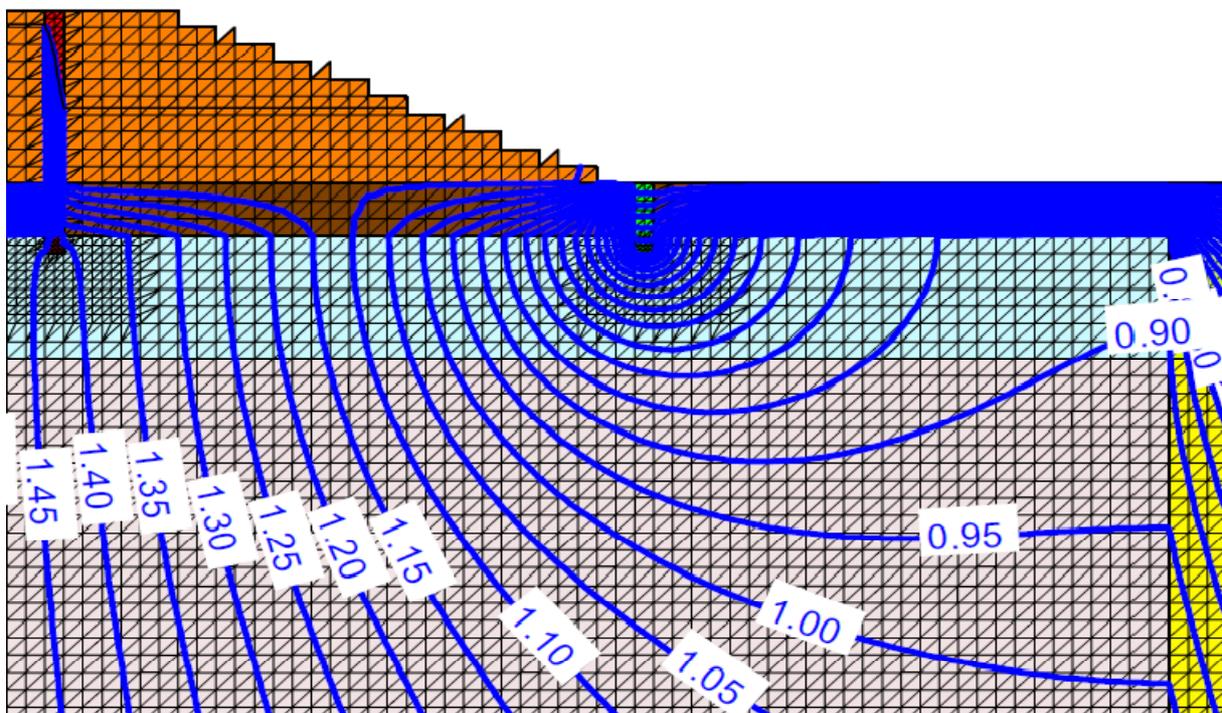


Abbildung 4.26 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „große Mächtigkeit des Grundwasserleiters“

4.4.5 Ergebnisse der Variation der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters

Die Veränderung des Durchlässigkeitsbeiwertes des Aquifers um eine Zehnerpotenz führt zu einer Vergrößerung um das 10-fache bzw. zu einer Verminderung auf ein Zehntel des ursprünglichen Durchflusses. Damit ist der Durchlässigkeitsbeiwert des Grundwasserleiters der maßgebende Parameter für die Bemessung der Kiessäule im Hinblick auf den Durchfluss.

Laut der numerischen Berechnung ändert sich die Wasserdruckhöhe unter der bindigen und weniger durchlässigen Deckschicht nur gering.

Tabelle 4.17 Untersuchungsergebnisse von unterschiedlich durchlässigen Grundwasserleitern

Szenario	SEHR DURCHLÄSSIG	GUT DURCHLÄSSIG	GERING DURCHLÄSSIG
Durchlässigkeitsbeiwerte	$1 \cdot 10^{-3}$ m/s	$1 \cdot 10^{-4}$ m/s	$1 \cdot 10^{-5}$ m/s
Kiessäulendurchfluss	1,53E-04 m ³ /s	1,56E-05 m ³ /s	1,61E-06 m ³ /s
Prozentuell	980,8 %	100 %	10,3 %
Wasserdruckhöhe Deckschichtunterkante	0,8 m	0,75 m	0,75 m

Die Abbildungen 4.27, 4.28 und 4.29 sind ein grafischer Vergleich des Potentialverlaufes der drei Szenarien. Zu beachten ist die gering unterschiedliche Belastung auf die Deckschichtunterkante aufgrund des besseren Druckabbaus bei geringer werdender Durchlässigkeit des Grundwasserleiters. Da sich die Größe der Potentiallinien auf das Niveau der Grundwasserleitersohle bezieht, muss die Mächtigkeit des Aquifers abgezogen werden um auf die die Druckhöhe unter der Deckschicht zu kommen.

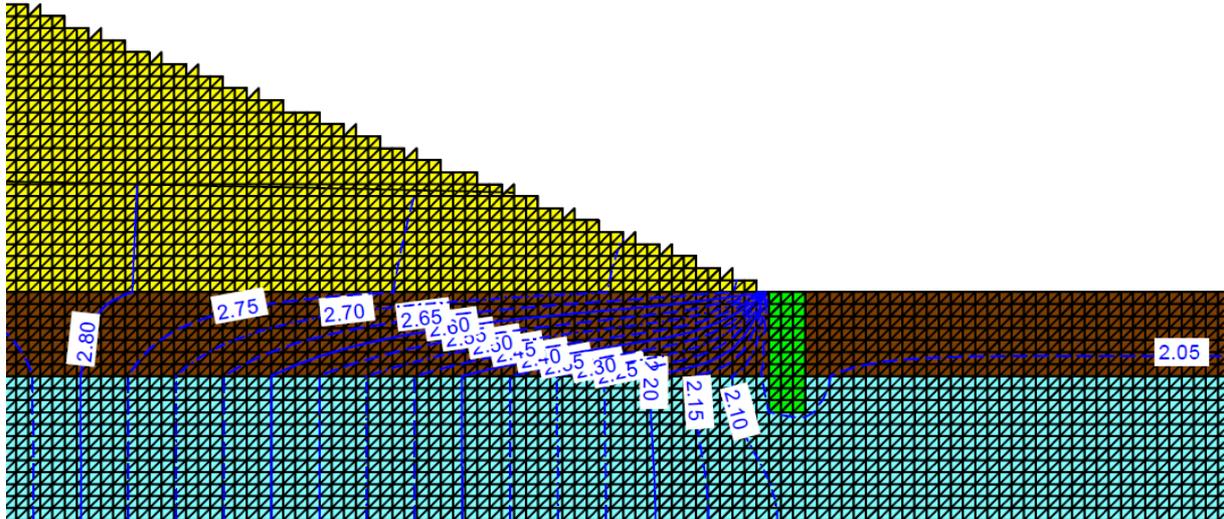


Abbildung 4.27 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „sehr durchlässiger“ Grundwasserleiter

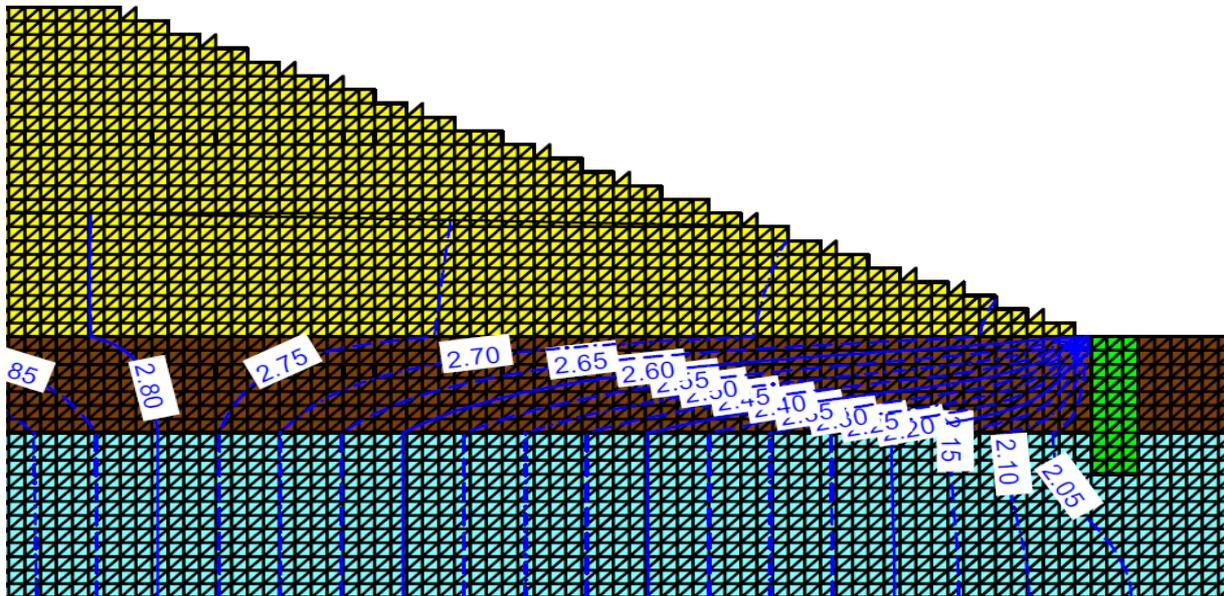


Abbildung 4.28 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „gut durchlässiger“ Grundwasserleiter

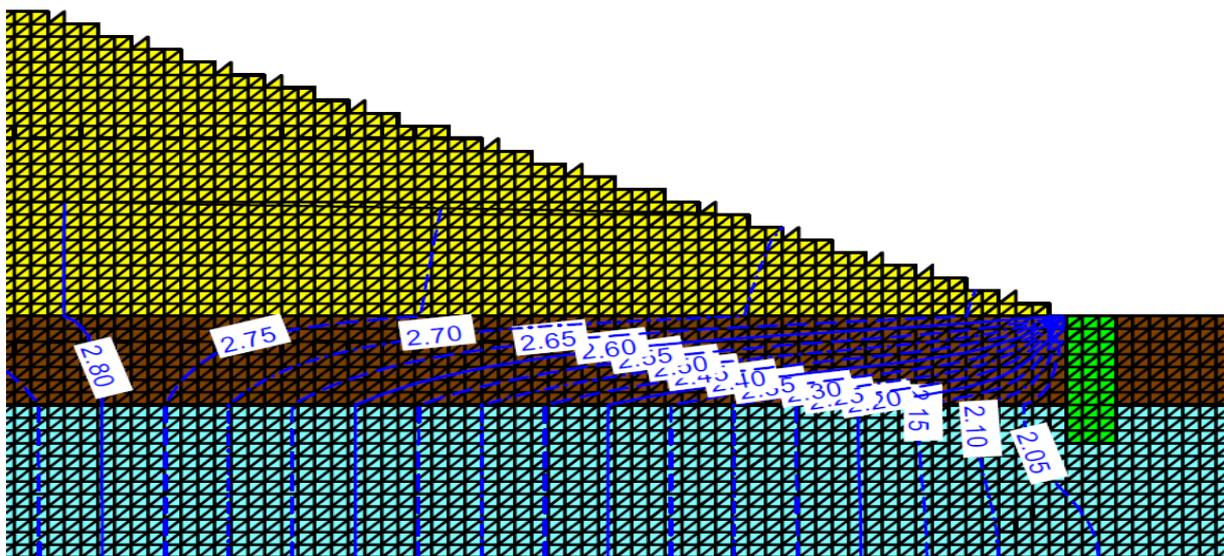


Abbildung 4.29 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „gering durchlässiger“ Grundwasserleiter

4.4.6 Ergebnisse der Variation der Länge des landseitigen Grundwasserleiters

Das Ergebnis der numerischen Berechnung für das Szenario „Langer Grundwasserleiter“ zeigt weder eine Veränderung des Kiessäulendurchflusses, noch der Druckbelastung auf die Deckschicht.

Dies wird damit begründet, dass die Durchflussfläche des Grundwasserleiters unter dem Damm gleich bleibt. Der Entlastungseffekt der Kiessäule ist nicht nur lokal zu beobachten, sondern im gesamten Hinterland zu erkennen.

Die Variation wurde mit einer Veränderung der Durchlässigkeit des Aquifers im Bereich mit der Bezeichnung „oberer GWL“ durchgeführt. Dazu ist der Durchlässigkeitsbeiwert um sechs Zehnerpotenzen auf den gleichen Kennwert des Ausgangsgrundwasserleiters, dessen Bezeichnung „1Grundwasserleiter“ lautet, erhöht worden. Dies führt zu einer durchgehend gleichen Bodenschicht unter der Deckschichte.

Tabelle 4.18 Ergebnisse der Parametervariation – Erstreckung im Hinterland

Szenario	LANGER GWL	KURZER GWL
Kiessäulendurchfluss	2,21E-04 m ³ /s	2,21E-04 m ³ /s
Prozentuell	100 %	100 %
Wasserdruckhöhe Deckschichtunterkante	0,80 m	0,80 m

In den Abbildungen 4.30 und 4.31 beträgt die Potentialhöhe der Geländeoberfläche 0 m, weil sich diese Szenarien auf diese neue Basis beziehen. Aufgrund dessen ändert sich auch die Höhe der Potentialisolines für das simulierte Hochwasser. Da sich die Größe der Potentiallinien auf das Niveau der Geländeoberkante bezieht, muss die Mächtigkeit der Deckschicht addiert werden um auf die Druckhöhe unter der Deckschicht zu kommen.

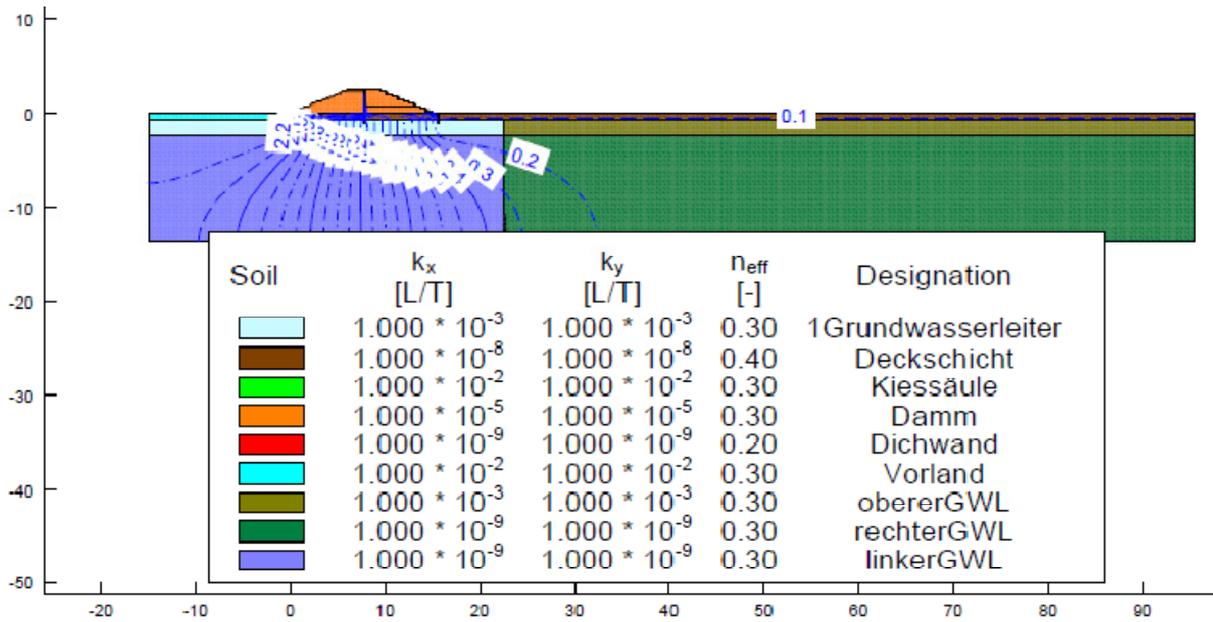


Abbildung 4.30 Darstellung der Potentialisolinen für das Szenario „langer Grund-Wasser-Leiter“ im Hinterland

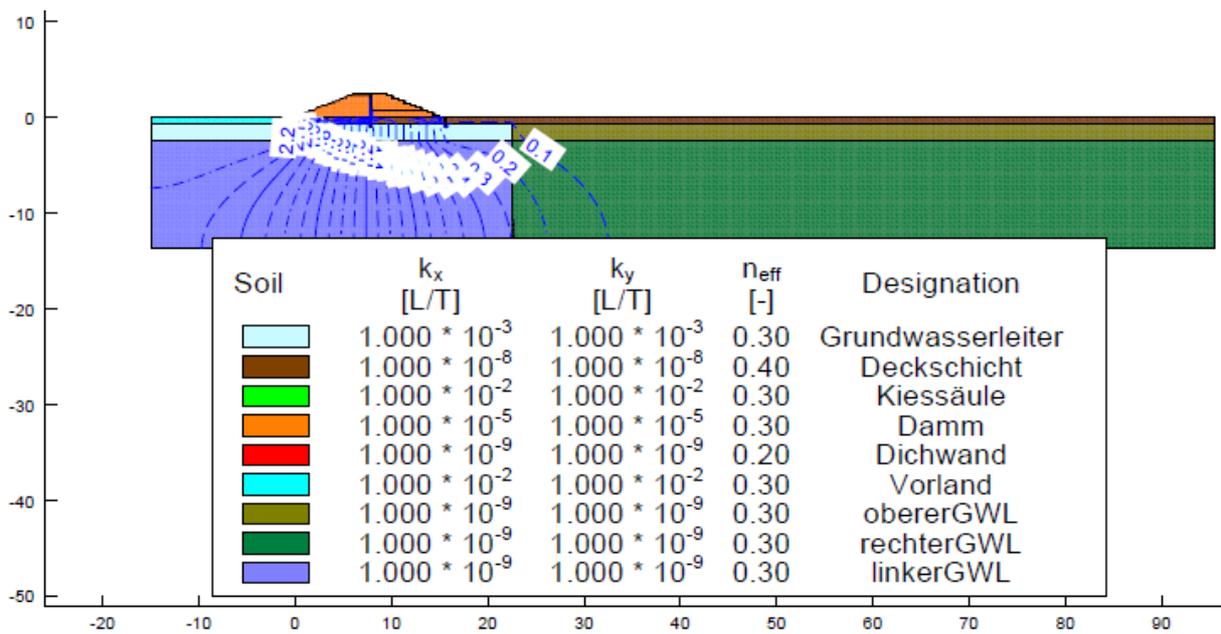


Abbildung 4.31 Darstellung der Potentialisolinen für das Szenario „kurzer Grund-Wasser-Leiter“ im Hinterland

4.4.7 Ergebnisse der Variation des Aufbaues des Grundwassersystems

Um mögliche Extremwerte für den Kiessäulendurchfluss zu erhalten, wurden einige Szenarien mit einem veränderten Aquifer untersucht. Dabei wurde das neue numerische Modell mit verschiedenen durchlässigen Bereichen sowie mit unterschiedlichen Fließwegen analysiert und mit einem homogen aufgebauten Grundwasserleiter verglichen. Der Aufbau der verschiedenen Szenarien wird auf folgenden Seiten beschrieben.

Tabelle 4.19 Ergebnisse der Parametervariation – Inhomogener Aufbau des Grundwasserleiters

Szenario	Kiessäulendurchfluss	Prozentuell	max. Wasserdruckhöhe Deckschichtunterkante
GROSSER GRUNDWASSERLEITER	7,68E-04 m ³ /s	100 %	1,6 m
ALTES FLUSSBETT IM HINTERLAND	7,68E-04 m ³ /s	100,1 %	1,6 m
VERDICHTETER DAMMUNTERGRUND	1,98E-04 m ³ /s	25,8 %	2,5 m
GRUNDWASSERSTOCKWERK	3,06E-04 m ³ /s	39,8 %	1,80 m

In den Abbildungen 4.32, 4.33, 4.34 und 4.35 beträgt die Potentialhöhe der Geländeoberfläche 0 m, weil sich diese Szenarien auf diese neue Basis beziehen. Deswegen ändert sich auch die Höhe der Potentialisolinen für das simulierte Hochwasser. Da sich die Größe der Potentiallinien auf das Niveau der Geländeoberkante bezieht, muss die Mächtigkeit der Deckschicht addiert werden um auf die die Druckhöhe unter der Deckschicht zu kommen.

Das Szenario „Altes Flussbett im Hinterland“ dient der Untersuchung der Potentialverläufe für einen Untergrund, dessen Historie zu wenig beachtet wurde und ein altes Flussbett parallel zum Damm einen möglichen unterirdischen Fließweg darstellt. Damit soll eine zusätzliche Belastung infolge einer Grundwasserströmung simuliert werden, die aus Richtung des Hinterlandes aufgrund der kürzeren Fließstrecke eines mäandrierenden Flusses fließen könnte. Dabei wird ein sehr durchlässiger Untergrund wie z. B. Flussschotter, bei dem die Feinanteile ausgespült wurden, im Hinterland des Dammes simuliert. Dazu wurde die Durchlässigkeit des oberen und rechten Grundwasserleiters um eine Zehnerpotenz erhöht. Der Unterschied in den Ergebnissen zum vorigen Referenzszenario ist sehr gering. Dennoch sollte dieses Szenario im Falle eines mäandrierenden Flusses und der vorliegenden Bodenbedingungen im Rahmen einer dreidimensionalen Untersuchung weiter geführt werden.

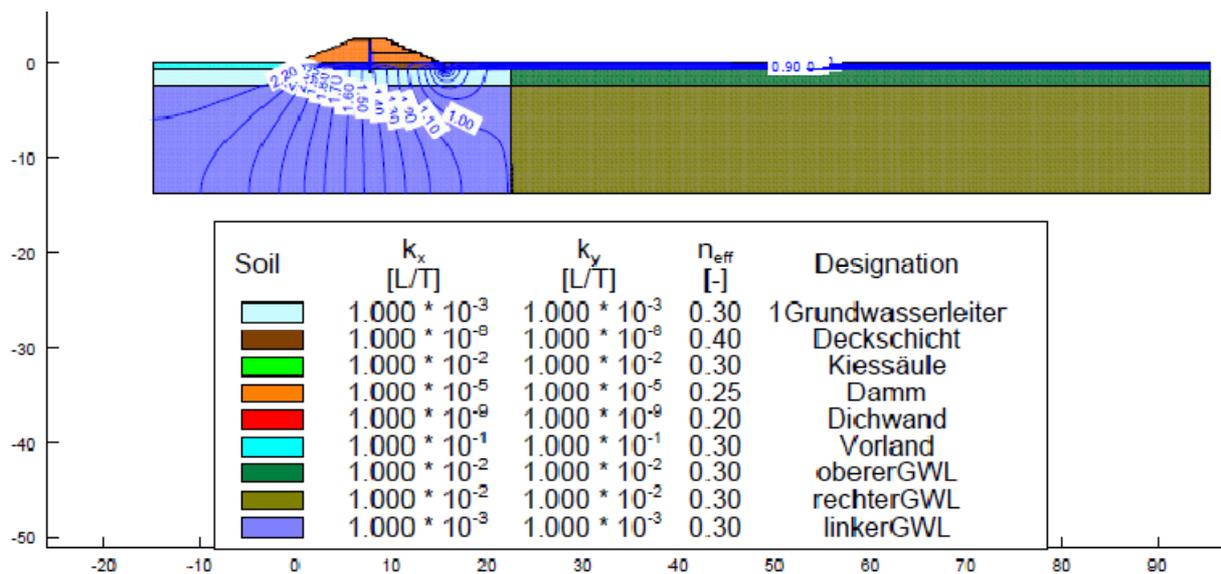


Abbildung 4.33 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Altes Flussbett im Hinterland“

Das Szenario „verdichteter Dammuntergrund“ setzt einen Untergrund im Bereich des Dammes voraus, welcher durch Setzungen der Bodenschichten infolge von Baumaschinenverkehr und Dammgewicht eine um eine Zehnerpotenz geringere Durchlässigkeit aufweist als der natürliche Untergrund. Dabei ist zu erkennen, dass der reduzierte Durchfluss der Entlastungsdrainage zu einem geringeren Wasserdruckabbau im Grundwasserleiter und zu einer größeren Belastung auf die Deckschichtunterkante führt.

Die Wirkung der Entlastungsdrainage reduzierte sich nur auf den lokalen Bereich, sodass in diesem Szenario Versagensgefahr aufgrund Auftrieb der Decksicht besteht. Hätte diese eine Wichte von 20 KN/m^3 , könnte das Eigengewicht der $0,7 \text{ m}$ mächtigen Schicht von 14 KN/m^2 gegen die 25 KN/m^2 der berechnete Wasserdruckhöhe von $2,5 \text{ m}$ nicht standhalten und würde aufschwimmen. Diese berechnet sich durch die Summe von Deckschichthöhe und der letzten ausgewiesenen Potentialhöhe im Grundwasserleiter. Im Vergleich zum Referenzszenario und allen anderen untersuchten Szenarien besteht deshalb das größte Risiko für das Versagen der Deckschicht.

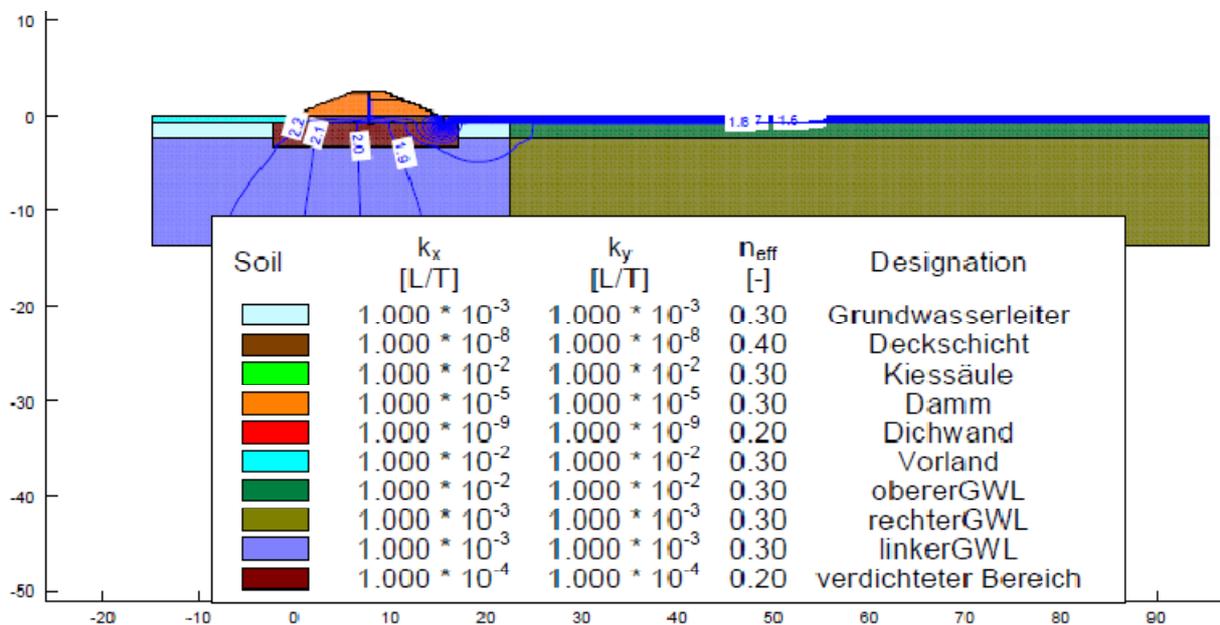


Abbildung 4.34 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „verdichteter Bereich unter Damm infolge Setzung“

Das Szenario „Grundwasserstockwerk“ soll der Visualisierung unterschiedlich durchlässiger Bereiche im Grundwasserträger dienen. Dazu dient ein Aquitard als Trennschicht zweier Grundwasserleiter. Dieser stellt eine Bodenschicht dar, die eine geringere Durchlässigkeit aufweist als die umgebenden Aquifer. Die Grundwasserleiter haben dennoch die ursprüngliche Durchlässigkeit und dienen als primäre Grundwasserträger. Da der Durchlässigkeitsbeiwert des Aquitards im Vergleich zu diesen um zwei Zehnerpotenzen geringer gewählt wurde, hat dieser als sekundärer Grundwasserleiter einen geringeren Durchfluss und einen engeren Verlauf der Potentialisolines. Während der Potentialverlauf im Bereich des Dammes den Entlastungseffekt der Kiessäule gut darstellt, ist dieser im Hinterland kaum noch zu beobachten. Da das untere Grundwasserstockwerk zu einem geringeren Druckabbau unter der Deckschicht führt, wenn im Hinterland eine Verbindung der primären Grundwasserleiter besteht, kann es zum Versagen der Deckschicht in großer Entfernung kommen.

Die Reichweite der Belastungsreduktion unter der Deckschicht nimmt ab, sodass in diesem Szenario höherer Gefahr infolge Auftrieb der Decksicht besteht. Hätte diese eine Wichte von 20 KN/m^3 , könnte das Eigengewicht der $0,7 \text{ m}$ mächtigen Schicht von 14 KN/m^2 gegen die 19 KN/m^2 der berechnete Wasserdruckhöhe von $1,9 \text{ m}$ nicht standhalten und würde aufschwimmen.

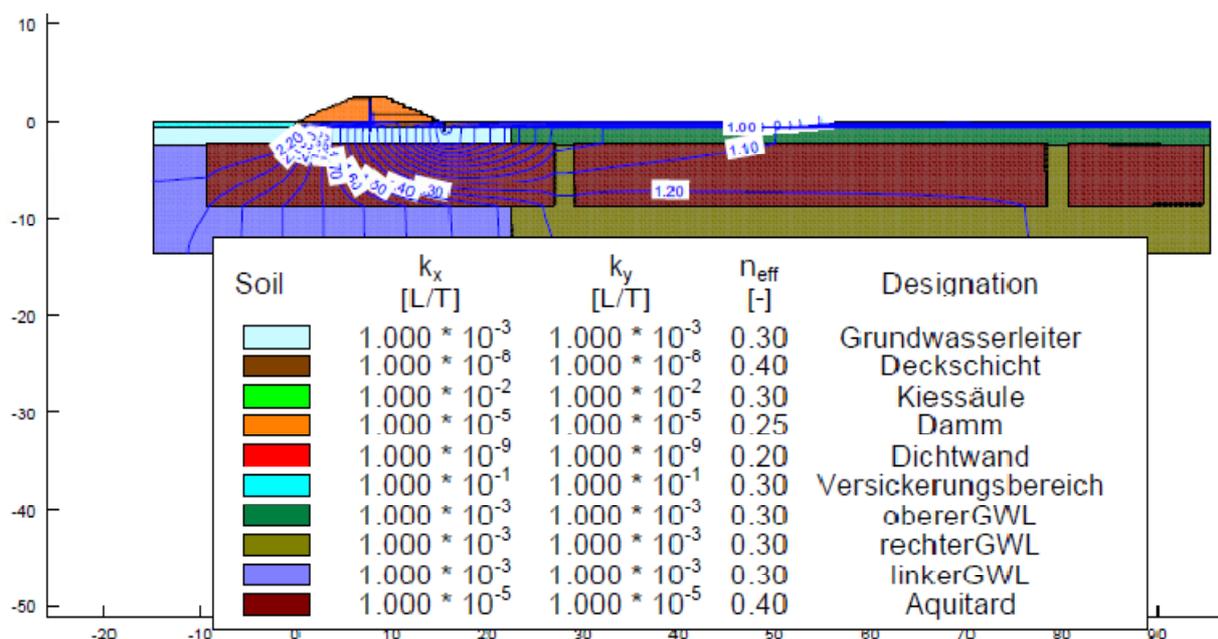


Abbildung 4.35 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Grundwasserstockwerk“

4.4.8 Ergebnisse der Variation des Versickerungsbereichs

Die Ergebnisse zeigen eine eindeutige Abhängigkeit des Kiessäulendurchflusses von der Länge des Fließweges im Grundwasser und weniger von der Größe der Versickerungsfläche. Die Abbildung des Szenarios „Entfernter Versickerungsbereich“ zeigt einen veränderten Verlauf der Potentialisolines im Grundwasserleiter, der dadurch begründet wird, dass der Sickerweg in diesem Fall länger ist. Die beiden anderen Szenarien unterscheiden sich nur sehr gering.

Tabelle 4.20 Variationsergebnisse – Erstreckung im Vorderland bzw. Versickerungsbereich

Szenario	LANGES VORLAND	KURZES VORLAND	ENTFERNTER VERSICKERUNGSBEREICH
Kiessäulendurchfluss	2,21E-04 m ³ /s	2,20E-04 m ³ /s	1,28E-04 m ³ /s
Prozentuell	100 %	97,7 %	58,1 %
Wasserdruckhöhe Deckschichtunterkante	0,80 m	0,80 m	0,75 m

In den Abbildungen 4.36,4.37 und 4.38 beträgt die Potentialhöhe der Geländeoberfläche 0 m, weil sich diese Szenarien auf diese neue Basis beziehen. Demzufolge ändert sich auch die Höhe der Potentialisolines für das simulierte Hochwasser. Da sich die Größe der Potentiale auf das Niveau der Geländeoberkante bezieht, muss die Mächtigkeit der Deckschicht addiert werden um auf die die Druckhöhe unter der Deckschicht zu kommen.

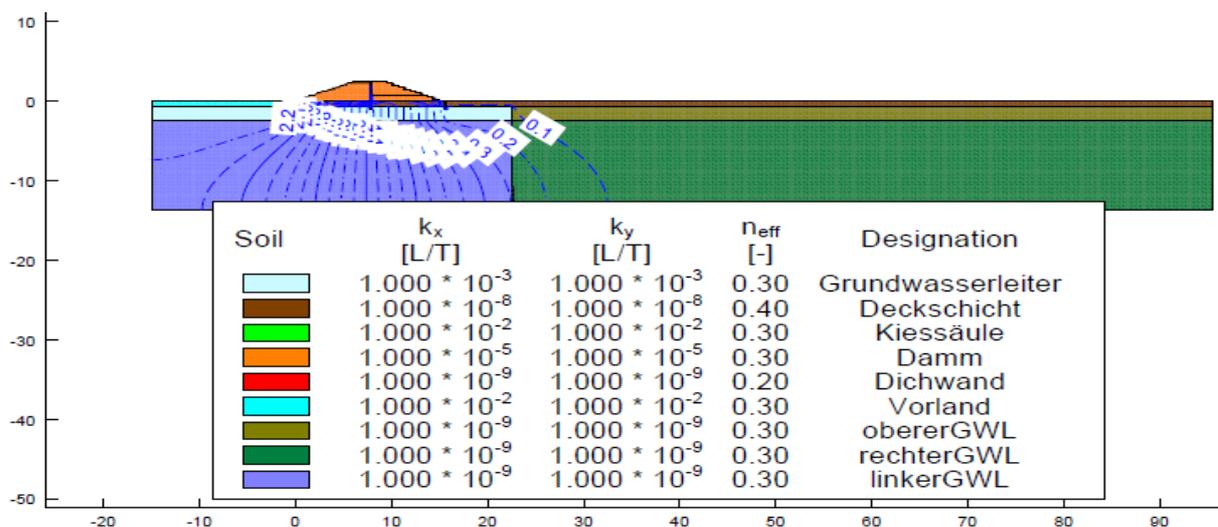


Abbildung 4.36 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario "Langes Vorland" als Versickerungsbereich

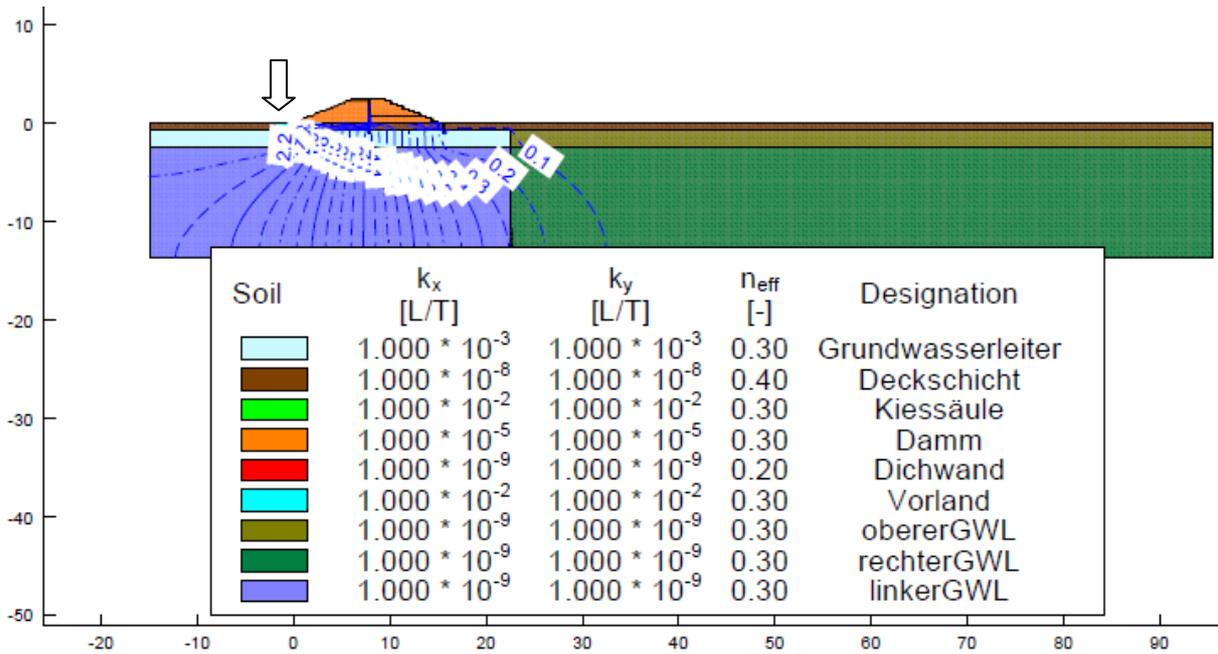


Abbildung 4.37 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario "Kurzes Vorland" als Versickerungsbereich

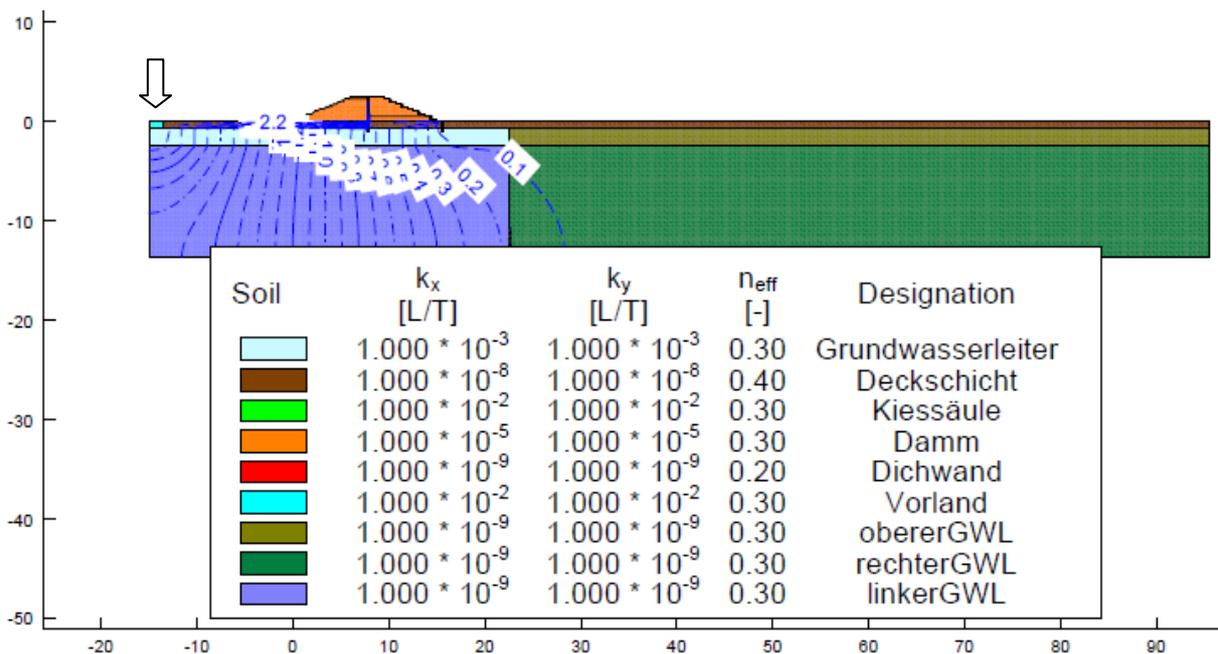


Abbildung 4.38 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario "Entfernter Versickerungsbereich"

5. Vergleich der Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungsmethoden

Ein Ziel dieser Arbeit war die Kalibrierung des numerischen Modells durch die Anpassung der Eingabeparameter an die Ergebnisse des experimentellen Versuchsmodells. Aufgrund des frühzeitigen Abbruchs der Messreihe ist die Anzahl der stationären Zustände und damit verbundenen repräsentativen Durchflusswerte aus der Kiessäule für die Kalibrierung zu gering. Dennoch kann der Vergleich der Daten beider Modelle durchgeführt werden.

Zuerst werden die Ergebnisse der numerischen Berechnung mit den analytisch ermittelten Ergebnissen verglichen. Dadurch wird kontrolliert, ob die Untersuchung mit Hilfe des zweidimensionalen Modells bzw. ob die Verwendung eines Sickergrabens als Kiessäule gerecht fertigt war. Die Überlegung hinter der analytischen Berechnung ist, dass die Strömungsvorgänge in einem gespannten Grundwasserleiter durch die Entnahme aus einem Brunnen jenen entsprechen, die durch einen Sickerwasseraustritt einer Entlastungsdrainage entstehen. Dadurch lässt sich die Untersuchung mit Hilfe der Brunnenformel nach der Theorie von Dupuit-Thiem vereinfachen. Im Kapitel 2.4.3 wurde diese hergeleitet und für die Anwendung an gespannten Grundwasserleitern modifiziert. Die Überlegung der Theorie wurde weiter geführt und für Brunnenreihen sowie Gräben als Analogie zu Kiessäulenreihen bzw. Sickerschlitze berechnet.

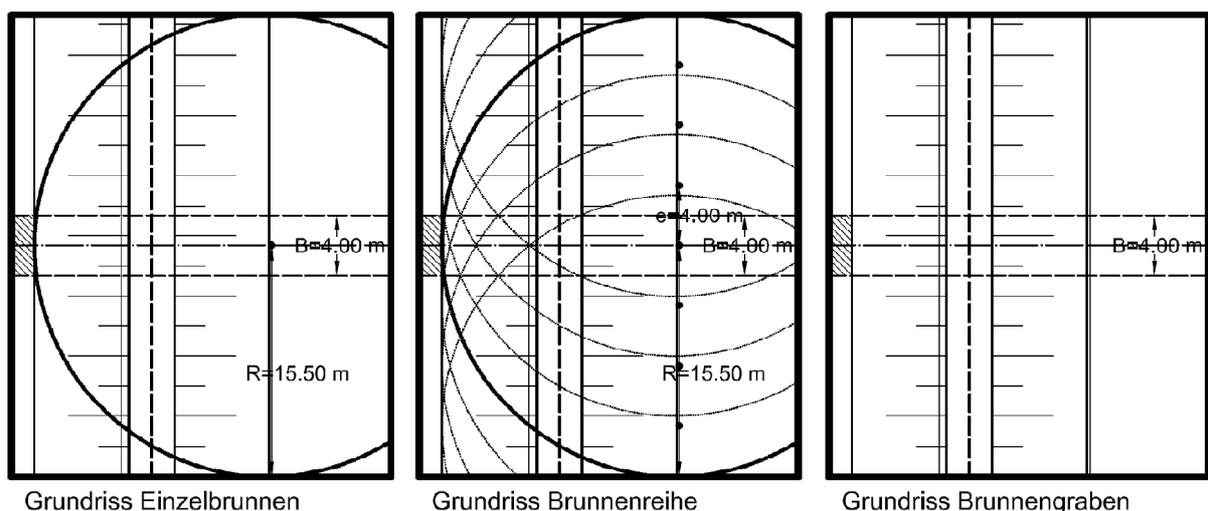


Abbildung 5.1 Darstellung der verschiedenen Betrachtungsweisen für einen Entnahmebrunnen als Analogie zu einer Kiessäule, Kiessäulenreihe und eines Sickergrabens.

Dabei dienten die Kennwerte und Abmessungen, die in den numerischen Berechnungen verwendet wurden, als Eingangsparameter der analytischen Untersuchung. Ziel war es, die

Entnahmemenge aus einem Brunnen mit einem Durchmesser von 200 mm mit dem Durchfluss einer Entlastungsdrainage, die eine gleich große Querschnittsfläche hat, zu vergleichen. Jedoch musste die Anströmfläche der jeweiligen Entnahmebrunnen auf die gleiche Untersuchungsabschnittsbreite verändert werden. Dies ist in Abbildung 5.1 dargestellt.

Die Abbildung 5.2 stellt einen Vergleich der unterschiedlichen Berechnungsansätze dar. Die Brunnenarten werden zusätzlich mit unvollkommenen bzw. vollkommen unterschieden, damit der Einfluss des Berechnungsansatzes für verschiedenartig hergestellte Einbindungen in den Grundwasserleiter zu erkennen ist.

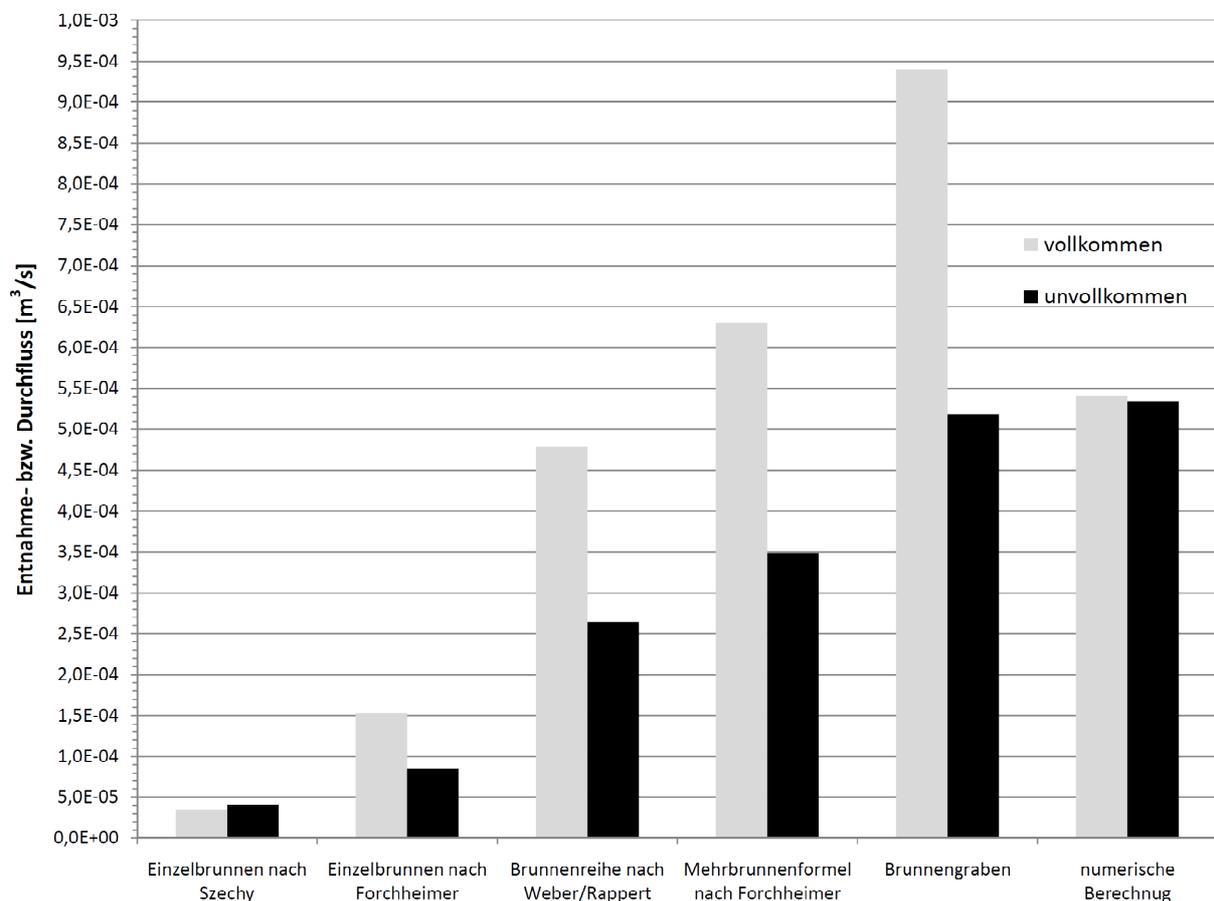


Abbildung 5.2 Vergleich der analytischen Berechnungsergebnisse der verschiedenen Betrachtungsweisen eines Entnahmebrunnens mit dem numerischen Berechnungsergebnis für jeweils 4 m breite Untersuchungsabschnitte.

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse zeigt, dass die numerische Untersuchung mit der analytischen Berechnung des unvollkommenen Sickergrabens übereinstimmt. Bei der Betrachtung der Entnahmemenge aus einem vollkommenen Brunnengraben ergibt sich aber

ein großer Unterschied zum numerischen Ergebnis. Der geringe Unterschied in der numerischen Berechnung für eine unvollkommene und vollkommene Entlastungsdrainage kann nicht begründet werden. Es wird aber vermutet, dass die geringe Sickerwegverlängerung im Grundwasserleiter, die für die vertikale Krümmung der Zuströmung der Unterseite der Entlastungsdrainage verantwortlich ist, das Ergebnis nur minimal verändert.

Das analytische Berechnungsergebnis, bei denen der Ansatz von Szechy verwendet wurde, betragen allgemein die Hälfte der Entnahmemengen der unvollkommenen Brunnen, die mit dem Ansatz von Forchheimer berechnet wurden. Das Ergebnis für den Brunnengraben, das nach Theorie von Forchheimer mit einem Abminderungsfaktor für die Berücksichtigung der unvollkommenen Einbindung reduziert wurde, stimmt am besten mit dem Durchfluss der numerischen Berechnung überein. Dadurch wurde dieser Ansatz auch für die unvollkommenen Brunnenreihen verwendet.

Die Ergebnisse der Mehrbrunnenformel sowie der Theorie von Weber/Rappert unterscheiden sich wenig voneinander und können mit zwei Drittel bzw. mit der Hälfte der Durchflussmenge eines Brunnengrabens angegeben werden. Die Längen der Abschnitte der einzelnen Brunnen in der Brunnenreihe sind identisch mit jener des Brunnengrabens sowie des berechneten Durchflussquerschnittes der Entlastungsdrainage. Innerhalb des Einflusskreises eines einzelnen Brunnens befinden sich acht Brunnen, die sich gegenseitig beeinflussen und die die aus der Mehrbrunnenformel berechnete Gesamtmenge ausmachen. Die einzelnen Entnahmemengen ergeben sich als deren Teilmenge, die durch die Anzahl der Brunnen dividiert wird.

Die resultierende Belastungsreduktion auf die Deckschicht infolge des Druckverlaufs im Grundwasserleiter ergibt sich durch die Überlappung der einzelnen Entlastungsflächen analog zu der Einflussnahme der einzelnen Brunnen für die gesamte Entnahmemenge. Im Gegensatz dazu ist die Belastungsreduktion des Brunnengrabens über die Untersuchungsabschnittsbreite gleichförmig, da ein doppelsymmetrisches Strömungssystem vorliegt. Dennoch ist der Effekt beider Entlastungsdrainagen ähnlich und wird im Vergleich der Abbildung 2.19 mit der Abbildung 2.20 ersichtlich. Dies wird im Kapitel 2.4.3 genauer erläutert.

Die Frage nach der Zulässigkeit, ob ein vereinfachtes zweidimensionales Strömungssystem für die Untersuchung der Kiessäule verwendet werden darf, richtet sich an die Anforderungen an die Genauigkeit der Durchflussangaben und an die Frage, welche Form der Druckverlauf im Grundwasserleiter des experimentellen Modells hat. Wie im Kapitel 2.4.3 begründet, ist der direkte Vergleich von Durchflüssen, die mit verschiedenen Untersuchungsmethoden festgestellt werden, erst mit der Kenntnis der abgesenkten Wasserspiegellinien, die den Druckverlauf im gespannten Grundwasserleiter repräsentieren, sinnvoll. Die verschiedenen Betrachtungsweisen eines Entnahmehunnens ließen erkennen, dass die Entnahmemengen direkt vom erzeugten Druckverlauf abhängen.

Tabelle 5.1 Vergleich der analytischen Berechnungsergebnisse mit jener der numerischen Berechnung

Ergebnisse der analytischen und numerischen Berechnungen für einen 4 m breiten Untersuchungsabschnitt:				
theoretischer Ansatz:	vollkommen		unvollkommen	
	[m ³ /s]	Vergleich	[m ³ /s]	Vergleich
Einzelbrunnen nach Szechy	$3,53 \cdot 10^{-5}$	7%	$4,10 \cdot 10^{-5}$	8%
Einzelbrunnen nach Forchheimer	$1,53 \cdot 10^{-4}$	28%	$8,50 \cdot 10^{-5}$	16%
Brunnenreihe nach Weber/Rappert	$4,79 \cdot 10^{-4}$	89%	$2,65 \cdot 10^{-4}$	50%
Mehrbrunnenformel nach Forchheimer	$6,30 \cdot 10^{-4}$	116%	$3,49 \cdot 10^{-4}$	65%
Brunnengraben	$9,40 \cdot 10^{-4}$	174%	$5,18 \cdot 10^{-4}$	97%
numerische Berechnung	$5,41 \cdot 10^{-4}$	100%	$5,34 \cdot 10^{-4}$	100%

Der Vergleich der Ergebnisse des experimentellen Versuches mit den numerischen Berechnungen hat anfangs keine Übereinstimmung ergeben, da mit unterschiedlichen Eingabeparametern gerechnet wurde. So wurden die numerischen Berechnungen mit den vorgegebenen Kennwerten, die aus den Voruntersuchungen [9] kamen, durchgeführt. Dennoch konnte das Messergebnis mit Hilfe der numerischen Berechnung nachvollzogen werden, indem die Durchlässigkeitsbeiwerte so lange variiert wurden, bis das Berechnungsergebnis mit dem Messergebnis übereinstimmte.

Bei der Gegenüberstellung der numerischen Berechnungsergebnisse für einen stationären Zustand mit den Messergebnissen der stationär gehaltenen Hochwasserstände 50 cm und 100 cm über Geländeoberkante sind jeweils zwei Durchflüsse vorhanden.

In der Tabelle 5.2 sind diese sowie die Ergebnisse der numerischen Berechnung dargestellt. Der Vergleich lässt keinen Zusammenhang beider Modelle erkennen, da die Abweichung voneinander in beiden Zuständen verschieden ist. Während sich der Durchfluss im Versuchsmodell verzehnfacht, verdoppelt dieser sich laut numerischer Berechnung bei einem Anstieg des Hochwasserpegels von 50 cm auf 100 cm über Geländeoberkante.

Tabelle 5.2 Vergleich der Durchflussergebnisse beider Modelle für einen konstant gehaltenen Hochwasserpegel

Stationäre Zustände	Experimentelles Modell			Numerisches Modell
	Durchfluss	Messwehrrift		Durchfluss
HW 50 cm über Geländeoberkante	$1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$	$4,0 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$	$1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$	$1,16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$
HW 100 cm über Geländeoberkante	$1,0 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$	$5,0 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$	$1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$	$2,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$

Um einen Zusammenhang der Modelle herzustellen, müssen die Eingangswerte der numerischen Berechnung angepasst werden. Dazu dienen die Erkenntnisse, die man aus der Parametervariation erhalten hat. Somit werden die Durchlässigkeitsbeiwerte der Böden variiert, bis eine Übereinstimmung der Ergebnisse beider Modelle vorliegt.

Die Messergebnisse zeigen nur eine geringe Reduktion der Druckhöhen lokal um die Kiessäule im Grundwasserleiter, was darauf schließen lässt, dass dessen Durchlässigkeit nicht verringert werden muss. Ein verminderter Durchlässigkeitsbeiwert hat zur Folge, dass der Verlauf der Potentialisolinen gleichmäßig und ab Beginn der Versickerung kontinuierlich abnimmt. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass eine Erhöhung der Grundwasserleiterdurchlässigkeit in der Berechnung zu einem gleichartigen Druckverlauf führt, wie er von den Standrohrpegel gemessen wurde.

Die Veränderung der Durchlässigkeitsbeiwerte von der Deckschicht sowie des Dammes führt zu keiner Annäherung an den Kiessäulendurchfluss bzw. an den Druckverlauf, der gemessen wurde.

Die schrittweise Reduktion der Durchlässigkeit der Kiessäule führte zu einer Anpassung an die Ergebnisse des experimentellen Versuchsmodells. Die ermittelte Bandbreite, in der der Durchlässigkeitsbeiwert der Kiessäule liegt, kann mit $1,2 \cdot 10^{-4}$ bis $1,8 \cdot 10^{-5}$ m/s angegeben werden. Der Durchfluss der Entlastungsdrainage für die berechneten Szenarien beträgt $5,4 \cdot 10^{-5}$ m³/s ($k_f=1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s) bzw. $9,88 \cdot 10^{-6}$ m³/s ($k_f=1,8 \cdot 10^{-5}$ m/s) bei einem untersuchten Hochwasserstand von 1 m über GOK.

In jenem Szenario, in der sich der simulierte Wasserspiegel 0,5 m über der Deckschichtoberkante befindet, beträgt der Sickerwasseraustritt an der Kiessäule $2,7 \cdot 10^{-5}$ m³/s ($k_f=1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s) bzw. $4,94 \cdot 10^{-6}$ m³/s ($k_f=1,8 \cdot 10^{-5}$ m/s). Die somit berechneten Durchflüsse stimmen mit den Messergebnissen überein.

Die Druckverläufe im Grundwasserleiter entsprechen jenen, die mit den Standrohrpegel und den Porenwasserdruckgebern bei den jeweiligen stationären Zuständen gemessen wurden.

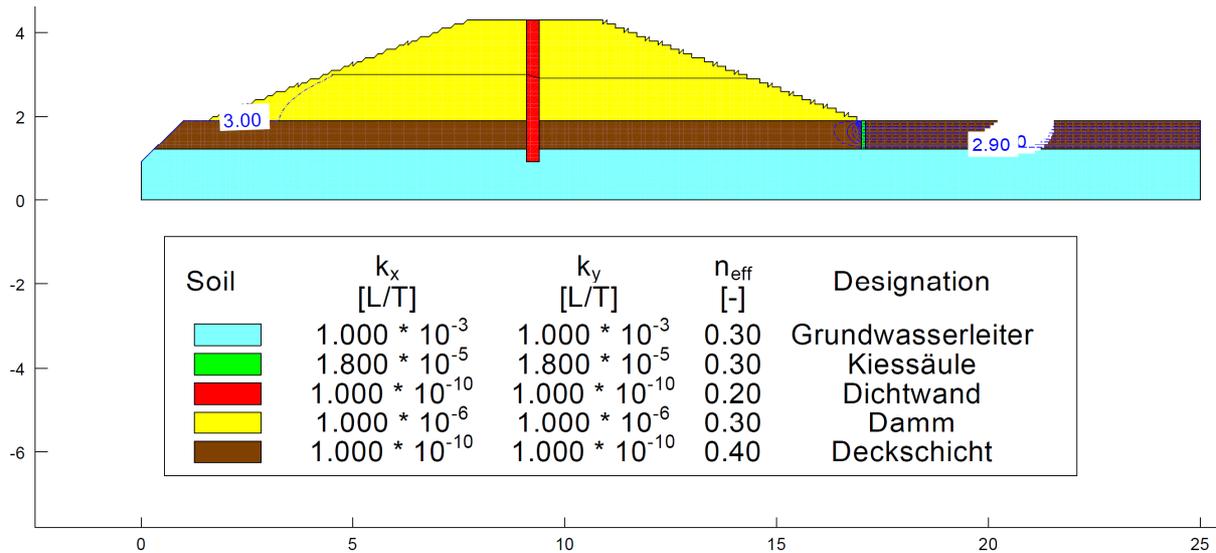


Abbildung 5.3 Anpassung der Eingangsparmeter der numerischen Berechnung an die Messergebnisse des experimentellen Versuchsmodells

Die Abweichung des Durchlässigkeitsbeiwertes der Kiessäule zu jenem Kennwert, der vorgeben wurde, wird damit begründet, dass die numerische Berechnung eine Vereinfachung des zu untersuchenden Strömungsvorganges ist. Das 2-dimensionale Modell entspricht einem Vertikalschnitt in der Symmetrieebene des experimentellen Versuchsmodells und berücksichtigt daher keine radiale Anströmung zu der Entlastungsdrainage. Genau genommen berechnet das Finite-Elemente-Programm den Durchfluss aus einem Sickergraben und die Strombahnen im Grundwasserleiter sind nur vertikal gekrümmt, was den Fließwiderstand begünstigt.

Diese Begründung schließt aber die Tatsache aus, dass der zu ermittelnde Entlastungseffekt der Kiessäule in der Messreihe nicht bzw. nur minimal feststellbar war. Die gewünschte Belastungsreduktion auf die Deckschichtunterkante infolge des Kiessäulendurchflusses ist nicht eingetreten, was zum Versagen der Deckschicht im Hinterland des Versuchsdammes führte. Dadurch, dass die Messergebnisse eine Reduktion der Druckhöhen im Grundwasserleiter nach Eintreten des Lecks beweisen, ist dessen Entlastungseffekt durch den Austritt des Sickerwassers an der Fehlstelle zwischen Betonwand und Deckschicht begründet. Es wurde eine Senkung der Druckhöhen im gesamten Hinterland um 0,2 m gemessen, obwohl das Austrittsloch an der Oberfläche nur wenige Quadratmillimeter groß ist.

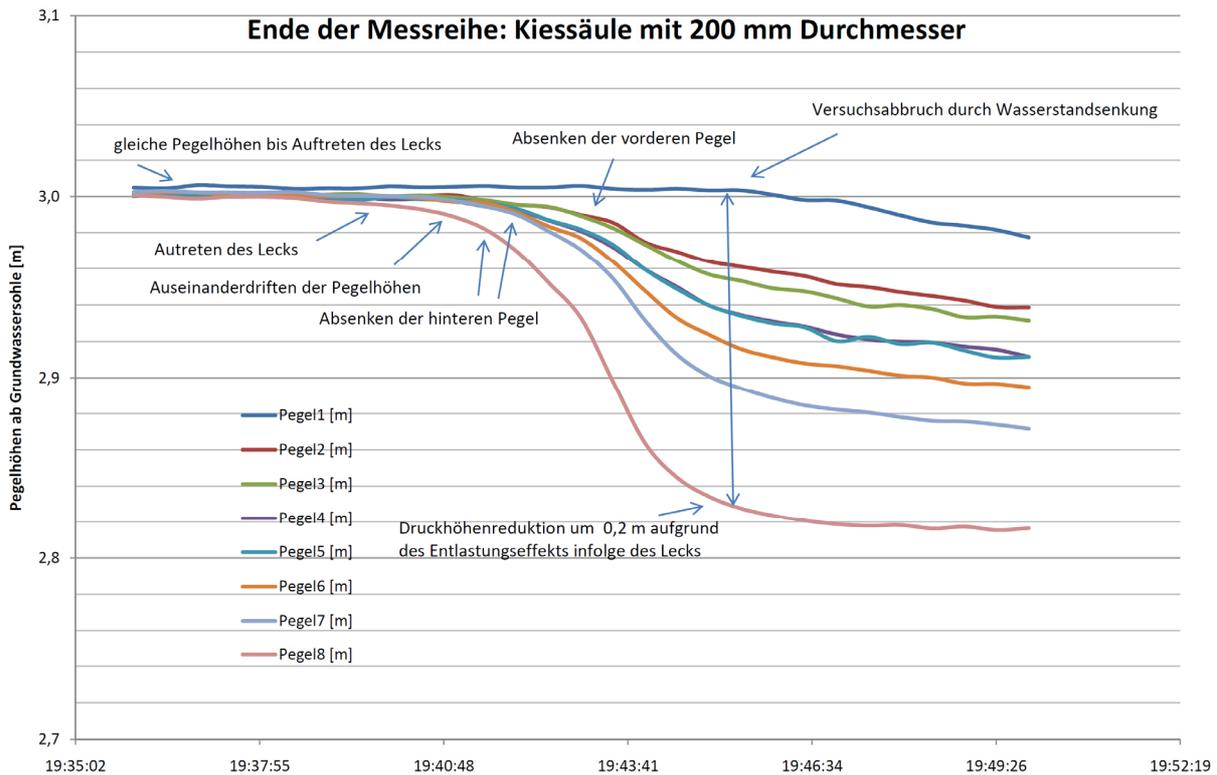


Abbildung 5.4 Darstellung des Entlastungseffekts des Lecks im Hinterland kurz vor Versuchsabbruch

Dies führt zu der Schlussfolgerung, dass die Funktion der Kiessäule nicht möglich war. D. h., die Entlastungsdrainage konnte das gespannte Grundwasser nicht zur Oberfläche ableiten und die daraus resultierende Belastungsreduktion auf die Deckschicht bewirken. Da der Kiessäulenpegel bis Erreichen des Wasserspiegels von der Geländeoberkante parallel zu den anderen Standrohrpegel gestiegen ist, muss dieser Kiessäulendurchfluss im Vergleich zu jenen bei höherem Hochwasserspiegel so gering gewesen sein, dass keine Behinderung stattfinden hätte können. Da das Kiessäulenmaterial aus grobem Kies besteht und für den Sickerwasserdurchfluss abgestimmt ist, kann dieses als Durchflusshindernis ausgeschlossen werden. Ebenso eine lokale Verdichtung unter der Entlastungsdrainage kann ausgeschlossen werden, weil eine Verzögerung des steigenden Kiessäulenpegels zu den benachbarten Pegel feststellbar gewesen wäre.

Folglich muss die Durchflussbehinderung vom Sickerwasserausfluss abhängig sein, da für kleine Durchflüsse, wie im Fall des Ansteigens in der Kiessäule, keine Beeinträchtigung gemessen wurde. Jedoch wurde die Fließmenge soweit gedrosselt, dass selbst der hohe Wasserdruck im Grundwasserleiter eine Erhöhung des Durchflusses nicht bewirkte. Mit Hilfe des Ausschlussprinzips kann auf eine Durchflussbehinderung infolge einer geringen

Durchlässigkeit des Filtervlies geschlossen werden. Eine eventuelle Kolmation an der Fläche des Geotextils zum Grundwasserleiter kann nicht ausgeschlossen werden. Möglicherweise stimmen die Anforderungen an den Filter nicht mit dessen Spezifikationen überein, sodass die Durchlässigkeit der Kiessäule maßgebend von dem Vlies beeinflusst wird. Weitere Untersuchungen an Hand der nächsten Messreihen werden vielleicht darüber Aufschluss geben.

6. Zusammenfassung

Entlastungsdrainagen sind im Hochwasserschutzbau ein wichtiges Instrument zur Erhaltung der Sicherheit gegen Versagensmechanismen im Bereich der Landseite von Hochwasserschutzdämmen. Zur Anwendung kommen Kiessäulen sowie Sickerschlitze bzw. – Gräben. Diese unterscheiden sich in Herstellung und Wirkung. Die Funktion der verschiedenen Entlastungsdrainagen ist dieselbe und führt durch eine Druckabnahme im Grundwasserleiter zu einer Belastungsreduktion auf die Deckschicht, wodurch deren Stabilität im Hochwasserfall gewährleistet wird. Die Wirkungsweise wurde mit jener eines Überdruckventils verglichen. Dazu diente ein geschlossener Behälter mit steigendem Innendruck als Analogie zu einem Bodenkörper mit gespanntem Grundwasser. Die Erkenntnis daraus war, dass der Überdruck im Behälter, der das Ventil öffnet und sich durch das Ausströmen entspannt, gut mit dem austretenden Sickerwasser einer Entlastungsdrainage übereinstimmt, wenn die Druckhöhe des Grundwassers unter einer Deckschicht größer als deren Mächtigkeit ist. An Hand der Analogie zu den theoretischen Modellen von Einzelbrunnen, Brunnenreihe und Brunnengraben konnte der Zusammenhang zwischen deren Entnahmemengen und dem Sickerwasseraustritt verschiedener Entlastungsdrainagen hergestellt werden. Mit Hilfe von analytischen Berechnungen wurde die Zusammengehörigkeit von Durchfluss und Druckabbau erläutert. Dabei stellte sich heraus, dass die Absenkung eines gespannten Grundwasserspiegels wesentlich von der Menge des zutage tretenden Wassers abhängt. Die Untersuchung des Grundwasserströmungsvorgangs im Hinblick auf den Durchfluss der Sickerwässer und des daraus resultierenden Druckverlaufs im Grundwasserleiter zeigte, dass ein Brunnengraben das hydraulische Gefälle linear abbaut, während die Gedankenmodelle von Einzelbrunnen und Brunnenreihe einen nicht linearen Druckabbau aufweisen. Für die Belastungsreduktion auf die Deckschicht konnte der Sickergraben mit der Analogie zum Brunnengraben als wirksamste Entlastungsdrainage bestätigt werden, da in keinem anderen Fall der abgesenkte Wasserspiegel unter jenem des Brunnengrabens liegt.

Die Ergebnisse der verschiedenen analytischen Berechnungen wurden mit den Erkenntnissen aus der numerischen Berechnung verglichen, wodurch eine Übereinstimmung des unvollkommenen Brunnengrabens mit dem numerischen Modell festgestellt werden konnte. In den anderen Fällen konnte nur eine Annäherung an dessen Druckverlauf sowie

Durchfluss beobachtet werden. Die Erkenntnis daraus war, dass die numerischen Berechnungen nur Näherungslösungen für die experimentellen Versuche sein können, solange kein Sickergraben als Entlastungsdrainage verwendet wird.

Im Rahmen des Feldversuches an einem Hochwasserschutzdamm konnten Messdaten durch die Simulation eines Hochwasserereignisses an dem Versuchsmodell gewonnen werden. Die experimentelle Untersuchung diente der Quantifizierung der Sickerwässer aus einer Kiessäule. Die Durchflussmessung erfolgte über ein Messwehr, das im Rahmen der Voruntersuchungen für einen definierten Messbereich angepasst und kalibriert wurde. Die benötigten Wasserspiegelhöhen zur Berechnung der Durchflüsse sind mit Hilfe von Pegelsonden, die die Wasserdruckhöhe messen, bestimmt worden. Für die Prognose der Durchflüsse von unterschiedlichen Kiessäulendurchmessern diente eine numerische Berechnung und eine Variation der Parameter. Dabei wurden verschiedene Eingangsparameter und die Abmessungen des numerischen Modells verändert und deren Auswirkung auf die Ergebnisse analysiert. Die Untersuchung von stationären Zuständen mit konstantem Hochwasserspiegel erleichtert den direkten Vergleich mit Messdaten aus dem Experiment. Die Berechnung von instationären Zuständen mit Hilfe von definierten Hochwasserganglinien lieferte Aufschluss über die Durchflussmenge innerhalb der Dauer einer simulierten Hochwasserwelle.

Der direkte Vergleich von Messergebnissen und numerischen Berechnungsergebnissen hat zu keiner Übereinstimmung geführt. Da diese das experimentelle Untersuchungsmodell nur vereinfacht darstellen, diente die Berechnung vorwiegend für die Dimensionierung der verwendeten Messwehre. Die Erkenntnisse aus der Parametervariation halfen bei der Suche nach Erklärungen für das Versagen der Kiessäule in der ersten Messreihe, bei der sich der erwartete Durchfluss nicht einstellte und ein Leck im Hinterland des Dammes zum Abbruch der Messungen führte. Die Quantifizierung der Sickerwässer aus Entlastungsdrainagen wurde mit allen vorgegebenen Untersuchungsmethoden durchgeführt und deren Ergebnisse verglichen. Dabei wurde festgestellt, dass Vereinfachungen wie sie in analytischen und numerischen Berechnungen getroffen werden, im vorliegenden Fall nicht zur gewünschten Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungsergebnissen führen.

7. Ausblick für IN-SITU-Systeme zur Quantifizierung der Sickerwässer

Zur Evaluierung der Messergebnisse aus dem Feldversuch dient ein Insitu-Messsystem, das in einem Teilbereich bzw. auf der gesamten Länge des untersuchten Hochwasserschutzdammes hergestellt wird. Ebenfalls dient es zur Kontrolle der Funktionstüchtigkeit von Entlastungsdrainagen, wenn diese von der Oberfläche aufgrund einer Übersättigung nicht zugänglich und deren Sickerwässer visuell nicht zu beobachten sind.

Die Anforderungen an das Insitu-Messsystem müssen vor dessen Installation ermittelt und in allen Punkten erfüllt werden. Solche sind Angaben zu Betriebstemperatur- und Genauigkeitsbereiche sowie die Art der Datenübertragung. Diese sollten im Vorfeld erkundet werden. Die Widerstandsfähigkeit der Messinstrumente ist an die realen Bedingungen der Natur anzupassen und gegebenenfalls im Labor zu überprüfen.

Die im Kapitel Durchflussmessung vorgestellten Messsysteme haben sich schon in der Vergangenheit bewährt. Freispiegelabflüsse lassen sich einfach über Messwehre und Geschwindigkeitsmessungen ermitteln. Während bei Ersteren nur eine Höhenablesung an einem Pegel notwendig ist, sollten bei Zweitem mehrere Messungen aufgrund unterschiedlicher Fließgeschwindigkeiten innerhalb eines Durchflussquerschnitts durchgeführt und diese gemittelt werden. Dadurch steigt der Aufwand und möglicherweise auch die Kosten für das Messsystem. Obwohl Messwehre, wie die von Rehbock- und Thomson, ein kompliziertes Kalibrierungsverfahren und damit verbunden einen größeren Zeitaufwand benötigen, ist die Kenntnis der Form und der Abmessungen des durchflossenen Querschnitts für die Durchflussuntersuchung mittels Geschwindigkeitsmessung erforderlich. Der dafür benötigte Zeit- und Kostenaufwand ist gering. Die jeweiligen Gesamtkosten für Herstellung und Betrieb von verschiedenen Insitu-Messsystemen sollten über deren Lebensdauer betrachtet und miteinander verglichen werden, damit den Betreibern des Hochwasserschutzdammes die Kosten zur Erhaltung offengelegt werden.

Als Alternative zu den schon erwähnten Messsystemen für Freispiegelabflüsse sind jene für Druckrohrleitungen vorzustellen. Diese kommen in vollkommen gefüllten Wasserleitungen zur Anwendung und werden zu den indirekten Messungen gezählt, da über eine

Geschwindigkeitsmessung der Durchfluss mittels Kontinuitätsgleichung und dem bekannten Rohrquerschnitt berechnet wird. Ebenfalls möglich ist die Ermittlung des Rohrdurchflusses über die Messung des Relativwasserdrucks von Einbauten in der Leitung. Dabei wird vor und nach einer Messdüse oder einer Messblende der hydrostatische Druck gemessen. Der Relativdruck ist abhängig von der Fließgeschwindigkeit.

Dadurch, dass diese Messsysteme keine „berührlosen“ und verfälschungssicheren Systeme sind, eignet sich das Verfahren der induktiven Durchflussmessung (IDM). Das Prinzip dieser Durchflussmessung in einer Druckrohrleitung basiert auf dem Faraday'schen Induktionsgesetz. Dies besagt, dass ein elektrischer Leiter Spannung induziert, wenn er ein Magnetfeld durchläuft. Durchströmt Wasser die magnetische Spule des IDMs, so ist die Stromspannung proportional der Fließgeschwindigkeit. Durch den bekannten Durchflussquerschnitt wird das Durchflussvolumen mit Hilfe der Kontinuitätsbedingung berechnet. [9] Diese Messmethode kann in Druckrohren der Pumpwerke für die Wiedereinleitung der Sickerwässer installiert werden. Durch ein solches Messsystem lässt sich ein sich selbst steuerbares Pumpenwerk herstellen, welches die aufzunehmende Stromleistung reguliert, um die Förderleistung der Pumpe an den Zufluss der Sickerwässer aus den Entlastungsdrainagen anzupassen. Durch die Veränderung der Förderhöhe bei wechselndem Wasserspiegel des Zuflusses ändert sich die Fördermenge bei konstanter Stromaufnahme der Pumpe. Durch selbst steuerbare Pumpenwerke mit Durchflussmessung könnte man den Wasserstand des Zulaufes der Sickerwässer bei konstanter Wiedereinspeisung oder den Durchfluss bei konstant gehaltenem Wasserspiegel regeln.

Alternativ kann die induktive Durchflussmessung in den Leitungen zu den Pumpwerken eingesetzt werden. Dazu wird ein Düker benötigt, der zu jeder Zeit mit Wasser gefüllt ist und somit die Anforderung des IDMs nach einer Druckrohrleitung erfüllt. Dadurch ist es möglich, in einem ausgesuchten Untersuchungsabschnitt entlang eines Hochwasserschutzdammes eine Durchflussmessung für die Auswertung der Sickerwassermengen in diesem Bereich durchzuführen.



Abbildung 7.1 oben: Anzeige der induktiven Durchflussmessung



Abbildung 7.2rechts: Messgerät einer mit einem Schieber durchflussgesteuerten Druckrohrleitung

8. Quellen- & Literaturverzeichnis

- [1] Ao.Univ.Prof. DI. Dr. Norbert Krouzecky, DI. Dr. Boris Huber: „Wasserbauliches Versuchswesen“, Vorlesungsskriptum, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, TU Wien, Stand: Juni 2012;
- [2] Handbuch GGU-SS-FLOW2D und GGU-Transient;
- [3] Dyck u. Peschke: „Grundlagen der Hydrologie“, Ausgabe 1995;
- [4] Ing. Dr. R.Dachler: „Grundwasserbewegung, Problemstellung und Methoden zur Lösung“, TU Wien 1934;
- [5] Dr. H.-R.Langguth, Dr. R.Voight: „Hydrogeologische Methode“, 2.Auflage;
- [6] Univ.Prof Dipl.-Ing Dr.techn Adam, Dietmar: Grundbau und Bodenmechanik, Skriptum zur Vorlesung, Institut für Geotechnik, Fachbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik an der Technischen Universität Wien, 2010;
- [7] Em.o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. Brandl, Heinz: Grundbau und Bodenmechanik, Sklettkriptum zu Vorlesung, Institut für Geotechnik, Fachbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik an der Technischen Universität Wien;
- [8] Dorner, Dominik J., BSc.: „Naturmaßstäblicher Modellversuch zur Untersuchung der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen“, Diplomarbeit, TU Wien, Nov.2012;
- [9] Smazinka, Lukas, BSc.: „Kalibrierung von Messwehren“, Interdisziplinäre Seminararbeit, TU Wien, Oktober 2012;
- [10] Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Tschernutter, Peter: Studienblätter Konstruktiver Wasserbau und Landschaftswasserbau, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Technischen Universität Wien, 2008;
- [11] ÖNORM B 4401-1: 2010.03.15.: Geotechnik – Teil 1: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN ISO 14688-1 und -2 sowie grundlegende Symbole und Einheiten;
- [12] Nehybova, Eva: „Kiessäulen“, Interdisziplinäre Seminararbeit, TU Wien, Juni 2011;

9. **Abbildungsverzeichnis**

Abbildung 2.1 Beispiel eines unterströmten Hochwasserschutzdammes mit Kiessäule als Entlastungsdrainage.....	13
Abbildung 2.2 Darstellung der Filter- und Porengeschwindigkeit in einem durchflossenen Bodenkontinuum.....	15
Abbildung 2.3 Darstellung des Sickerweges unter dem Hochwasserschutzdamm ohne Tauchwand	17
Abbildung 2.4 Darstellung des Sickerweges unter dem Hochwasserschutzdamm mit Tauchwand	18
Abbildung 2.5 Beispiel eines Stromnetzes an Hand einer unterspülten Dichtwand: Infolge der Wasserspiegeldifferenz Δh fließt die Sickermenge q entlang den dünnen durchgehenden Stromlinien. Die zu diesen senkrecht stehenden Äquipotentiallinien sind durch die dünnen strichlierten Linien dargestellt. Die Einbindetiefe t der Dichtwand ist geringer als die Grundwasserletermächtigkeit T . Der kürzeste Fließweg u_{v0} erstreckt sich entlang der im Aquifer eingebundenen Dichtwandumrandung und wird zur Berechnung des hydraulischen Gefälles verwendet. [6].....	20
Abbildung 2.6 Hydraulischer Grundbruch am Hochwasserschutzdamm ohne Entlastungsdrainage.....	22
Abbildung 2.7 Aufschwimmen der Deckschicht nach dem Hochwasserschutzdamm ohne Entlastungsdrainage.....	23
Abbildung 2.8 Gegenüberstellung der Sicherheitsnachweise mit totalen bzw. effektiven Spannungen.....	24
Abbildung 2.9 Klassifizierung von hydrodynamischen Bodendeformationen nach Ziem's [8]	25
Abbildung 2.10 (oben): Drainagerohr in Kiesbett auf Filtervlies.	26
Abbildung 2.11 (rechts): Herstellung einer Kiessäule: Beschickung mit Bagger, eingeklemmtes Filtervlies zwischen Trichter und Ziehrohr [12].....	26
Abbildung 2.12 Darstellung der Wirkungsweise der Entlastungsdrainage.....	28
Abbildung 2.13 Darstellung eines vollkommenen und unvollkommenen Brunnens [6].....	29
Abbildung 2.14 Darstellung von Brunnen in unterschiedlichen Grundwasserleitern,	30
Abbildung 2.15 Darstellung des Absenktrichters infolge Entnahme aus einem vollkommenen Brunnen in einem freien Grundwasserleiter [6]	33

Abbildung 2.16 Darstellung des Absenktrichters infolge Entnahme aus einem vollkommenen Brunnen in einem gespannten Grundwasserleiter [6].....	33
Abbildung 2.17 Darstellung des Ansatzes von Szechy für einen unvollkommenen Brunnen an Hand des Modellbeispielen	35
Abbildung 2.18 Darstellung des Ansatzes von Forchheimer für einen unvollkommenen Brunnen an Hand des Modellbeispielen	40
Abbildung 2.19 Darstellung Brunnenreihe.....	44
Abbildung 2.20 Darstellung Brunnengraben.....	48
Abbildung 2.21 Gegenüberstellung der Ergebnisse der verschiedenen Betrachtungsweisen eines Entnahmebrunnens.	51
Abbildung 3.1 Darstellung des geplanten Feldversuches	55
Abbildung 3.2 Stahlbetontrog des Feldversuches	56
Abbildung 3.3 Blick in den wassergefüllten Stahlbetontrog.....	56
Abbildung 3.4 Ableitung der Sickerwässer, Blick in Richtung Damm	57
Abbildung 3.5 Ableitung der Sickerwässer, Blick in Richtung Rückleitung in das Vorhaltebecken	57
Abbildung 3.6 Tauchpumpe und Vorhaltebecken	57
Abbildung 3.7 Einleitung des Wassers in das Versuchsbecken.....	57
Abbildung 3.8 Rückfluss durch den höhengesteuerten Überlauf des Versuchsbeckens	58
Abbildung 3.9 Rückleitung über Anschlüsse in der Rückwand des Stahlbetontroges.....	58
Abbildung 3.10 Blick von oben in die Kiessäule: Drainagematerial umhüllt mit einem Filtervlies, Kabelleitung des eingebauten Messpegels sowie Messwehr;	60
Abbildung 3.11 Darstellung der zugeordneten Bodenproben des experimentellen Modells [8]	60
Abbildung 3.12 Vorversuch zur Überprüfung der Durchlässigkeit nach Fertigstellung des Grundwasserleiters, Ermittlung des Wasserstandes im Standrohr mittels elektrischen Spitzenpegel und Maßband, Zufluss über Auslässe in der Rückwand des Stahlbetontroges;	61
Abbildung 3.13 Lagenweises Einbringen des bindigen Deckschichtmaterials.....	62
Abbildung 3.14 Deckschichtmaterial vor und nach der Verdichtung	62
Abbildung 3.15 Probenentnahmen aus einer verdichteten Schüttlage zur Bestimmung der Bodenkenwerte.....	63

Abbildung 3.16 Verdichtung der Dammschüttlagen mittels Vibrationswalze und Stampfer, zusätzliches Einbringen von Bentonitpulver zur Verhinderung von Fugenerosion an den Stahlbetonwänden	63
Abbildung 3.17 Rehbockwehr, [3] geändert	65
Abbildung 3.18 Thomsonwehr, [3] geändert	66
Abbildung 3.19 Venturikanal, [3]	67
Abbildung 3.20 oben: Kalibrierung des Messwehres in einem Wasserfassungsrohr mit 200 mm Durchmesser mit darüber liegendem Höhenmessgerät	70
Abbildung 3.21 rechts: Detailabbildung des Messwehres.....	70
Abbildung 3.22 Durchflusskurve des 30°-Thomsonwehres in einem 200 mm PVC-Rohr	70
Abbildung 3.23 oben: Kalibrierung des Messwehres in einem Wasserfassungsrohr mit 400 mm Durchmesser bei einem Durchfluss von 0,8 l/s	71
Abbildung 3.24 rechts: Detailabbildung des Messwehres.....	71
Abbildung 3.25 Durchflusskurve des 29°-Thomsonwehres in einem 400 mm PVC-Rohr	71
Abbildung 3.26 Kalibrierung des Messwehres in einem Wasserfassungsrohr mit 600 mm Durchmesser bei einem Durchfluss von 0,8 l/s.....	72
Abbildung 3.27 rechts: Detailabbildung des Messwehres.....	72
Abbildung 3.28 Durchflusskurve des 31°-Thomsonwehres in einem 600 mm PVC-Rohr	72
Abbildung 3.29 Leckbildung im Hinterland des Dammes aufgrund von Fugenerosion entlang des Schalungsstoßes.....	73
Abbildung 3.30 Blick in die Versuchseinrichtung: im Grundwasserleiter eingebaute Standrohrpegel.....	75
Abbildung 3.31 oben: Messwehrrohr auf Kiessäule und eingebauten Messpegel, rechts im Bild: Abflussrohr für die Wiedereinleitung des Versuchswassers	75
Abbildung 3.32 rechts: Videobeweiseinrichtung mit Stoppuhr sowie Maßband im Messwehrbereich für eine spätere Synchronisierung mit den Pegeldaten	75
Abbildung 3.33 Darstellung der Lage der Messsensoren im experimentellen Versuchsmodell	76
Abbildung 3.34 Blick von der Dammkrone in das Versuchsbecken: simulierter Hochwasserstand auf Niveau der Deckschichtoberkante bzw. Geländeoberkante, rechts im Bild: Zufluss und Wasserspiegelberuhigung	77

Abbildung 3.35 Darstellung der Auswertung aller Messdaten in einem Zeit-Höhen-Diagramm	78
Abbildung 3.36 Darstellung des Vergleiches des Kiessäulenpegel mit den benachbarten Pegel	80
Abbildung 3.37 Vergleich des Kiessäulenpegels mit den Porenwasserdruckgeber	82
Abbildung 3.38 Auswertung des Kiessäulendurchflusses mit Hilfe der Kalibrierungskurve des verwendeten Messwehres	83
Abbildung 3.39 Verlauf des Kiessäulendurchflusses während der Versuchsdauer	84
Abbildung 3.40 Auswertung der Messdaten für das Ende der Messreihe	86
Abbildung 4.1 Darstellung des numerischen Modells	89
Abbildung 4.2 Ausschnitt aus dem Modellnetz	90
Abbildung 4.3 Ausschnitt eines Ausgabedrucks des FEM-Programms: Die Grundwasserströmung wird mit Pfeilen beschrieben, wobei die Größe eines Pfeils die Strömungsgeschwindigkeit in diesem Punkt darstellt.	91
Abbildung 4.4 Darstellung der Potentialisolinen während des stationären Bemessungshochwasserstandes	94
Abbildung 4.5 Darstellung der Potentialisolinen während des HQ ₁₀₀ ohne Kiessäule als Entlastungsdrainage	94
Abbildung 4.6 Simulation eines kurzen Hochwassers mit spitzem Hochwasserscheitel.....	95
Abbildung 4.7 Darstellung der Hochwasserganglinie des Szenarios 1b mit flachem Hochwasserscheitel.....	96
Abbildung 4.8 Durchfluss-Höhen-Diagramm zur Darstellung der prognostizierten Durchflüsse der Kiessäule mit 600 mm Durchmesser für den jeweiligen stationären Wasserstand.....	98
Abbildung 4.9 Vergleich der Durchflüsse einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm	100
Abbildung 4.10 Darstellung der Durchflussmengen einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm.....	101
Abbildung 4.11 Vergleich der Durchflüsse einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm	102
Abbildung 4.12 Darstellung der Durchflussmengen einer Kiessäule mit einem Durchmesser von 600 mm.....	102

Abbildung 4.13 Darstellung der Potentialisolines am Anfang des Hochwasserscheitels des Szenarios 1b	103
Abbildung 4.14 Darstellung der Potentialisolines am Ende des Hochwasserscheitels des Szenarios 1b	103
Abbildung 4.15 Numerisches Modell für die Parameterstudie	109
Abbildung 4.16 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „gut“ für die Kiessäulendurchlässigkeit.....	111
Abbildung 4.17 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „ausreichend“ für die Kiessäulendurchlässigkeit.....	111
Abbildung 4.18 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „schlecht“ für die Kiessäulendurchlässigkeit.....	111
Abbildung 4.19 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „groß“	113
Abbildung 4.20 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „mittel“	113
Abbildung 4.21 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „klein“	113
Abbildung 4.22 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Vollkommen“ für die Entlastungsdrainage	115
Abbildung 4.23 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Unvollkommen“	115
Abbildung 4.24 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „keine Einbindung“	115
Abbildung 4.25 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „kleine Mächtigkeit des Grundwasserleiters“.....	117
Abbildung 4.26 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „große Mächtigkeit des Grundwasserleiters“.....	117
Abbildung 4.27 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „sehr durchlässiger“ Grundwasserleiter.....	119
Abbildung 4.28 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „ gut durchlässiger“ Grundwasserleiter.....	119
Abbildung 4.29 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „gering durchlässiger“ Grundwasserleiter.....	119
Abbildung 4.30 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „langer Grund-Wasser-Leiter“ im Hinterland.....	121

Abbildung 4.31 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „kurzer Grund-Wasser-Leiter“ im Hinterland.....	121
Abbildung 4.32 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Großer Grundwasserleiter“	123
Abbildung 4.33 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Altes Flussbett im Hinterland“.....	124
Abbildung 4.34 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „verdichteter Bereich unter Dammbau infolge Setzung“	125
Abbildung 4.35 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Grundwasserstockwerk“	126
Abbildung 4.36 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Langes Vorland“ als Versickerungsbereich.....	127
Abbildung 4.37 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Kurzes Vorland“ als Versickerungsbereich.....	128
Abbildung 4.38 Darstellung der Potentialisolines für das Szenario „Entfernter Versickerungsbereich“	128
Abbildung 5.1 Darstellung der verschiedenen Betrachtungsweisen für einen Entnahmekanal als Analogie zu einer Kiessäule, Kiessäulenreihe und eines Sickergrabens.	129
Abbildung 5.2 Vergleich der analytischen Berechnungsergebnisse der verschiedenen Betrachtungsweisen eines Entnahmekanals mit dem numerischen Berechnungsergebnis für jeweils 4 m breite Untersuchungsabschnitte.....	130
Abbildung 5.3 Anpassung der Eingangsparameter der numerischen Berechnung an die Messergebnisse des experimentellen Versuchsmodells	135
Abbildung 5.4 Darstellung des Entlastungseffekts des Lecks im Hinterland kurz vor Versuchsabbruch.....	136
Abbildung 7.1 oben: Anzeige der induktiven Durchflussmessung	142
Abbildung 7.2 rechts: Messgerät einer mit einem Schieber durchflussgesteuerten Druckrohrleitung	142

10. Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1 Vergleich der Ergebnisse der verschiedenen Betrachtungsweisen eines Entnahmebrunnens.....	51
Tabelle 3.1 zugeordnete Bodenkennwerte.....	61
Tabelle 4.1 Bodenphysikalische Kennwerte.....	92
Tabelle 4.2 Äquivalente Durchlässigkeitsbeiwerte der Kiessäulen für das numerische Modell	92
Tabelle 4.3 Prognostizierte Kiessäulendurchflüsse für das stationäres Bemessungshochwasser HQ_{100}	97
Tabelle 4.4 Ergebnisse der numerischen Durchflussberechnung mit verschiedenen Hochwasserständen für die drei zu untersuchenden Kiessäulendurchmesser	99
Tabelle 4.5 Parametervariation – Durchlässigkeitsbeiwert der Kiessäule.....	106
Tabelle 4.6 Parametervariation – Kiessäulendurchmesser.....	106
Tabelle 4.7 Parametervariation – Kiessäuleneinbindung in den Grundwasserleiter	106
Tabelle 4.8 Parametervariation – Grundwasserleitermächtigkeit.....	107
Tabelle 4.9 Parametervariation – Durchlässigkeitsbeiwert des Grundwasserleiters	107
Tabelle 4.10 Parametervariation – Erstreckung im Hinterland	107
Tabelle 4.11 Parametervariation – Inhomogener Aufbau des Grundwasserleiters	108
Tabelle 4.12 Parametervariation – Erstreckung im Vorderland bzw. Versickerungsbereich	108
Tabelle 4.13 Ergebnisse der Veränderung des Durchlässigkeitsbeiwerts der Kiessäule	110
Tabelle 4.14 Ergebnisse der Variation des Kiessäulendurchmessers	112
Tabelle 4.15 Variationsergebnisse der Kiessäuleneinbindung in den Grundwasserleiter.....	114
Tabelle 4.16 Ergebnisse der Parametervariation – Grundwasserleitermächtigkeit.....	116
Tabelle 4.17 Untersuchungsergebnisse von unterschiedlich durchlässigen Grundwasserleitern.....	118
Tabelle 4.18 Ergebnisse der Parametervariation – Erstreckung im Hinterland.....	120
Tabelle 4.19 Ergebnisse der Parametervariation – Inhomogener Aufbau des Grundwasserleiters	122
Tabelle 4.20 Variationsergebnisse – Erstreckung im Vorderland bzw. Versickerungsbereich	127

Tabelle 5.1 Vergleich der analytischen Berechnungsergebnisse mit jener der numerischen Berechnung	132
Tabelle 5.2 Vergleich der Durchflussergebnisse beider Modelle für einen konstant gehaltenen Hochwasserpegel	133
Tabelle 11.1 30° Thomsonwehr in einem 200 mm PVC-Rohr.....	152
Tabelle 11.2 30° Thomsonwehr in einem 400 mm PVC-Rohr.....	152
Tabelle 11.3 30° Thomsonwehr in einem 600 mm PVC-Rohr.....	153
Tabelle 11.4 Messergebnisse für die Durchflussbestimmung der Sickerwässeraustritte	154
Tabelle 11.5 Bestimmung des Kiessäulenpegels und des Messwehr-Nullpunktes	155
Tabelle 11.6 ausgewählte Messdaten für die simulierte Hochwasserwelle mit Unterteilung in 10 cm Schritten	156

11. Anhang

Folgende Datensätze sind bei der Kalibrierung der Messwehre ermittelt und berechnet worden.

Tabelle 11.1 30° Thomsonwehr in einem 200 mm PVC-Rohr

30° Thomsonwehr in einem 200 mm PVC-Rohr			
Oberkante Rohr (Höhe = 150 mm) = Referenzpunkt			
Durchfluss [l/s]	Ablesung [cm]	Überfallhöhe [mm]	Differenz [mm]
0	38,53	0,0	
0,1	40,88	23,5	23,5
0,2	41,88	33,5	10,0
0,3	42,72	41,9	8,4
0,4	43,47	49,4	7,5
0,5	44,05	55,2	5,8
0,6	44,43	59,0	3,8
0,7	44,77	62,4	3,4
0,8	45,08	65,5	3,1
Referenzpunkt	45,41	68,8	3,3

Tabelle 11.2 30° Thomsonwehr in einem 400 mm PVC-Rohr

30° Thomsonwehr in einem 400 mm PVC-Rohr			
Oberkante Rohr (Höhe = 150 mm) = Referenzpunkt			
Durchfluss [l/s]	Ablesung [cm]	Überfallhöhe [mm]	Differenz [mm]
0	38,30	0,0	
0,1	41,20	29,0	29,0
0,2	42,65	43,5	14,5
0,3	43,44	51,4	7,9
0,4	44,20	59,0	7,6
0,5	44,70	64,0	5,0
0,6	45,10	68,0	4,0
0,7	45,40	71,0	3,0
Referenzpunkt	45,44	71,4	0,4

Tabelle 11.3 30° Thomsonwehr in einem 600 mm PVC-Rohr

30° Thomsonwehr in einem 600 mm PVC-Rohr			
Oberkante Rohr (Höhe = 180 mm) = Referenzpunkt			
Durchfluss [l/s]	Ablesung [cm]	Überfallhöhe [mm]	Differenz [mm]
0	36,45	0,0	
0,1	38,91	24,6	24,6
0,2	40,11	36,6	12,0
0,3	41,09	46,4	9,8
0,4	41,90	54,5	8,1
0,5	42,40	59,5	5,0
0,6	42,90	64,5	5,0
0,7	43,40	69,5	5,0
0,8	43,86	74,1	4,6
0,9	44,30	78,5	4,4
Referenzpunkt	48,40	119,5	41,0

Folgende Tabellen sind bei der Messreihe „Kiessäule mit 200 mm Durchmesser“ ermittelt worden. Die Berechnung des Kiessäulendurchflusses wurde mit der Formel (44) durchgeführt.

Tabelle 11.4 Messergebnisse für die Durchflussbestimmung der Sickerwässeraustritte

Messdatum und Messzeit	Pegel 1	Kiessäulenpegel	Überfallhöhe	Kiessäulendurchfluss
	[m]	[m]	[m]	[l/s]
26.11.2012 07:50	1,3	1,26	0,000	0,000
26.11.2012 08:44	1,3	1,31	0,000	0,000
26.11.2012 11:58	1,4	1,36	0,000	0,000
26.11.2012 12:15	1,5	1,43	0,000	0,000
26.11.2012 12:31	1,6	1,52	0,000	0,000
26.11.2012 12:47	1,7	1,62	0,000	0,000
26.11.2012 13:03	1,8	1,71	0,000	0,000
26.11.2012 13:37	1,9	1,86	0,000	0,000
26.11.2012 16:08	2,0	2,00	0,000	0,000
26.11.2012 17:07	2,1	2,04	0,000	0,000
26.11.2012 17:38	2,2	2,11	0,000	0,000
26.11.2012 18:15	2,3	2,12	0,003	0,001
26.11.2012 19:34	2,4	2,12	0,005	0,002
27.11.2012 09:22	2,5	2,12	0,004	0,001
27.11.2012 10:13	2,6	2,12	0,005	0,002
27.11.2012 11:29	2,7	2,12	0,006	0,003
27.11.2012 13:36	2,8	2,12	0,007	0,005
27.11.2012 14:48	2,9	2,12	0,008	0,007
27.11.2012 19:02	3,0	2,12	0,009	0,008
27.11.2012 19:39	3,0	2,12	0,010	0,010

Tabelle 11.6 ausgewählte Messdaten für die simulierte Hochwasserwelle mit Unterteilung in 10 cm Schritten

ausgewählte Messdaten der Messreihe: Kiessäule mit 200 mm Durchmesser															
Datum	Uhrzeit	PWD1	PWD2	PWD3	PWD4	PWD5	PWD7	Pegel 1	Pegel 2	Pegel 3	Pegel 4	Pegel 5	Pegel 6	Pegel 7	Pegel 8
[mm/dd/yyyy]	[hh:mm:ss]	[m] ü. DUK	[m]												
26.11.2012	06:40:26							1,086	1,084	1,084	1,085	1,086	1,086	1,085	1,085
26.11.2012	06:49:26							1,104	1,097	1,095	1,094	1,093	1,092	1,090	1,089
26.11.2012	07:08:56							1,201	1,196	1,194	1,194	1,195	1,193	1,192	1,191
26.11.2012	08:38:56	0,033	0,035	0,036	0,040	0,036	0,022	1,300	1,294	1,297	1,299	1,297	1,298	1,299	1,299
26.11.2012	11:58:56	0,099	0,102	0,100	0,103	0,101	0,088	1,399	1,394	1,391	1,390	1,392	1,392	1,390	1,390
26.11.2012	12:15:26	0,198	0,199	0,196	0,203	0,199	0,186	1,501	1,495	1,494	1,493	1,495	1,492	1,491	1,491
26.11.2012	12:31:26	0,297	0,293	0,294	0,298	0,299	0,285	1,599	1,594	1,592	1,590	1,592	1,592	1,591	1,589
26.11.2012	12:47:26	0,397	0,394	0,395	0,396	0,399	0,385	1,700	1,694	1,692	1,691	1,693	1,693	1,691	1,690
26.11.2012	13:03:56	0,497	0,493	0,495	0,500	0,499	0,474	1,800	1,796	1,793	1,792	1,794	1,795	1,792	1,793
26.11.2012	13:37:56	0,594	0,593	0,595	0,598	0,597	0,583	1,900	1,895	1,894	1,897	1,896	1,897	1,897	1,898
26.11.2012	16:07:26	0,689	0,692	0,694	0,693	0,694	0,680	2,000	1,998	1,998	1,998	1,997	1,999	2,000	1,999
26.11.2012	17:07:26	0,781	0,780	0,782	0,784	0,785	0,773	2,100	2,096	2,096	2,096	2,097	2,097	2,098	2,097
26.11.2012	17:38:26	0,880	0,877	0,879	0,882	0,884	0,872	2,201	2,196	2,197	2,196	2,196	2,198	2,197	2,197
26.11.2012	18:13:56	0,979	0,971	0,974	0,980	0,984	0,971	2,300	2,297	2,297	2,296	2,296	2,297	2,298	2,296
26.11.2012	19:34:26	1,073	1,053	1,064	1,073	1,080	1,068	2,400	2,397	2,397	2,397	2,397	2,399	2,399	2,399
27.11.2012	09:22:56	1,137	1,123	1,128	1,138	1,147	1,131	2,500	2,496	2,496	2,495	2,495	2,497	2,498	2,498
27.11.2012	10:12:26	1,239	1,218	1,225	1,237	1,249	1,232	2,599	2,595	2,594	2,595	2,596	2,597	2,597	2,596
27.11.2012	11:29:56	1,341	1,330	1,314	1,336	1,350	1,335	2,700	2,699	2,698	2,697	2,697	2,700	2,701	2,699
27.11.2012	13:36:56	1,431	1,406	1,400	1,427	1,441	1,421	2,800	2,797	2,798	2,797	2,797	2,799	2,799	2,797
27.11.2012	14:48:26	1,526	1,494	1,480	1,523	1,537	1,521	2,900	2,896	2,896	2,899	2,898	2,896	2,899	2,900
27.11.2012	18:59:56	1,627	1,582	1,571	1,618	1,626	1,622	3,000	2,997	2,997	2,996	2,996	2,997	2,999	2,998
27.11.2012	19:37:27	1,626	1,582	1,553	1,614	1,626	1,619	3,006	3,001	3,001	3,000	3,001	3,001	3,002	3,000
27.11.2012	19:39:57	1,623	1,560	1,565	1,613	1,627	1,614	3,006	3,000	3,000	2,998	3,000	3,000	3,000	2,995
27.11.2012	19:45:57	1,510	1,455	1,451	1,519	1,524	1,473	3,001	2,958	2,949	2,931	2,930	2,911	2,889	2,824
27.11.2012	20:00:57	1,452	1,398	1,394	1,441	1,459	1,423	2,910	2,880	2,875	2,859	2,859	2,847	2,829	2,787
27.11.2012	20:03:57	1,396	1,348	1,354	1,406	1,426	1,390	2,807	2,797	2,798	2,789	2,788	2,782	2,774	2,742
27.11.2012	20:06:57	1,317	1,273	1,284	1,346	1,366	1,326	2,703	2,699	2,699	2,697	2,695	2,698	2,694	2,676
27.11.2012	20:09:27	1,242	1,205	1,218	1,264	1,274	1,257	2,610	2,615	2,618	2,616	2,616	2,618	2,619	2,609
27.11.2012	20:12:27	1,147	1,114	1,131	1,171	1,179	1,164	2,498	2,507	2,513	2,514	2,515	2,520	2,524	2,517
27.11.2012	20:14:57	1,063	1,036	1,056	1,093	1,097	1,080	2,404	2,419	2,422	2,427	2,425	2,432	2,439	2,436
27.11.2012	20:17:27	0,973	0,956	0,974	1,008	0,988	0,993	2,305	2,324	2,332	2,336	2,337	2,344	2,350	2,351
27.11.2012	20:19:57	0,881	0,872	0,889	0,916	0,921	0,900	2,205	2,229	2,233	2,240	2,241	2,250	2,258	2,262
27.11.2012	20:22:27	0,789	0,789	0,805	0,816	0,834	0,803	2,108	2,133	2,138	2,148	2,148	2,155	2,165	2,169
27.11.2012	20:24:57	0,702	0,714	0,721	0,732	0,735	0,711	2,006	2,035	2,041	2,049	2,051	2,060	2,069	2,075
27.11.2012	20:27:27	0,595	0,636	0,634	0,634	0,637	0,609	1,890	1,927	1,936	1,946	1,948	1,959	1,970	1,978
27.11.2012	20:29:27	0,507	0,567	0,558	0,544	0,552	0,523	1,792	1,830	1,841	1,856	1,855	1,868	1,881	1,890
27.11.2012	20:37:27	0,345	0,399	0,384	0,366	0,370	0,344	1,701	1,706	1,710	1,711	1,710	1,716	1,718	1,721
27.11.2012	20:51:27	0,237	0,265	0,257	0,255	0,259	0,234	1,600	1,603	1,606	1,609	1,607	1,609	1,613	1,616
27.11.2012	21:07:27	0,135	0,151	0,149	0,149	0,151	0,128	1,499	1,500	1,500	1,504	1,503	1,506	1,510	1,512
27.11.2012	21:24:57	0,029	0,045	0,042	0,047	0,046	0,025	1,397	1,401	1,402	1,401	1,403	1,404	1,408	1,413
27.11.2012	21:39:27							1,301	1,305	1,305	1,309	1,311	1,312	1,314	1,319
27.11.2012	21:52:57							1,199	1,204	1,205	1,210	1,210	1,211	1,211	1,220
27.11.2012	23:34:27							1,100	1,097	1,100	1,099	1,100	1,102	1,101	1,103
28.11.2012	10:06:27							1,089	1,086	1,087	1,087	1,087	1,089	1,088	1,088