

Dissertation

**Zum hydraulischen
Grundbruch an
Baugrubenumschließungen bei
luftseitiger Sicherung durch
einen Auflastfilter in
nichtbindigen Böden**

Philipp Schober

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der Universität der Bundeswehr München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigten Dissertation.

Gutachter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl-Josef Witt
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau

Die Dissertation wurde am 28.10.2013 bei der Universität der Bundeswehr München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften am 20.11.2013 angenommen. Die mündliche Prüfung fand am 10.03.2014 statt.

Kurzfassung

Numerische Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch bei geringen Einbindetiefen und luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter haben gezeigt, dass die herkömmlichen Nachweise nach DIN EN 1997-1:2009-09 (Eurocode 7) und DIN 1054:2010-12 bzw. nach EAU für geringe Einbindetiefen und bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter auf der unsicheren Seite liegen können. Es wurde daher von *Odenwald und Herten* anhand numerischer Simulationen ein erweiterter Berechnungsansatz erarbeitet, welcher die vertikalen Strömungskräfte unterhalb des Fußes der Baugrubenumschließung berücksichtigt. Der Ersatzkörper, welcher beim erweiterten Berechnungsansatz zur Anwendung kommt, entspricht einem Stromfaden der bis unterhalb des Wandfußes reicht. Reibungskräfte werden keine berücksichtigt.

Die Berechnungen auf der Grundlage dieses erweiterten Ansatzes ergeben jedoch unerwartete Ergebnisse, da eine gewisse Einbindetiefe der Baugrubenwand, welche größer null ist, den ungünstigsten Fall darstellt. Mittels weiterführenden Untersuchungen wird analysiert, ob es tatsächlich durch eine Reduktion der Einbindetiefe zu einer Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch kommen kann. Weiterhin wird untersucht, inwiefern der erweiterte Berechnungsansatz aufgrund der getroffenen Vereinfachungen von den tatsächlichen Verhältnissen abweicht und welchen Einfluss diese Vereinfachungen auf den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch haben.

Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen in einem Zylinder zeigen, dass sich in einer mit einem Auflastfilter belasteten Sandsäule ein Gewölbe ausbildet. Dies setzt die Übertragung von Reibungskräften zwischen Zylinderwand und Versuchssand bzw. Auflastfilter voraus. Die Größe der zusätzlich zum Eigengewicht wirkenden rückhaltenden Kräfte sind von der Lagerungsdichte des Versuchsbodens und der Dicke des Auflastfilters abhängig. Versuche zum hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter zeigen des Weiteren, dass die Bruchkörperform beim hydraulischen Grundbruch sowohl von der Dicke des Auflastfilters als auch von der Einbindetiefe der Wand abhängig ist. Weiterhin bestätigen die mittels der Versuche bestimmten kritischen Potentialdifferenzen die Untersuchungsergebnisse von *Odenwald und Herten* hinsichtlich des Verlaufs der Bruchkurve.

Auf Grundlage der Ergebnisse aus den theoretischen und experimentellen Untersuchungen wird ein modifiziertes Verfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch vorgestellt. Die Form und Größe des modifizierten Ersatzkörpers ist von der Einbindetiefe der Wand und der Dicke des Auflastfilters abhängig und passt sich gut an die bei den Versuchen gemessene Bruchkörperform an. Weiterhin erlaubt das modifizierte Nachweiserfahren den Ansatz der im Boden und im Auflastfilter wirkenden Reibungskräfte. Erste Verifizierungen anhand der Versuchsergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung.

Abstract

Numerical investigations of seepage failure at walls with a small embedded depth and a surcharge filter on the excavation side of the wall have shown that the traditional proof of seepage failure according to DIN EN 1997-1:2009-09 (Eurocode 7) and DIN 1054:2010-12 or to EAU can be on the unsafe side. For this reason, by means of numerical simulations an extended calculation approach was developed by *Odenwald and Herten*. The extended calculation approach takes into account the vertical flow forces below the toe of the retaining wall. The critical prism which is used in the advanced calculation method corresponds to a current thread which reaches below the wall toe. Friction forces are not taken into account.

However, the calculation results based on this extended approach show unforeseen results. Hence a certain embedment depth of the pit wall, which is greater than zero, representing the worst case. By means of further studies it is investigated whether it can actually be that the safety against seepage failure increase by reducing the embedment depth. Furthermore, the influences of the simplifications due to the shape of the critical prism are investigated.

Theoretical and experimental investigations on the failure of vertical flow in a soil column show that forms an arch in a loaded sand column. This requires the transfer of frictional forces between cylinder wall and sand or between cylinder wall and surcharge filter. The sizes of the frictional forces depend on the relative density of the soil and the thickness of the surcharge filter. Furthermore, seepage failure experiments with a surcharge filter on the excavation side of the wall show that the collapse body shape depends on the thickness of the surcharge filter and the embedded depth of the wall. Furthermore, the critical potential differences determined by the experiments confirm the findings by *Odenwald and Herten*.

Based on the results of the theoretical and experimental investigations, a modified method is presented to proof the safety against hydraulic heave. The shape and size of the modified theoretical collapse body depends on the embedment depth of the wall and the thickness of the surcharge filter and adapts well to collapse body measured in the experiments. Furthermore, the modified method of proof allows taking the friction forces in the sand and the surcharge filter into account. First verification based on the experimental results show good agreement.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung in die Thematik	1
1.1	Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch	2
1.2	Problemstellung, Zielsetzung und Abgrenzung	3
1.2.1	Erläuterung der Problemstellung	4
1.2.2	Definition und Abgrenzung des Forschungsziels	7
1.2.3	Vorgehensweise	8
2	Grundlagen zum strömenden Wasser im Boden	9
2.1	Hydromechanische Grundlagen	9
2.1.1	Beschreibung und Wirkung des strömenden Wassers im Boden	9
2.1.1.1	Bestimmung der Filtergeschwindigkeit	11
2.1.1.2	Ermittlung des Strom- und des Potentialliniennetzes	13
2.1.2	Versagensmechanismus beim hydraulischen Grundbruch	15
3	Stand des Wissens	18
3.1	Erkenntnisse zum hydraulischen Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen ...	19
3.1.1	Beschreibung des Bruchvorgangs	19
3.1.1.1	Theoretische Überlegungen.....	19
3.1.1.2	Beobachtungen aus Modellversuchen	21
3.1.2	Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient.....	25
3.1.2.1	Theoretische Ansätze	25
3.1.2.2	Beobachtungen aus Modellversuchen	26
3.1.3	Zusammenfassung und Diskussion der in der Literatur getroffenen Aussagen .	28
3.2	Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch	30
3.2.1	Berechnungsansätze	30
3.2.1.1	Berechnungsansatz nach <i>Terzaghi, Terzaghi und Jelinek</i> sowie <i>Terzaghi und Peck</i>	30
3.2.1.2	Berechnungsansatz nach <i>Baumgart und Davidenkoff</i>	33
3.2.1.3	Berechnungsansatz nach <i>Harza</i>	34
3.2.1.4	Berechnungsansatz nach <i>Bafant</i>	34
3.2.1.5	Berechnungsansatz nach <i>Knaupe</i>	36
3.2.1.6	Berechnungsansatz nach <i>Tanaka</i>	38
3.2.1.7	Berechnungsansatz nach <i>Odenwald und Herten</i>	40
3.2.2	Erkenntnisse aus Modellversuchen	41

3.2.2.1	Einfluss geometrischer und hydraulischer Randbedingungen	41
3.2.2.2	Beobachteter Bruchablauf aus Modellversuchen	43
3.2.2.3	Kritische Potentialdifferenz.....	45
3.2.3	Zusammenfassung, Bewertung und Diskussion der in der Literatur beschriebenen Berechnungsansätze	48
3.3	Offene Fragen.....	50
4	Untersuchungen zum hydraulischen Versagen vertikal von unten nach oben durchströmter Bodensäulen.....	52
4.1	Experimentelle Untersuchungen	52
4.1.1	Maßstabeffekte bei Modellversuchen.....	52
4.1.2	Eigenschaften der verwendeten Versuchsböden.....	54
4.1.3	Aufbau und Konstruktion des Versuchsstandes	60
4.1.4	Messtechnik	62
4.1.5	Einbau des Versuchsbodens und Versuchsablauf	63
4.1.6	Versuchsergebnisse	64
4.1.6.1	Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient	65
4.1.6.2	Beschreibung des Versagensablaufs und Bestimmung der Auflockerungen.....	66
4.2	Theoretisches Versagensmodell.....	70
4.3	Bestimmung der rückhaltenden Kräfte.....	72
4.3.1	Berücksichtigung der Gewichtskraft.....	72
4.3.2	Berücksichtigung der Gewichtskraft und der Reibungskräfte.....	74
4.3.3	Berücksichtigung der Gewölbewirkung.....	76
4.4	Numerische Untersuchungen mittels des Particle Flow Codes (PFC)	81
4.4.1	Theoretische Grundlagen zur gekoppelten Berechnung (nach [81])	83
4.4.2	Numerisches Modell.....	85
4.4.2.1	Geometrie des numerischen Modells und Einteilung der Strömungszellen ...	85
4.4.2.2	Randbedingungen	87
4.4.2.3	Eigenschaften der Partikel und der Durchströmungsflüssigkeit	88
4.4.3	Ergebnisse der Simulationen	89
4.4.3.1	Versagensablauf.....	89
4.4.3.2	Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient	93
4.5	Erkenntnisse und Schlussfolgerungen	95

5	Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter	97
5.1	Experimentelle Untersuchungen	97
5.1.1	Dimensionierung des Versuchsstandes	97
5.1.2	Aufbau und Konstruktion des Versuchsstandes	99
5.1.3	Messtechnik	101
5.1.4	Einbau des Versuchsbodens und Versuchsablauf	104
5.1.5	Versuchsergebnisse	105
5.1.5.1	Kritische Potentialdifferenz.....	106
5.1.5.2	Versagensablauf.....	107
5.1.5.3	Gemessene Bruchkörperform.....	111
5.1.6	Erkenntnisse aus den Versuchen zum hydraulischen Grundbruch	116
5.2	Analytische Beschreibung des Einflusses der Einbindetiefe auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter ...	117
5.2.1	Analytische Formulierung des hydraulischen Restpotentials am Wandfuß.....	118
5.2.2	Analytische Ermittlung der erforderlichen Dicke des Auflastfilters nach <i>Baumgart/Davidenkoff</i>	119
5.3	Bewertung der existierenden Berechnungsansätze auf Grundlage der Versuchsergebnisse	123
5.3.1	Bestimmung der Restpotentialhöhen mittels numerischer Simulationen.....	123
5.3.2	Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsansätzen	127
5.3.3	Bewertung und Schlussfolgerungen.....	130
6	Entwicklung eines modifizierten Ersatzkörpers zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter	132
6.1	Definition der modifizierten Ersatzkörperform	132
6.2	Bestimmung der wirkenden rückhaltenden Kräfte.....	136
6.3	Bewertung und Überprüfung des modifizierten Ersatzkörpers.....	138
6.4	Anwendungsbeispiel.....	141
6.5	Diskussion und Schlussfolgerungen.....	142
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	144
	Literaturverzeichnis	147

Symbolverzeichnis

Lateinische Zeichen

Symbol	Benennung	Einheit
a, c, u	Abmessungen des Modellversuchskastens	[m]
a_u, a_f	Beiwerte zur Berechnung der kritischen Geschwindigkeit	[-]
A	Grundfläche der durchströmten Sandsäule	[m ²]
b	Ersatzkörperbreite	[m]
b_1	Breite der Falltür im štrap-doorš Versuch	[m]
cy	Rechenschritte	[-]
C_d	Strömungswiderstandskoeffizient	[-]
C_U	Ungleichförmigkeitszahl	[-]
C_C	Krümmungszahl	[-]
B	Baugrubenbreite	[m]
d_A	Dicke des Auflastfilters	[m]
d_f	durchflusswirksamer Porendurchmesser	[m]
d_K	Kugeldurchmesser	[mm]
d_x	Korndurchmesser bei x% Siebdurchgang des Basismaterials	[mm]
d_{10}	Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang	[mm]
D	Lagerungsdichte	[-]
D_x	Korndurchmesser bei x% Siebdurchgang des Filtermaterials	[mm]
D_z	Zylinderdurchmesser	[m]
E_V	Verformungsmodul	[kN/m ²]
F_{contact}	Kontaktkraft	[N]
f_{drag}	Strömungswiderstand pro Zelle	[N]
$f_{\text{drag,P}}$	Strömungswiderstand pro Partikel	[N]
f_{mech}	mechanische verursachte Kontaktkräfte	[N]
f_{fluid}	von der Flüssigkeit auf ein Partikel übertrage Kraft	[N]

f_S	spezifische Strömungskraft	[kN/m ³]
$f_{S,z}$	vertikale spezifische Strömungskraft	[kN/m ³]
$F_{wall,y}$	Kontaktkräfte auf Zylinderwand	[N]
f_0	Kraft welche auf eine Partikel wirkt	[N]
F_S	Sicherheitsfaktor	[-]
E_{0Bh}	horizontale Erddruckkraft im Basismaterial	[kN/lfm]
E_{0Ah}	horizontale Erddruckkraft im Auflastfilter	[kN/lfm]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
G_{\div}	Gewicht unter Auftrieb	[kN/lfm] od. [kN]
$G_{A\div}$	Gewicht des Auflastfilters unter Auftrieb	[kN/lfm] od. [kN]
$G_{B\div}$	Gewicht des Bodens unter Auftrieb	[kN/lfm] od. [kN]
H_z	Zylinderhöhe	[m]
i	spezifischer hydraulischer Gradient	[-]
i_{krit}	kritischer spezifischer hydraulischer Gradient	[-]
i_z	vertikaler spezifischer hydraulischer Gradient	[-]
$i_{z,krit}$	kritischer vertikaler spezifischer hydraulischer Gradient	[-]
I	hydraulischer Gradient und Trägheitsmoment	[-] [kgm ²]
I_D	bezogene Lagerungsdichte	[-]
k_f	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
$k_{f,10}$	Durchlässigkeitsbeiwert bei 10 C°	[m/s]
$k_{f,x}$	Durchlässigkeitsbeiwert in x-Richtung	[m/s]
$k_{f,z}$	Durchlässigkeitsbeiwert in z-Richtung	[m/s]
K	spezifische Permeabilität	[m ²]
K_a	aktiver Erddruckbeiwert	[-]
$K_{agh,B}$	aktiver horizontaler Erddruckbeiwert des Bodens	[-]
$K_{pgh,B}$	passiver horizontaler Erddruckbeiwert des Bodens	[-]
$K_{agh,A}$	aktiver horizontaler Erddruckbeiwert des Auflastfilters	[-]
$K_{pgh,A}$	passiver horizontaler Erddruckbeiwert des	[-]

	Auflastfilters	
$K_{0,B}$	Erdruchdruckbeiwert des Bodens	[-]
$K_{0,A}$	Erdruchdruckbeiwert des Auflastfilters	[-]
L	Länge des durchströmten Bodens	[m]
m	Masse eines Partikels und Scherparameter	[Kg] [-]
m_d	Trockenmasse	[g]
M	Moment welches auf einen Partikel wirkt	[kNm]
n	Porenanteil und Scherparameter	[-] [-]
p	Flüssigkeitsdruck und Druck auf Basismaterial von Auflastfilter	[kN/mm ³] [kN/m ²]
Q	Durchfluss	[l/min]
r	Radius des durchströmten Zylinders	[m]
r_p	Partikelradius	[mm]
R	Reibungskraft	[kN/lfm] od. [kN]
$R_{A,W}$	Reibungskraft zwischen Auflastfilter und Wand	[kN/lfm] od. [kN]
$R_{A,A}$	Reibungskraft im Auflastfilter	[kN/lfm] od. [kN]
$R_{B,W}$	Reibungskraft zwischen Boden und Wand	[kN/lfm] od. [kN]
$R_{B,B}$	Reibungskraft im Boden	[kN/lfm] od. [kN]
Re	Reynoldszahl	[-]
Re_{krit}	kritische Reynoldszahl	[-]
R_L	Reibungskraft auf der linken Seite des Ersatzkörpers	[kN/lfm] od. [kN]
R_R	Reibungskraft auf der rechten Seite des Ersatzkörpers	[kN/lfm] od. [kN]
S	bezogene Strömungskraft	[kN/lfm] od. [kN]
S_r	Sättigungszahl	[-]
t	Einbindetiefe und Zeit	[m] [s]
t_c	Zeitschritte	[-]
t_3	Ersatzkörperhöhe	[m]
T	Mächtigkeit des Grundwasserleiters und	[m]

	zusätzlich wirkende Kraft	[kN/lfm] od. [kN]
u	Partikelgeschwindigkeit	[m/s]
	Wasserdruck	[mbar]
U	Ungleichförmigkeitszahl	[-]
v_F	Filtergeschwindigkeit	[m/s]
$v_{F,x}$	Filtergeschwindigkeit in x-Richtung	[m/s]
$v_{F,z}$	Filtergeschwindigkeit in z-Richtung	[m/s]

Griechische Zeichen

Symbol	Benennung	Einheit
γ_A	Wichte des Auflastfilters	[kN/m ³]
$\gamma_{A\div}$	Wichte des Auflastfilters unter Auftrieb	[kN/m ³]
γ_B	Wichte des Bodens	[kN/m ³]
$\gamma_{B\div}$	Wichte des Bodens unter Auftrieb	[kN/m ³]
γ_W	Wichte des Wassers	[kN/m ³]
δ_A'	Wandreibungswinkel des Auflastfilters	[°]
δ_B'	Wandreibungswinkel des Bodens	[°]
δh	Potentialdifferenz auf der Strecke δl	[m]
δl	Teilstrecke	[m]
Δh	Potentialdifferenz	[m]
Δh_{krit}	kritische Potentialdifferenz	[m]
Δh_r	Restpotentialdifferenz	[m]
Δh_{um}	Potentialdifferenz bei welcher erste Umlagerungen festgestellt wurden	[m]
Δh_r	Restpotentialdifferenz in der Tiefe Δz	[m]
Δs	Niveauunterschied	[m]
Δu	Hebungsdifferenz	[m]
Δz	vertikale Verschiebung und Abstand zwischen Wandfuß und i_{krit}	[mm] [m]
ε	Porosität	[-]
$\rho_{S,B}$	Korndichte des Versuchssandes	[kg/cm ³]

$\rho_{S,A}$	Korndichte des Filtermaterials	[kg/cm ³]
τ_f	Scherfestigkeit	[kN/m ²]
ω	Winkelgeschwindigkeit	[rad/s]
ω_z	Faktor für Reibungsanteil	[-]
ω_3	Faktor für Geometrie	[-]
σ_N	Normalspannung	[kN/m ²]
$\sigma_{N,0}$	Referenz-Normalspannung	[kN/m ²]
$\sigma_{v\dot{z}}$	effektive vertikale Spannung	[kN/m ²]
$\sigma_{h\dot{x}}, \sigma_{y\dot{z}}$	effektive horizontale Spannung	[kN/m ²]
φ_B'	effektiver Reibungswinkel des Bodens	[°]
φ_A'	effektiver Reibungswinkel des Auflastfilters	[°]
η_F	dynamische Viskosität des Fluides	[kg/m·s]
$\eta_{F,k}$	kinematische Viskosität	[m ² /s]
λ	empirische Konstante welche das Verhältnis von vertikaler zu horizontaler Spannung angibt	[-]
χ	empirischer Faktor zur Berücksichtigung der lokalen Porosität	[-]

1 Einführung in die Thematik

Wird innerhalb einer Baugrubenumschließung der Grundwasserstand abgesenkt, führt diese Grundwasserabsenkung zu einer Umströmung der Baugrubenwand. Vom Fuß der Baugrubenumschließung bis zur Baugrubensohle strömt das Grundwasser vertikal nach oben, also entgegen der Gewichtskraft des Bodens. Wenn der vertikale Anteil der bezogenen Strömungskraft S die Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb $G_B \div$ sowie weitere mögliche stabilisierende Kräfte T kompensiert, so resultiert daraus ein hydraulischer Grundbruch (Abb. 1-1, a). Dies kann zu einer raschen Flutung der Baugrube sowie zu einem Einsturz der Baugrube führen.

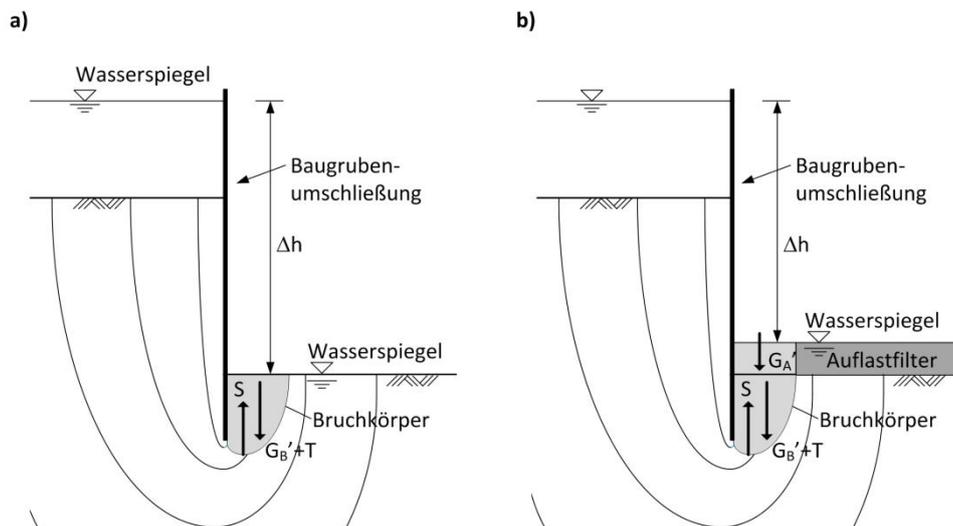


Abb. 1-1: Hydraulischer Grundbruch an einer Baugrubenumschließung
a) ohne Auflastfilter; b) mit Auflastfilter

Zur Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch besteht die Möglichkeit, einen Auflastfilter auf die Baugrubensohle aufzubringen und somit den Widerstand gegen die vertikale bezogene Strömungskraft S zu erhöhen (Abb. 1-1, b). Der Auflastfilter muss dabei zwei Anforderungen erfüllen. Zum einen darf kein relevanter Potentialabbau innerhalb des Filters erfolgen, d. h. die Durchlässigkeit des Auflastfilters muss gegenüber der Durchlässigkeit des Basismaterials groß sein (hydraulisch wirksam). Zum anderen muss die

Filterstabilität zwischen Basismaterial und Filtermaterial gegeben sein (filterstabil), damit es zu keinem Materialtransport vom Basismaterial in den Auflastfilter und somit zum Versagen der Baugrubensohle kommen kann.

1.1 Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Nach der DIN 1054:2010-12 [1], der DIN EN 1997-1:2009-09 (Eurocode 7) [2] und dem nationalen Anhang [3] erfolgt der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch basierend auf dem Ansatz nach *Terzaghi* (*Terzaghi und Peck* [4]). Alternativ lässt die EAU [5] auch den Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* (*Davidenkoff* [6]) zu. Bei beiden Verfahren werden lediglich die bezogene Strömungskraft S als destabilisierende Einwirkung und die Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb $G_{B\emptyset}$ als stabilisierende Einwirkung berücksichtigt, wobei mögliche Reibungskräfte R vernachlässigt werden. Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist erfüllt, wenn der Bemessungswert der bezogenen Strömungskraft S kleiner als der Bemessungswert der Gewichtskraft unter Auftrieb ist.

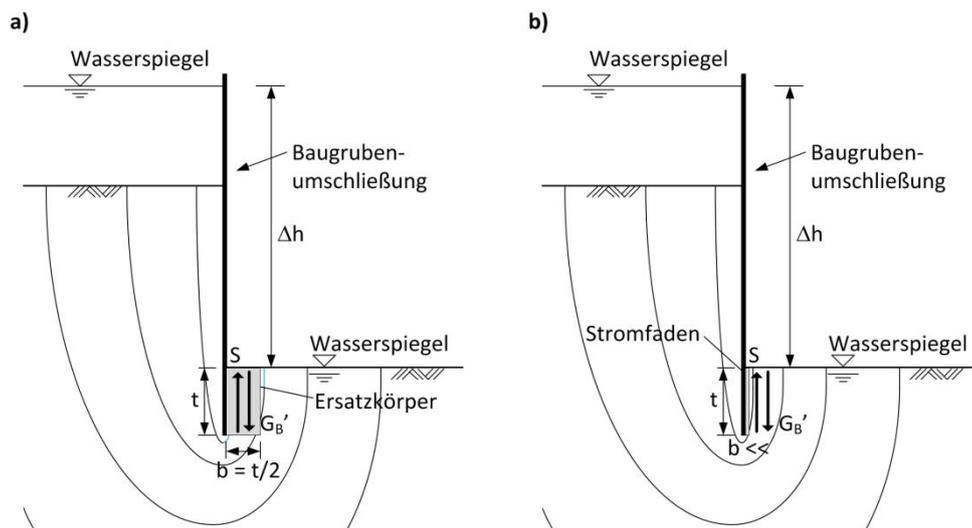


Abb. 1-2: Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

a) Nachweis nach *Terzaghi/Peck*;

b) Nachweis nach *Baumgart/Davidenkoff*

Beim Berechnungsverfahren nach *Terzaghi* wird der Bruchkörper für den Ansatz der Kräfte durch einen vereinfachten prismatischen Ersatzkörper abgebildet, an dem die bezogenen Strömungskraft S und die Gewichtskraft unter Auftrieb $G_{B\emptyset}$ ermittelt werden (Abb. 1-2, a). Die Höhe des Ersatzkörpers entspricht der Einbindetiefe t der Wand von deren Fuß bis zur Baugrubensohle und die Breite b der halben Einbindetiefe ($b = t/2$). Nach *Baumgart/Davidenkoff* wird der Nachweis an einem Ersatzkörper mit zu vernachlässigender Breite (Stromfaden), der ebenfalls von der Baugrubensohle bis zum Wandfuß reicht, geführt (Abb. 1-2, b). Da bei einer Wandunterströmung das Grundwasserpotenzial am Wandfuß immer höher ist als das mittlere Potenzial an der Unterkante des Ersatzkörpers nach *Terzaghi*, liegt der Nachweis nach *Baumgart/Davidenkoff* gegenüber dem Nachweis nach *Terzaghi* stets

auf der sicheren Seite. Im Kapitel 3.2.1 sind beide Nachweisverfahren nochmals genau beschrieben.

Nach *Terzaghi* reicht bei Verwendung eines Auflastfilters die Höhe des für den Nachweis anzusetzenden Ersatzkörpers vom Wandfuß bis zur Oberfläche des Auflastfilters (Abb. 1-3, a). Die Breite des Ersatzkörpers entspricht in diesem Fall jedoch nur der halben Einbindetiefe der Wand unter der Baugrubensohle [4]. Beim Nachweisverfahren nach *Baumgart/Davidenkoff* wird der Stromfaden um die Dicke des Auflastfilters d_A verlängert, es wirken somit zusätzliche rückhaltende Kräfte aus dem Eigengewicht des Auflastfilters G_A (Abb. 1-3, b).

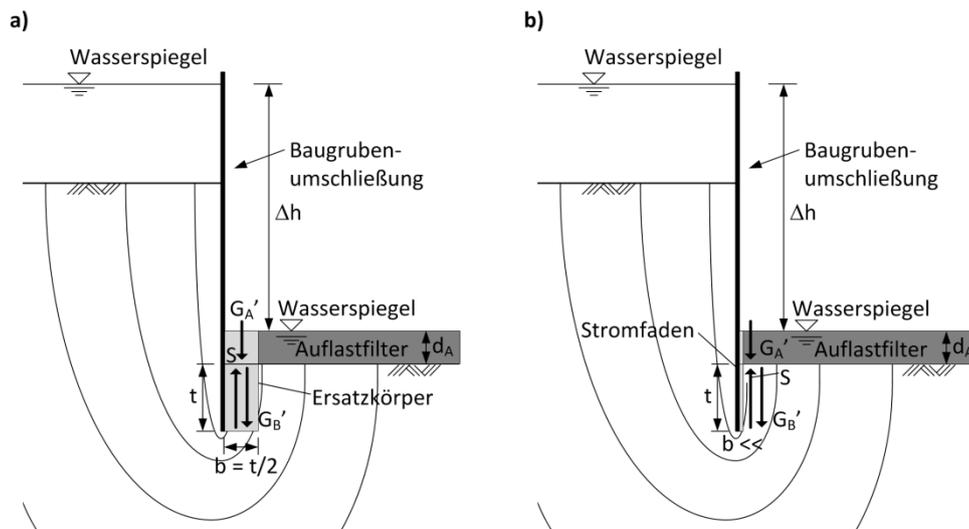


Abb. 1-3: Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch
 a) Nachweis nach *Terzaghi/Peck* mit Auflastfilter;
 b) Nachweis nach *Baumgart/Davidenkoff* mit Auflastfilter

1.2 Problemstellung, Zielsetzung und Abgrenzung

Ein Schadensfall bei einer Baumaßnahme an einer Bundeswasserstraße [7] war der Anlass für Untersuchungen von *Odenwald und Herten* [8] zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei unterströmten, gering in den Untergrund einbindenden Baugrubenumschließungen mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter. Im Zuge der Untersuchungen wurde von *Odenwald und Herten* festgestellt, dass die herkömmlichen Nachweise nach DIN EN 1997-1:2009-09 (Eurocode 7) und DIN 1054:2010-12 bzw. nach EAU (Berechnungsansätze nach *Terzaghi* und *Baumgart/Davidenkoff*) für geringe Einbindetiefen und bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter auf der unsicheren Seite liegen können. Es wurde daher von *Odenwald und Herten* anhand numerischer Simulationen ein erweiterter Berechnungsansatz erarbeitet, welcher die vertikalen Strömungskräfte unterhalb des Fußes der Baugrubenumschließung berücksichtigt. Die Berechnungen auf der Grundlage dieses erweiterten Ansatzes ergeben jedoch auch unerwartete Ergebnisse, zu deren Interpretation und Verifizierung sich weitere Untersuchungen als notwendig erweisen, welche im Zuge dieser Arbeit durchgeführt wurden. Die Untersuchungen von *Odenwald und Herten* bilden daher die Grundlage für diese Arbeit.

Einführend sollen daher zunächst die Ergebnisse der Untersuchungen von *Odenwald und Herten* zusammenfassend wiedergegeben und der erweiterte Berechnungsansatz erläutert werden. Die sich aus den Untersuchungen ergebenden offenen Fragen werden im Folgenden explizit dargestellt und die Aufgabenstellung bzw. das Forschungsziel dieser Arbeit formuliert. Weiterhin wird das wissenschaftliche Vorgehen zur Lösung der vorgegebenen Forschungsziele erläutert und der Rahmen der im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen abgegrenzt.

1.2.1 Erläuterung der Problemstellung

Die Untersuchungen von *Odenwald und Herten* basieren auf numerischen Strömungsberechnungen auf der Grundlage eines stationären, vertikal-ebenen Grundwassermodells (Abb. 1-4) unter vereinfachten Modellannahmen. Diese bestanden insbesondere in den Annahmen eines Grundwasserrandpotenzials an den oberen Modellrändern beidseits der unterströmten Wand, einer vernachlässigbaren Wanddicke, eines ausreichend großen Modellgebietes ohne relevanten Einfluss der weiteren Modellränder auf die maßgebende Umströmung der Wand und einer homogenen und isotropen Durchlässigkeit des Bodens im gesamten Modell. Weiterhin wurde angenommen, dass zur Sicherung gegen hydraulischen Grundbruch baugrubenseitig der Wand ein Auflastfilter mit der Dicke d_A aufgebracht ist. Der Auflastfilter wurde als nicht durchströmt und nicht eingestaut angenommen. Dadurch hat er keinen Einfluss auf die Strömungsverhältnisse, sondern stellt lediglich eine baugrubenseitige Auflast dar.

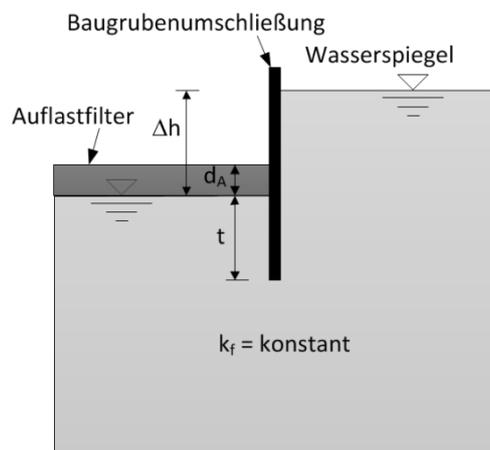


Abb. 1-4: Vereinfachtes Strömungsmodell (nach [8])

Auf Grundlage dieser Modellannahmen ist die Grundwasserpotenzialverteilung nur abhängig von den beiden geometrischen Größen t und Δh und lässt sich somit in Abhängigkeit vom Verhältnis $t/\Delta h$ beschreiben.

Nach den Berechnungsansätzen nach *Terzaghi* und *Baumgart/Davidenkoff* resultiert die bezogene Strömungskraft S aus der Restpotenzialdifferenz Δh_r zwischen der Unterkante des Ersatzkörpers und der Baugrubensohle. Da in dem verwendeten vereinfachten Strömungsmodell die Potenzialverteilung nur vom Verhältnis der Einbindetiefe t der Wand unter der Baugrubensohle zur Potenzialdifferenz Δh abhängt, lässt sich der Quotient aus der

Restpotenzialdifferenz am Ersatzkörper und der gesamten Potenzialdifferenz $\Delta h_r/\Delta h$ als Funktion von $t/\Delta h$ darstellen (Abb. 1-5). Da in diesen Berechnungsansätzen die Höhe des Ersatzkörpers nur bis zum Wandfuß reicht, nimmt die für die Bestimmung der bezogenen Strömungskraft S maßgebende Restpotenzialdifferenz mit geringer werdender Einbindetiefe der Wand bis auf null ab (genaue Erläuterung siehe Kapitel 5.2). Eine aufwärts gerichtete Strömungskraft unterhalb des Wandfußes wird bei diesen Ansätzen nicht berücksichtigt.

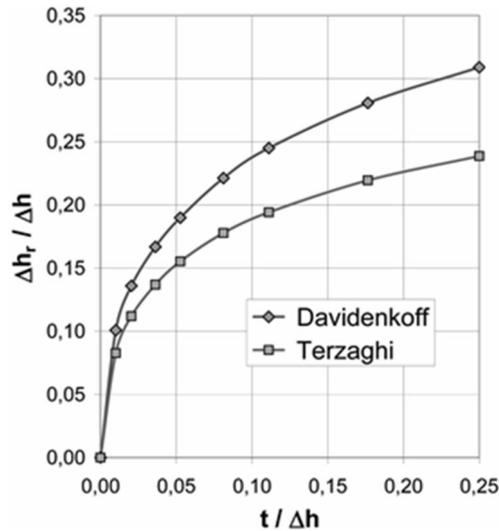
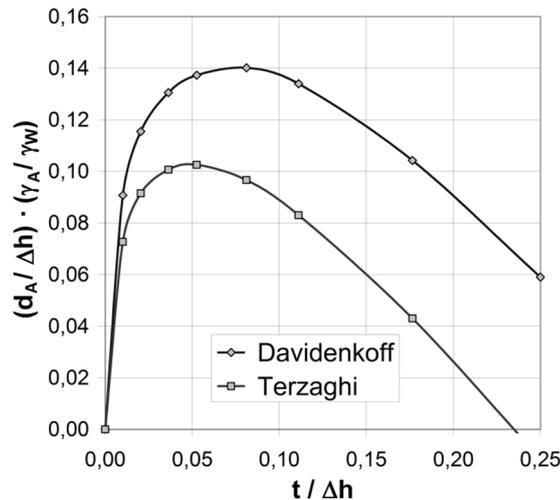


Abb. 1-5: Restpotenzialhöhe Δh_r am Ersatzkörper (aus [8])

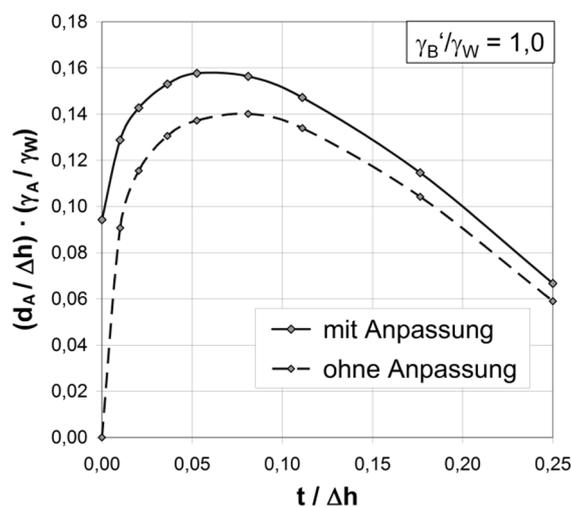
Die Verwendung der Abhängigkeit von $\Delta h_r/\Delta h$ als Funktion von $t/\Delta h$ ermöglicht die Bestimmung der erforderlichen Dicke des Auflastfilters d_A aus der dimensionslosen Kennzahl $d_A/\Delta h \cdot \gamma_A/\gamma_W$ in Abhängigkeit von $t/\Delta h$ und γ_B/γ_W . Wobei zusätzlich zu den bereits definierten Größen γ_B die Wichte des Bodens unter Auftrieb, γ_W die Wichte des Grundwassers und γ_A die Wichte des Auflastfilters ist. In der Abb. 1-6 ist diese funktionale Beziehung für $\gamma_B/\gamma_W = 1,0$ dargestellt.

Wie erwartet steigt die erforderliche Filterdicke bei konstanter Potentialdifferenz mit abnehmender Einbindetiefe zunächst an. Bei konstanter Potenzialdifferenz nimmt die erforderliche Filterdicke jedoch nach Erreichen eines Maximums für eine bestimmte Einbindetiefe mit weiterer Reduzierung der Einbindetiefe wieder bis auf null ab. Dies resultiert aus dem Ansatz eines von der Baugrubensohle nur bis zur Unterkante der Wand reichenden Ersatzkörpers zur Bestimmung der bezogenen Strömungskraft S . Dieser nur bis zum Wandfuß reichende Ersatzkörper ist offensichtlich zur Bestimmung der maßgebenden Strömungskraft für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch bei Wänden mit geringer Einbindetiefe und baugrubenseitigem Auflastfilter nicht geeignet.

Um beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch die Vertikalströmung unterhalb des Wandfußes zu berücksichtigen, muss der für das Kräftegleichgewicht verwendete Ersatzkörper angepasst werden. Dazu wird der Ersatzkörper um die Tiefe Δz unterhalb des Wandfußes verlängert, bis der vertikale Anteil des spezifischen hydraulischen Gradienten i den kritischen spezifischen Gradienten $i_{krit} = \gamma_B/\gamma_W$ überschreitet. Unterhalb dieses Bereiches ist das spezifische Gewicht des Bodens unter Auftrieb stets größer als die aufwärtsgerichtete spezifische Strömungskraft f_s , sodass das lokale Grenzgleichgewicht nicht überschritten wird.

Abb. 1-6: Erforderliche Filterhöhe d_A (aus [8])

Für den verlängerten, bis unter den Wandfuß reichenden Ersatzkörper wurde von *Odenwald und Herten* die bezogene Strömungskraft S und die Gewichtskraft unter Auftrieb bestimmt und ebenfalls die dimensionslose Kennzahl zur Ermittlung der erforderlichen Höhe des Auflastfilters in Abhängigkeit von $t/\Delta h$ und γ_B/γ_W berechnet. Dies ist in der Abb. 1-7 für $\gamma_B/\gamma_W = 1,0$ in Anlehnung an den Nachweis nach *Baumgart/Davidenkoff* für das Kräftegleichgewicht am verlängerten Ersatzkörper mit Anpassung an die Strömungsverhältnisse unterhalb des Wandfußes sowie zum Vergleich am Ersatzkörper ohne Anpassung (ab Wandfuß) dargestellt.

Abb. 1-7: Erforderliche Filterhöhe d_A bei Ansatz des angepassten und des nicht angepassten Ersatzkörpers (aus [8])

Im Gegensatz zu den Berechnungsergebnissen bei Ansatz des nicht angepassten, bis zum Wandfuß reichenden Ersatzkörpers, ergeben die Berechnungen, unter Berücksichtigung des an die Strömungsverhältnisse unterhalb des Wandfußes angepassten Ersatzkörpers, die Erfordernis eines Auflastfilters auch bei Reduktion der Wandeinbindetiefe bis auf null. Jedoch wird auch hier bei konstanter Potentialdifferenz ein Maximum für die Dicke des Auflastfilters bei einer bestimmten Einbindetiefe der Wand ermittelt und bei weiterer

Reduzierung der Einbindetiefe der Wand ergibt sich ein Auflastfilter mit geringeren erforderlichen Dicken.

Demnach kann eine Reduktion der Einbindetiefe t auch mit dem erweiterten Berechnungsansatz eine Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch zur Folge haben. Anders gesagt, eine Reduktion des Materialeinsatzes kann das Sicherheitsniveau steigern.

1.2.2 Definition und Abgrenzung des Forschungsziels

Die von *Odenwald und Hertel* [8] erlangten Untersuchungsergebnisse zum hydraulischen Grundbruch bei gering in den Untergrund einbindenden Wänden und luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter zeigen, dass die Nachweise nach *Terzaghi* bzw. *Baumgart/Davidenkoff* unter bestimmten Randbedingungen auf der unsicheren Seite liegen können. Es wurde daher auf der Grundlage der Untersuchungsergebnisse ein erweiterter Berechnungsansatz erarbeitet, welcher die vertikalen Strömungskräfte unterhalb des Wandfußes berücksichtigt. Dieser erweiterte Berechnungsansatz wurde bisher jedoch noch nicht durch weiterführende Untersuchungen verifiziert.

Ein wesentliches Ziel dieser Arbeit ist es daher, die Gültigkeit und die Anwendbarkeit bzw. die Anwendungsgrenzen des erweiterten Berechnungsansatzes zu untersuchen und zu prüfen bzw. zu definieren. Dabei ist vor allem zu klären, ob es tatsächlich durch eine Reduktion der Einbindetiefe zu einer Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch kommen kann.

Der erweiterte Berechnungsansatz beruht auf einem vereinfachten Ersatzkörper, dessen Breite vernachlässigbar klein ist. Als rückhaltende Kraft geht nur das Bodeneigengewicht ein, evtl. wirkende rückhaltende Reibungskräfte werden nicht berücksichtigt. Der erweiterte Berechnungsansatz beruht daher bezüglich der Ersatzkörperform und der wirkenden Reibungskräfte auf vereinfachte Annahmen.

Ein weiteres Ziel dieser Arbeit ist es daher, zu untersuchen, inwiefern der erweiterte Berechnungsansatz aufgrund der getroffenen Vereinfachungen von den tatsächlichen Verhältnissen abweicht und welchen Einfluss diese Vereinfachungen auf den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch haben. Die Auswirkungen eines Auflastfilters auf die Bruchkörper- bzw. Ersatzkörperform, auf den Versagensablauf und auf mögliche Reibungskräfte werden eingehend erarbeitet.

Auf der Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse werden schließlich Verbesserungsvorschläge zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter definiert.

Diese Arbeit beschäftigt sich ausschließlich mit dem hydraulisch bedingten Versagen durch hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter. Bei den folgenden Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch wird zunächst angenommen, dass es zu keinem Versagen durch innere Kontakt- oder Fugenerosion kommt. Ein Versagen durch Erosionsgrundbruch wird durch die Einhaltung geometrischer Filterkriterien nach *Terzaghi*

und Peck [4] zwischen Auflastfilter und Basismaterial ebenfalls ausgeschlossen. Es wird daher davon ausgegangen, dass ein Versagen durch Erosionsgrundbruch auch bei größeren Austrittsgradienten als dem kritischen Gradienten durch die Einhaltung der Filterkriterien behindert wird.

1.2.3 Vorgehensweise

Zunächst wird die Problematik des hydraulischen Grundbruchs vereinfacht am Versagen einer vertikal von unten nach oben durchströmten Bodensäule untersucht. Die eindimensionale Durchströmung vereinfacht die Erfassung und Beschreibung von Versagensmechanismen. Mittels der experimentellen und numerischen Untersuchungen an vertikal durchströmten Bodensäulen wird der Einfluss der Lagerungsdichte des Bodens bzw. des Filters und der Dicke des Auflastfilters auf den Versagensvorgang, den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten und den wirkenden rückhaltenden Kräften beim hydraulischen Versagen geklärt.

Anschließend werden Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter durchgeführt. Mittels kleinmaßstäblicher Modellversuche wird der Einfluss der Einbindetiefe und der Dicke des Auflastfilters auf die kritische Potentialdifferenz sowie auf den Versagensablauf und die Bruchkörperform untersucht. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen erlaubt die Bewertung und Verifizierung der vorhandenen Berechnungsansätze. Anhand der messtechnischen Erfassung des Bruchablaufs und der Bruchkörperform, werden die Ersatzkörper der entsprechenden Berechnungsansätze mit dem gemessenen Bruchkörper in Abhängigkeit der Einbindetiefe und der Dicke des Auflastfilters verglichen. Des Weiteren wird die Abhängigkeit der kritischen Potentialdifferenz von der Einbindetiefe mittels analytischer Berechnungen näher untersucht.

Auf der Grundlage der aus den Untersuchungen zum Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen sowie aus den Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter gewonnenen Erkenntnisse, wird ein neuer Ersatzkörper für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter vorgestellt.

2 Grundlagen zum strömenden Wasser im Boden

Miteinander über Röhren oder Porenkanäle kommunizierendes Wasser hat stets das Bestreben, vorhandene Wasserspiegeldifferenzen auszugleichen. Befindet sich zum Beispiel der Grundwasserspiegel innerhalb und außerhalb einer Baugrube auf derselben Höhe, ist das Wasser im Ruhezustand. Wird allerdings das Wasser bis auf die Baugrubensohle abgesenkt, ergibt sich eine Wasserspiegeldifferenz und es kommt zum Strömen des Wassers im Boden. Durch die Strömung des Wassers werden Kräfte auf die Kornstruktur des Bodens übertragen, deren Größe und Richtung von den Bodeneigenschaften (Bodenaufbau) und den hydraulischen Randbedingungen abhängig sind.

Die zur Beschreibung des strömenden Wassers im Boden erforderlichen hydromechanischen Grundlagen werden im Folgenden wiedergegeben. Im Zuge dessen wird erläutert, wie die auf den Boden wirkenden Strömungskräfte in Abhängigkeit der hydraulischen Randbedingungen erfasst, beschrieben und beurteilt werden können.

2.1 Hydromechanische Grundlagen

2.1.1 Beschreibung und Wirkung des strömenden Wassers im Boden

Das Wasser im Boden bewegt sich theoretisch entlang sogenannter Stromlinien. Sind die Stromlinien gerade und parallel zueinander, spricht man von einer eindimensionalen Strömung. Dieser Fall liegt zum Beispiel vor, wenn eine homogene Bodensäule vertikal durchströmt wird (Abb. 2-1). Strömt das Wasser entlang gekrümmter Bahnen paralleler Ebenen, zum Beispiel bei der Umströmung einer Baugrubenumschließung (Abb. 2-3), spricht man von einer ebenen Strömung. Alle anderen Strömungen sind dreidimensional [9]. Tatsächlich strömt das Wasser aber nicht exakt entlang der Stromlinien, sondern wird durch die unregelmäßig geformten Bodenteilchen und durch die Unregelmäßigkeit der Porenkanäle aus seiner Bahn geworfen [10]. Dies und die Viskosität der durchströmenden Flüssigkeit sind für die Übertragung von Strömungskräften auf das Korngerüst verantwortlich und erzeugen den Druckhöhenverlust im Boden (Potentialabbau).

Die vereinfachte mathematische Beschreibung des Potentialabbaus entlang einer Stromlinie erfolgt unter der Voraussetzung einer laminaren, wirbelfreien Strömung mittels der Potentialtheorie (Kapitel 2.1.1.2).

Am einfachsten lässt sich eine Wasserströmung anhand einer von unten nach oben durchströmten homogenen Bodenprobe beschrieben. Die Bodenprobe wird dafür in ein undurchlässige Säule eingebaut, welche oben einen freien Abfluss des Wassers erlaubt und an seiner Unterseite mit einem Wasserbehälter verbunden ist (Abb. 2-1). Zu einer Wasserströmung kommt es, wenn der Wasserspiegel im Behälter höher liegt als der Wasserspiegelüberlauf der Bodensäule. Dieser Höhenunterschied wird im Folgenden als Potentialdifferenz Δh bezeichnet.

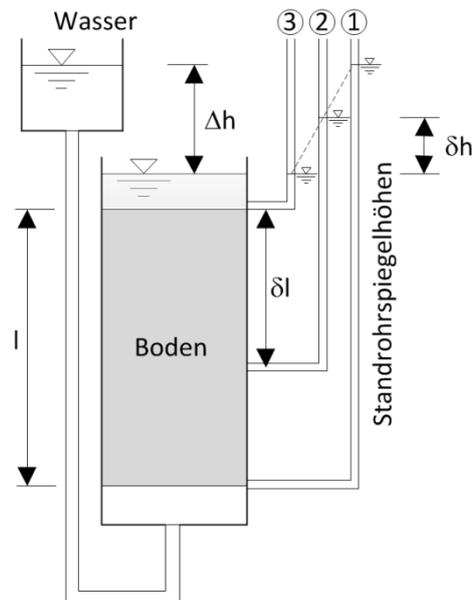


Abb. 2-1: Eindimensionale Wasserströmung im Boden

Das Verhältnis zwischen der durchströmten Länge der Bodenprobe l und der Potentialdifferenz Δh wird als bezogener hydraulischer Gradient I bezeichnet (Gleichung 2-1).

$$I = \frac{\Delta h}{l} \quad 2-1$$

Der spezifische hydraulische Gradient i , welcher in einem Teilbereich, zum Beispiel in der oberen Hälfte der Bodenprobe wirkt, errechnet sich aus dem Quotienten der Potentialdifferenz δh zwischen den beiden Höhen und der durchströmten Länge δl (Gleichung 2-2).

$$i = \frac{\delta h}{\delta l} \quad 2-2$$

Sobald der spezifische hydraulische Gradient $i > 0$ ist, strömt das Wasser und es wirken aufgrund des Potentialabbaus im Boden spezifische Strömungskräfte f_s auf das Korngerüst. Die spezifische Strömungskraft f_s ist eine Massenkraft, die stets in der Fließrichtung des Wassers wirkt und vom spezifischen hydraulischen Gradienten i abhängig ist (Gleichung 2-3).

$$f_s = i \cdot \gamma_w \quad 2-3$$

Die Ermittlung der bezogenen Strömungskraft S vor einer Baugrubenumschließung im relevanten Bodenkörper ist maßgebend für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Die bezogene Strömungskraft S ergibt sich durch die Integration der spezifischen Strömungskraft f_s über das betrachtete Bodenvolumen.

2.1.1.1 Bestimmung der Filtergeschwindigkeit

Die Filtergeschwindigkeit v_F ist die fiktive Geschwindigkeit mit der das Wasser durch einen definierten Durchflussquerschnitt A fließt. Dabei zählt als durchflossene Fläche sowohl der Porenraum als auch die Feststoffsubstanz des Durchflussquerschnitts. Die Filtergeschwindigkeit v_F ist von der Wichte des Wassers γ_w und der dynamischen Viskosität η_F der durchströmenden Flüssigkeit, dem spezifischen hydraulischen Gradienten i und der spezifischen Permeabilität K abhängig (Gleichung 2-4).

$$v_F = \frac{K}{\eta_F} \cdot \gamma_w \cdot i \quad 2-4$$

Die spezifische Permeabilität K ist vom Porenanteil n und der Porengeometrie, die dynamische Viskosität η_F von der Art der Flüssigkeit und der Temperatur abhängig.

In der Hydrologie und der Geotechnik handelt es sich bei der durchströmenden Flüssigkeit fast ausschließlich um Wasser. Die dynamische Viskosität η_F und die Wichte γ_w werden daher als konstant angesehen. Dies ist zulässig, da das Grundwasser im Allgemeinen nur geringe Temperaturunterschiede aufweist. Es wird mit dem Durchlässigkeitsbeiwert k_f gerechnet (Gleichung 2-5), welcher die Filtergeschwindigkeit v_F für einen spezifischen hydraulischen Gradienten von $i = 1$ darstellt und die Dimension einer Geschwindigkeit hat.

$$k_f = \frac{K}{\eta_F} \cdot \gamma_w \quad 2-5$$

Durch das Einsetzen der Gleichung 2-5 in 2-4, lässt sich die Filtergeschwindigkeit v_F des strömenden Grundwassers im Boden in Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwerts k_f und dem spezifischen hydraulischen Gradienten i berechnen (Gleichung 2-6).

$$v_F = k_f \cdot i \quad 2-6$$

Der in der Gleichung 2-6 dargestellte lineare Zusammenhang zwischen der Filtergeschwindigkeit v_F , dem Durchlässigkeitsbeiwert k_f und dem spezifischen hydraulischen Gradienten i wird als Darcy'sches Gesetz [11] bezeichnet.

Die Gültigkeit des Darcy'schen Gesetzes unterliegt folgenden Randbedingungen [12]:

- Der Boden muss voll gesättigt sein (Sättigungszahl $S_f = 1$).
- Das Gesetz von Darcy gilt nur für Newton'schen Flüssigkeiten¹.

¹ Newton'sche Flüssigkeiten sind Flüssigkeiten bei der die Schergeschwindigkeit proportional zur Scherspannung ist. Sie werden durch ihre Viskosität charakterisiert und ihre Bewegung gehorcht den Gleichungen von Navier-Stokes.

- Das Gesetz von Darcy gilt nur für laminare Strömungen.
- Die Flüssigkeit wird als inkompressibel angenommen.

Eine Sättigungszahl des Bodens von $S_r = 1$ sowie die Verwendung von Newton'schen und inkompressiblen Flüssigkeiten wird bei allen weiteren Untersuchungen vorausgesetzt. Abhängig vom spezifischen hydraulischen Gradienten i , der dynamischen Viskosität η_F sowie der Wichte der Flüssigkeit γ_w muss jedoch immer überprüft werden, ob eine laminare Strömung vorliegt.

Nach *Busch et al.* [13] ist es nicht möglich, die Gültigkeitsgrenzen des Darcy'schen Gesetzes exakt zu bestimmen, da zu jeder Grenzangabe auch der zugehörige Fehler formuliert werden muss. Die Strömung einer Flüssigkeit im Boden kann im prälinearen, linearen, postlinearen oder turbulenten Bereich liegen (Abb. 2-2). Damit das Darcy'sche Gesetz Gültigkeit hat, muss die Strömung im Boden laminar sein.

Ist die Strömungsgeschwindigkeit zu gering, sind Haftkräfte nicht mehr zu vernachlässigen (prälinearer Bereich). Gewinnen im Gegensatz dazu die Reibungskräfte im Vergleich zu den Trägheitskräften an Einfluss, spricht man vom postlinearen Bereich [14].

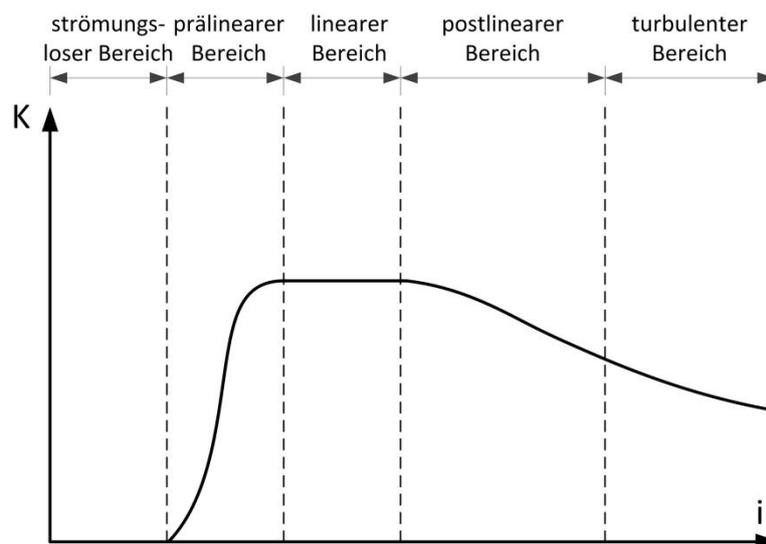


Abb. 2-2: Bereiche der Filterströmung im Boden (nach [13])

Nach *Ludewig* [14] ist die Grenze zwischen dem linearen Bereich und dem postlinearen Bereich mittels einer kritischen Geschwindigkeit $v_{F,krit}$ definiert (Gleichung 2-7).

$$v_{F,krit} = \frac{a_u \cdot a_f}{k_{f,10}} \quad 2-7$$

In der Gleichung 2-7 ist der Beiwert a_u abhängig von der Ungleichförmigkeitszahl U des Bodens und der Beiwert a_f abhängig von der Kornform ist. Die beiden Beiwerte können nach folgenden Regelungen bestimmt werden:

$$a_u = \quad 1,0 \quad \text{für } U < 1,5 \quad \text{bzw.} \quad 1,2/\zeta U \quad \text{für } U > 1,5$$

$$a_f = \begin{cases} 1,0 & \text{für Kugeln} \\ 0,65 & \text{für Naturstoffe} \\ 0,56 & \text{für gebrochenes Material} \end{cases}$$

Alternativ kann die Grenze zwischen dem linearen und dem postlinearen Strömungsbereich auch über die Reynoldszahl Re (Gleichung 2-8) bestimmt werden, welche von der Filtergeschwindigkeit v_F , dem durchflusswirksamen Porendurchmesser d_f sowie der kinematischen Viskosität $\eta_{F,k}$ abhängig ist.

$$Re = \frac{v_F \cdot d_f}{\eta_{F,k}} \quad 2-8$$

Für den durchflusswirksamen Porendurchmesser d_f kann vereinfacht der Korndurchmesser d_{10} der maßgebenden Körnungslinie bei 10% Siebdurchgang verwendet werden. Nach *Odenwald et al.* [15] liegt die kritische Reynoldszahl, unter der von einer laminaren Strömung ausgegangen werden kann, zumeist bei $Re_{krit} = 1 \text{ ó } 10$.

Die untere Gültigkeitsgrenze des laminaren Bereichs liegt für Sande und Kiese bei außerordentlich kleinen spezifischen hydraulischen Gradienten i [14]. Für die folgenden Untersuchungen braucht die untere Grenze daher nicht betrachtet werden.

2.1.1.2 Ermittlung des Strom- und des Potentialliniennetzes

Die Fließ- und Wasserdruckverhältnisse im Untergrund können anhand eines sogenannten Strom- und Potentialliniennetzes dargestellt werden. Das Strom- und Potentialliniennetz lässt sich anhand der Potentialtheorie ermitteln. Die Grundlage der Potentialtheorie bilden das Darcy'sche Gesetz (Kapitel 2.1.1.1) und die Kontinuitätsgleichung².

Die Abb. 2-3 zeigt das Strömungs- und Potentialliniennetz für eine umströmte Baugrubenumschließung im homogenen Untergrund. Nach unten hin ist die Strömung durch eine undurchlässige Schicht behindert. Zu der ebenen Umströmung der Baugrubenumschließung kommt es aufgrund der Potentialdifferenz Δh zwischen dem Wasserspiegel außerhalb und innerhalb der Baugrubenumschließung.

Zur näheren Beschreibung der Wasserströmung wird im Folgenden ein Bodenelement mit der Länge dx und der Höhe dz betrachtet. Da es sich um eine ebene Strömung handelt, ist eine zweidimensionale Betrachtung ausreichend. Es wird vorausgesetzt, dass keine Strömung senkrecht der Darstellungsebene existiert. Der Potentialabbau im Bodenelement entspricht in vertikaler Richtung $\delta h / \delta z \cdot dz$ und in horizontaler Richtung $\delta h / \delta x \cdot dx$. Das Wasser tritt mit einer Filtergeschwindigkeit von $v_{F,x}$ bzw. $v_{F,z}$ in das Bodenelement ein und mit einer Geschwindigkeit von $v_{F,x} + \delta v_{F,x} / \delta x \cdot dx$ bzw. $v_{F,z} + \delta v_{F,z} / \delta z \cdot dz$ aus dem Element wieder aus. Die Wassermenge, welche in das Bodenelement strömt, ist gleich der Wassermenge die

² Die Kontinuitätsgleichung besagt, dass für stationäre Strömungen die Bilanz der Zu- und Abflüsse an einem wassergesättigten Kontrollvolumen null betragen muss [15].

das Element wieder verlässt. Unter der Annahme, dass das Wasservolumen innerhalb des Elementes konstant bleibt und die Strömung stationär ist, gilt die Gleichung 2-9 (Kontinuitätsgleichung).

$$\frac{\partial v_{F,x}}{\partial x} + \frac{\partial v_{F,z}}{\partial z} = 0 \quad 2-9$$

Werden die Komponenten der Filtergeschwindigkeit $v_{F,z}$ bzw. $v_{F,x}$ nach der Gleichung 2-6 (Darcysches Gesetz) in die Kontinuitätsgleichung (Gleichung 2-9) eingesetzt und wird von einem isotropen ($k_{f,x} = k_{f,z}$) und homogenen ($k_{f,x} = \text{konst}$, $k_{f,z} = \text{konst}$) Untergrund ausgegangen, lautet die Strömungsgleichung (Gleichung 2-10):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad 2-10$$

Diese Gleichung stellt die Laplace'sche Differentialgleichung dar. Die Lösung der Laplace'schen Differentialgleichung kann in zwei Kurvenscharen dargestellt werden, welche Stromlinien bzw. Äquipotentiallinien genannt werden [9]. Entlang einer Äquipotentiallinie steigt das Wasser in einem Rohr an jeder Stelle gleich hoch. Die Äquipotentiallinien beschreiben daher die Verteilung des hydraulischen Potentials in Abhängigkeit vom Ort des zweidimensionalen Strömungsfeldes [15]. Die Stromlinien geben den theoretischen Fließweg des Wassers im Modellgebiet an.

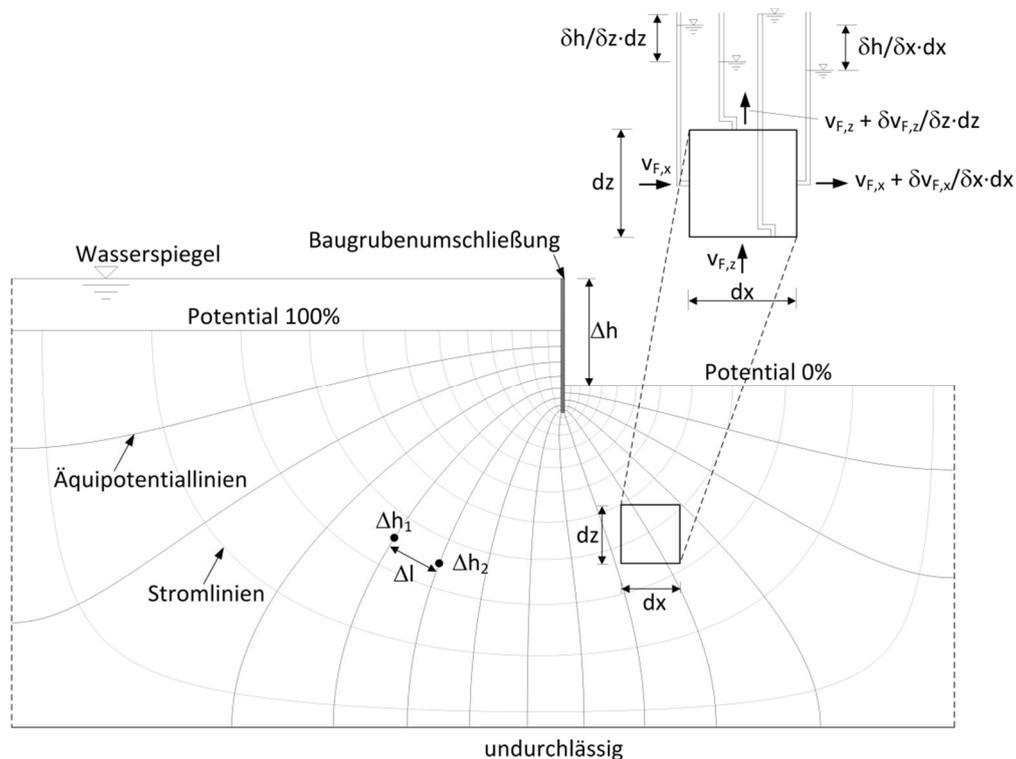


Abb. 2-3: Strömungs- und Potentialliniennetz an einer umströmten Baugrubenumschließung und Wasserdruckverhältnisse in einem Bodenelement (nach [9])

Zur Lösung der Laplace'schen Differentialgleichung müssen an den Modellrändern Randbedingungen definiert werden. Für die Berechnung des Strom- und Potentialliniennetzes einer aus freiem Oberwasser gespeisten umströmten Baugrubenumschließung werden die

Potentialhöhen entlang der horizontalen Geländeoberkanten vorgegeben. Die Begrenzungen an den Modellrändern bzw. die Baugrubenumschließung stellen die sogenannten Randstromlinien dar.

Die Laplace'schen Differentialgleichung kann graphisch oder numerisch gelöst werden. In dieser Arbeit wurde die Strom- und Potentiallinien numerisch mittels der Finite-Elemente (FE) Software ŠFEFLOW 2D 6.10 berechnet.

Der spezifische hydraulische Gradient i im Strömungsnetz lässt sich anhand des Abstandes zwischen zwei Äquipotentiallinien Δl und der Differenz der Potentiale Δh der beiden Äquipotentiallinien ermitteln (Abb. 2-3, Gleichung 2-11).

$$i = \frac{\Delta h_1 - \Delta h_2}{\Delta l} \quad 2-11$$

Da die Abstände zwischen Äquipotentiallinien im Bereich des Fußes der Baugrubenumschließung am geringsten sind, wirken hier die größten spezifischen hydraulischen Gradienten i .

Das Strom- und Potentialliniennetz ist bei homogenen und isotropen Untergrund nur von den hydraulischen Randbedingungen abhängig. Da sich der spezifische hydraulische Gradient i und somit auch die spezifische Strömungskraft f_s aus dem Strom- und Potentialliniennetz ergibt, sind diese beiden Parameter ebenfalls nur von den hydraulischen Randbedingungen abhängig.

2.1.2 Versagensmechanismus beim hydraulischen Grundbruch

Nach *Terzaghi* [10] versagt eine von unten nach oben vertikal durchströmte Bodensäule (Abb. 2-1), wenn die innerhalb des Bodens wirkenden spezifischen Strömungskräfte f_s gleich der Wichte γ_B des unter Auftrieb stehenden Bodens ist (Gleichung 2-12), der Boden also gewichtslos wird.

$$f_s = \gamma_B \Rightarrow i \cdot \gamma_w = \gamma_B \quad 2-12$$

Der spezifische hydraulische Gradient i , welcher für ein Versagen der durchströmten Bodensäule erforderlich ist, wird im Folgendem als kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} bezeichnet. Durch das Umformen der Gleichung 2-12 nach i , lässt sich der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} für eine vertikal von unten nach oben durchströmte Bodensäule bestimmen (Gleichung 2-13).

$$i_{krit} = \frac{\gamma_B}{\gamma_w} \quad 2-13$$

Für vertikal durchströmte, homogene Bodensäulen (eindimensionale Durchströmung) ist der hydraulische Gradient I gleich dem spezifischen hydraulischen Gradienten i . Dies gilt auch für durchströmte Bodensäulen mit Auflastfilter, da dieser theoretisch keinen Einfluss auf den Potentialabbau hat. Da im Folgenden ausschließlich homogene vertikal von unten nach oben durchströmte Bodensäulen betrachtet werden, wird in Bezug auf die eindimensionale Durchströmung immer der Begriff spezifischer hydraulischer Gradient i verwendet.

Die Gleichung 2-13 hat natürlich nur solange Gültigkeit, wie die spezifische Strömungskraft f_s in entgegengesetzter Richtung zur Gewichtskraft des Bodens wirkt. Liegt eine ebene Strömung vor, also hat die Strömungskraft horizontale und vertikale Komponenten, wirkt nur der vertikal nach oben gerichtete Anteil der spezifischen Strömungskraft $f_{s,z}$ entgegen der Wichte des Bodens unter Auftrieb γ_B . Der Boden wird also gewichtslos, wenn der vertikale spezifische hydraulische Gradient i_z gleich der Wichte γ_B des unter Auftrieb stehenden Bodens ist.

$$f_{s,z} = \gamma_B' \Rightarrow i_z \cdot \gamma_w = \gamma_B' \Rightarrow i_{z,krit} = \frac{\gamma_B'}{\gamma_w} \quad 2-14$$

Im Folgenden sollen positive Werte des spezifischen vertikalen hydraulischen Gradienten i_z eine Strömung entgegen der Gewichtskraft bedeuten und negative Werte eine Strömung des Wassers in Richtung der Gewichtskraft des Bodens.

Bei der Umströmung einer Baugrubenumschließung führt eine lokale Überschreitung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} aufgrund der Krümmung der Stromlinien nicht zwangsläufig zu einem Versagen. In diesem Fall bedeutet die lokale Überschreitung zuerst nur, dass die spezifische Strömungskraft f_s lokal größer ist als die Wichte unter Auftrieb γ_B .

Die Potentialdifferenz Δh , welche für ein Versagen des Bodens erforderlich ist, wird im Folgenden als kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} bezeichnet. Durch das Umformen der Gleichung 2-12 nach Δh , lässt sich die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} für eine homogenen und isotrope vertikal von unten nach oben durchströmte Bodensäule bestimmen (Gleichung 2-15).

$$\Delta h_{krit} = \frac{l \cdot \gamma_B'}{\gamma_w} \quad 2-15$$

Eine durchströmte Bodensäule ist daher theoretisch noch im Gleichgewicht, wenn folgende Bedingung (Gleichung 2-16) erfüllt ist:

$$l \cdot \gamma_B' > \Delta h_{krit} \cdot \gamma_w \quad 2-16$$

Je nach Lagerungsdichte und mineralischer Zusammensetzung beträgt die Wichte unter Auftrieb des Bodens zwischen $\gamma_B = 8,0$ und $12,0$ kN/m³, im Mittel ungefähr $10,0$ kN/m³ [10]. Die Wichte des Wassers beträgt $\gamma_w = 9,81$ kN/m³, also in etwa $\gamma_w = 10,0$ kN/m³. Für das Mittel der Wichte unter Auftrieb des Bodens γ_B gilt daher $\gamma_B' \approx \gamma_w$, was bedeutet, dass in diesem Fall der kritische spezifische hydraulische Gradient $i_{krit} \approx 1$ ist.

Wird ein Auflastfilter mit einer Dicke d_A und einer Wichte unter Auftrieb von γ_A auf die Oberfläche der vertikal von unten nach oben durchströmten Bodensäule aufgebracht und ist der Potentialabbau im Filter vernachlässigbar gering, sind größere spezifische Strömungskräfte f_s erforderlich, um ein Versagen der Bodensäule zu erreichen [10]. Die spezifische Strömungskraft f_s , welche zu einem Versagen der mit einem Auflastfilter belasteten Bodensäule führt, kann nach Gleichung 2-17 bestimmt werden.

$$f_s = i \cdot \gamma_w = \gamma_B' + \frac{\gamma_A' \cdot d_A}{l} \quad 2-17$$

Der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} bei zusätzlicher Auflast durch einen Filter, kann durch Umstellung der Gleichung 2-17 nach i ermittelt werden (2-18).

$$i_{krit} = \frac{\gamma_B'}{\gamma_w} + \frac{\gamma_A' \cdot d_A}{l \cdot \gamma_w} \quad 2-18$$

Der Einfluss des Auflastfilters auf den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} hängt daher zum einem von der Wichte unter Auftrieb des Filtermaterials γ_A' und zum anderem vom Verhältnis der Dicke des Auflastfilters d_A zur durchströmten Länge l der Bodensäule ab.

3 Stand des Wissens

Das Versagen vertikal von unten nach oben durchströmter Bodensäulen und damit die Bestimmung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} sowie die Problematik des hydraulischen Grundbruchs in nichtbindigen Böden, waren in der Vergangenheit schon oft Gegenstand von experimentellen und theoretischen Untersuchungen.

Terzaghi [10] war der erste Geotechniker, welcher in seinem Aufsatz *Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung* im Jahre 1922 Forschungsergebnisse in Bezug auf den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} und das Versagen durch hydraulischen Grundbruch veröffentlichte. Bei der Beschreibung des strömenden Wassers im Boden bezog sich *Terzaghi* dabei auf die Erkenntnisse von *Forchheimer* [16].

Ihm folgten zahlreiche Wissenschaftler, die sich in ihren Veröffentlichungen sowohl mit dem Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen als auch mit der Problematik des hydraulischen Grundbruchs beschäftigten. Zu den veröffentlichten Werken zählen *Terzaghi* [17], *Herzog* [18], *Schmidbauer* [19], *Sentko* [20], *Terzaghi und Peck* [4], *Tanaka und Toyokuni* [21], *Tanaka und Verruijt* [22] und *Tanaka et al.* [23]. Andere Wissenschaftler haben sich nur mit der Problematik des hydraulischen Grundbruchs auseinandergesetzt. Darunter sind *Baflant* [24], *Kastner* [25], *McNamee* [26], *Marsland* [27], *Ehß* [28], *Müller-Kirchenbauer* [29], *Davidenkoff* [6], *Knaupe* [30] und *Huder* [31].

Auch in der näheren Vergangenheit wurden Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch durchgeführt. Zum Beispiel entwickelten *Ziegler und Aulbach* [32] und [33] auf der Grundlage von dreidimensionalen, numerischen Strömungsberechnungen Bemessungsdiagramme zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe. *Wudke und Witt* [34] beschäftigten sich mit dem hydraulischen Grundbruch in bindigen Böden. Nicht zu vergessen die Veröffentlichung von *Odenwald und Herten* [8], auf dessen Ergebnissen die vorliegende Arbeit beruht (Kapitel 1.2.1). Eine Zusammenfassung der noch ungeklärten Punkte im Hinblick auf den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch wurde von *Hettler* [35] veröffentlicht. *Saurwein und Fellin* [36] entwickelten eine Überschlagsformel zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe. Mit dem hydraulischen Grundbruch im

Zusammenhang mit dem Versagen des Erdwiderlagers von Baugrubenwänden beschäftigte sich *Perau* [37].

In den letzten Jahren wurde das Versagen durch hydraulischen Grundbruch auch mittels numerischer Simulationen untersucht. Die Berechnungen wurden meist mittels der *Distinct Element Method (DEM)* durchgeführt. Zu den veröffentlichten Werken gehören *Benmebarek et al.* [38], *Bierawskie und Maeno* [39] und *Bouchelghoum und Benmebarek* [40]. Aber auch mittels der *Finite Element Method (FEM)* wurden z. B. von *Sterpi* [41] Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch vorgeteilt.

Die Wirkung eines Auflastfilters auf das Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen wurde in einigen der oben genannten Veröffentlichungen ausführlich untersucht. Ebenfalls beschäftigten sich einige der genannten Autoren mit der Wirkung eines Auflastfilters auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch.

Im Folgenden werden alle relevanten Erkenntnisse aus den bisher veröffentlichten Arbeiten zum kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} (Durchströmungsversuche) und zum hydraulischen Grundbruch zusammenfassend wiedergegeben. Dabei werden sowohl die theoretischen Überlegungen als auch die aus Versuchen gewonnenen Erkenntnisse und Ergebnisse berücksichtigt. Auf Veröffentlichungen, welche keine direkte Bedeutung für diese Arbeit haben, wird nicht näher eingegangen.

3.1 Erkenntnisse zum hydraulischen Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen

Viele Arbeiten haben sich in der Vergangenheit mit dem Versagen von vertikal von unten nach oben durchströmten Bodensäulen beschäftigt. Ziel dieser Arbeiten war stets die Ermittlung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} und die Beschreibung des Bruchvorganges in Abhängigkeit verschiedener Faktoren. Im Zuge ihrer Untersuchungen führten alle Autoren eigene eindimensionale Durchströmungsversuche mit verschiedenen Versuchsmaterialien (meist Sand) durch. Die für die Modellversuche verwendeten Versuchsaapparaturen waren alle ähnlich der im Kapitel 4.1.3 beschriebenen Versuchsaapparatur. Unterschiedlich waren jedoch die Abmessungen des Versuchszylinders sowie die Einbauhöhe des Versuchsmaterials. Auf eine Beschreibung der einzelnen Versuchstände wird im Folgenden verzichtet.

3.1.1 Beschreibung des Bruchvorgangs

3.1.1.1 Theoretische Überlegungen

Zunächst werden die theoretischen Überlegungen zum Bruchablauf vertikal durchströmter Bodensäulen dargestellt, auf welchen kein Auflastfilter aufgebracht wurde.

ohne Auflastfilter

Terzaghi [10] und *Herzog* [18] gehen in ihren theoretischen Überlegungen davon aus, dass sich beim Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} (Gleichung 2-13) die gewichtslos gewordene Sandmasse derart umlagert, sodass der

Wasserströmung der kleinstmögliche Widerstand entgegengesetzt wird. Dabei soll die Sandmasse über die gesamte Länge l (Abb. 3-1) in die lockerste Lagerungsdichte übergehen. Einhergehend erwartet *Terzaghi* auch ein Ansteigen des Durchlässigkeitsbeiwerts k_f auf ein Maximum (Steigerung um das 1,5 bis 2-fache). Bei spezifischen hydraulischen Gradienten i kleiner dem kritischen Wert, sind nach *Herzog* und *Terzaghi* keine Kornumlagerung zu erwarten.

Schmidbauer [19] ist ebenfalls der Ansicht, dass es erst zu Auflockerungen und Kornumlagerungen im Sand kommen kann, wenn die zwischen den Körnern wirkende Reibung überwunden ist. Die Reibung zwischen den Körnern ist dabei von den Bodenparametern sowie von den wirkenden effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v'}$ abhängig. Die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v'}$ nehmen für alle $i < i_{krit}$ mit der Tiefe zu (Abb. 3-1). Wird der kritische spezifische hydraulische Gradient erreicht, $i = i_{krit}$, werden die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v'}$ über die gesamte durchströmte Länge l gleichzeitig zu null.

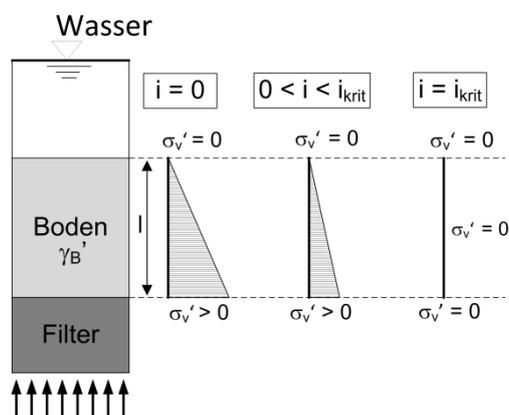


Abb. 3-1: Effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v'}$ im Versuchsboden in Abhängigkeit des spezifischen hydraulischen Gradienten i (nach [19] und [21])

Schmidbauer ist daher der Ansicht, dass, wenn die Größe der Kornumlagerung von den zwischen den Körnern wirkenden Reibungskräften abhängig ist, die Umlagerung nach der Tiefe abnehmen muss [19]. Er geht davon aus, dass sich die Bodenkörner im oberen Bereich, aufgrund der geringen effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v'}$ an der Sandoberfläche, bereits bei sehr kleinen hydraulischen spezifischen Gradienten i umlagern. Nach *Schmidbauer* beginnt die Auflockerung daher von oben und setzt sich nach unten hin fort. Die Auflockerung des Bodens erreicht erst mit dem kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} über die gesamte Höhe der Bodenprobe dieselbe Größe.

Sentko [20] wiederum stellt fest, dass es ausgeschlossen erscheint, dass die Strömungskräfte in der Lage sind, den Boden aufzulockern, solange die Summe aus der Schwerkraft und dem Strömungsdruck noch einen positiven, nach unten gerichteten, wesentlich von null verschiedenen Wert besitzen [20]. Des Weiteren merkt *Sentko* an, dass die von einigen Beobachtern festgestellten Auflockerungen vor dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} sehr wahrscheinlich auf eine Inhomogenität oder auf Lufteinschlüsse in der Probe zurückzuführen sind [20]. *Sentko* ist auch der Ansicht, dass die Auflockerungen von unten beginnen wenn keine Reibung über die Modellränder auf das

Kornsystem übertragen wird. Die Bodenprobe geht dann in die lockerste Lagerungsdichte über.

In *Tanaka* [42] sowie *Tanaka und Toyokuni* [21] wird der theoretische Versagensablauf ebenfalls mittels der effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v'}$ im Versuchsboden (Sand) in Abhängigkeit des spezifischen hydraulischen Gradienten i beschrieben (Abb. 3-1). *Tanaka* stellt wie *Schmidbauer* fest, dass die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v'}$ beim Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} über die gesamte Probenhöhe gleichzeitig zu null werden wenn eine homogene Bodenprobe von unten nach oben durchströmt wird. Die Bodenprobe muss daher über die gesamte Länge l versagen. Über Umlagerungen oder Auflockerungen vor dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} werden keine Aussagen gemacht.

Anschließend werden nun die theoretischen Überlegungen zum Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen dargestellt, welche mit einem Filter belastet sind.

mit Auflastfilter

Eine theoretische Beschreibung des Bruchvorgangs für den Fall, dass ein Auflastfilter auf die vertikal durchströmte Bodensäule aufgebracht wird, ist nur in *Tanaka und Toyokuni* [21] gegeben. *Tanaka und Toyokuni* betrachten dabei die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v'}$ in Abhängigkeit des spezifischen hydraulischen Gradienten i (Abb. 3-2). Sie stellen fest, dass beim Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v'}$ nur am unteren Rand der Sandprobe zu null werden, im restlichen Bereich der Bodenprobe sowie im Auflastfilter wirken auch im kritischen Zustand noch effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v'}$. *Tanaka und Toyokuni* gehen daher davon aus, dass sich beim Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} die vertikal durchströmte Bodenprobe an der Unterkante vom Verteilungfilter ablöst und zunächst in unveränderter Lagerungsdichte, inklusive Auflastfilter, angehoben wird.

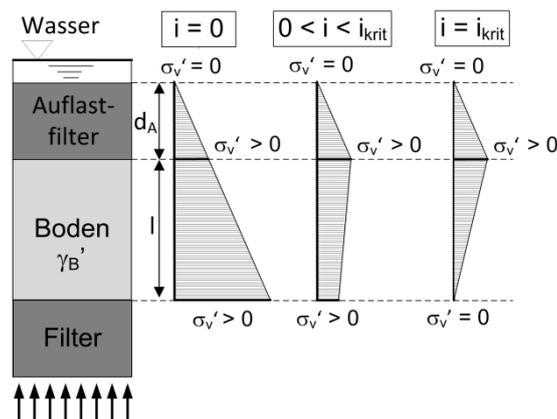


Abb. 3-2: Effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v'}$ im Versuchsboden in Abhängigkeit des spezifischen hydraulischen Gradienten i mit Auflastfilter (nach [21])

3.1.1.2 Beobachtungen aus Modellversuchen

Zunächst wird der Bruchablauf vertikal durchströmter Bodensäulen ohne Auflastfilter beschrieben.

ohne Auflastfilter

Im Hinblick auf den Bruchablauf konnte *Terzaghi* [10] bei seinen Versuchen feststellen, dass es bis zum Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} zu keiner Veränderung der Durchlässigkeit kommt. Es fanden daher vor dem Versagen keine Umlagerungen statt. Mit dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} beobachtete *Terzaghi* eine plötzliche Umlagerung und Auflockerung des gesamten Bodens. Feinteile wurden aus dem Boden abgetragen und an der Oberfläche abgelagert. *Terzaghi* stellte des Weiteren fest, dass eine Reduktion des spezifischen hydraulischen Gradienten i nach einer Überschreitung des kritischen Wertes nur eine geringe Reduktion des Durchlässigkeitsbeiwerts k_f bewirkte, die Auflockerung der Sandmasse war daher bleibend.

Bei den Versuchen von *Herzog* [18] zeigte sich, dass stets dort zuerst örtliche Umlagerungen stattfanden, wo der Boden weniger dicht gelagert war oder noch Lufteinschlüsse vorhanden waren. Zwischen zwei solchen benachbarten lokalen Umlagerungsstellen bildeten sich dann Kanäle und im selben Zeitpunkt quoll Material an der Oberfläche auf (in der Regel am Umfang des Glasrohrs). Bis zum Beginn des nächsten Stadiums, der allgemeinen Kornumlagerung, stieg der Druckverlust noch an. Nach dem Beginn der allgemeinen Kornumlagerung fiel der Wasserdruck, aufgrund des geringeren Widerstandes und der größeren Wasserdurchlässigkeit, ab. Auch *Herzog* stellte bei seinen Versuchen fest, dass nach einer Überschreitung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} der Durchlässigkeitsbeiwert k_f durch eine Reduzierung des spezifischen hydraulischen Gradienten i nicht wieder auf seinen ursprünglichen Wert absank. Die Auflockerungen waren daher bleibend.

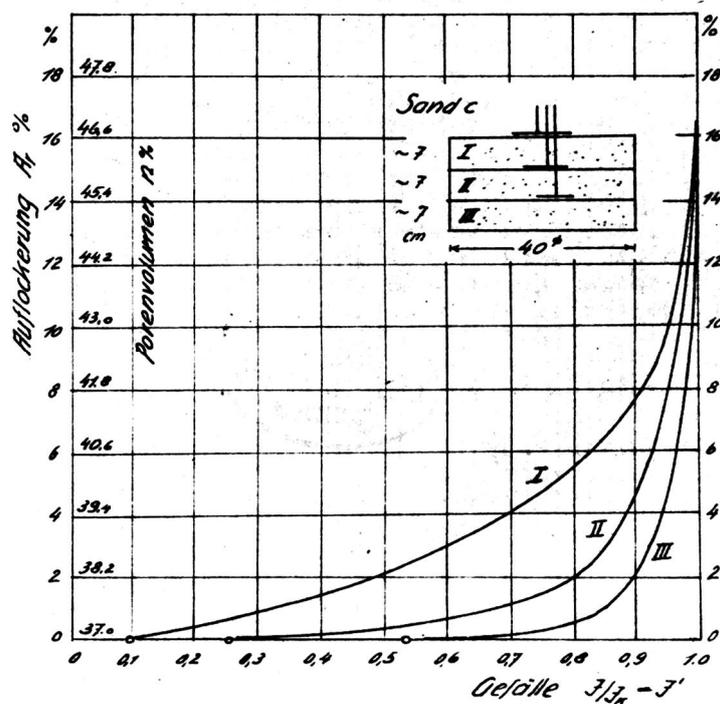


Abb. 3-3: Abhängigkeit der Größe und des zeitlichen Verlaufs der Auflockerung vom spezifischen hydraulischen Gradienten i (aus [19])

Schmidbauer [19] führte im Rahmen seiner Dissertation eine umfangreiche Versuchsreihe zur Beobachtung der Auflockerung und des Bodenaufbruchs unter der Wirkung von strömendem Wasser durch. Er beobachtete, im Gegensatz zu den übrigen Wissenschaftlern, bei seinen eindimensionalen Durchströmungsversuchen eine Auflockerung des Sandes, welche an der Sandoberfläche begann und sich mit steigendem hydraulischem Gradient i nach unten hin ausbreitete. Erste Hebungen der Sandoberfläche wurden schon bei einem spezifischen hydraulischen Gradienten von $i = 0,1$ gemessen. Die Abb. 3-3 zeigt den Verlauf der relativen Längenänderung $\Delta l/l$ (in der Abb. 3-3 als $A_{r\div}$ bezeichnet) in Abhängigkeit des Verhältnisses i/i_{krit} (in der Abb. 3-3 als $J\div$ bezeichnet).

Beim Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} ging der Sand auch bei den Versuchen von *Schmidbauer* in die lockerste Lagerungsdichte über. Eine Abhängigkeit der Größe sowie des zeitlichen Verlaufs der Auflockerung von der Bodenart (verschiedene Sande) konnte ebenfalls beobachtet werden. Der Sandaufbruch erfolgte beim Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} zuerst örtlich, wobei größere Sandmengen plötzlich an die Oberfläche gespült wurden.

Wie schon *Terzaghi* und *Herzog*, konnte auch *Schmidbauer* feststellen, dass eine Verringerung des Strömungsdruckes nach einer Überschreitung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} die eingetretene Auflockerung und Vergrößerung der Durchlässigkeit nicht wieder rückgängig machte.

Die Arbeit von *Sentko* [20] hatte vorrangig zum Ziel, den zeitlichen Versagensablauf einer vertikal von unten nach oben durchströmte Bodensäule zu untersuchen. Im Zuge seiner Untersuchungen stellte er jedoch fest, dass ein gänzlich homogener Einbau eines feinen Natursandes nicht möglich war. Den Großteil der Versuche führte er daher mit Glaskugeln gleichen Durchmessers durch.

Sentko stellte bei seinen Untersuchungen fest, dass es vor dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} bei den Versuchen mit Glaskugeln zu keinen Auflockerungen kam. Erst mit dem Erreichen des kritischen Wertes wurde der Boden, von unten beginnend, bis zur lockersten Lagerungsdichte aufgelockert und schließlich hochgespült.

Bei inhomogenen Böden kam es nach *Sentko* schon vor dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} zu Auflockerungen. Durch die Inhomogenität gab es Bereiche mit höherer Durchlässigkeit, in denen sich die Wasserströmung konzentrierte und somit der kritische Wert lokal schon früher erreicht wurde. Durch die in diesen Böden vorhandene Reibung war dann der spezifische kritische hydraulische Gradient i größer als nach Gleichung 2-13 berechnet. Das Versagen begann, nach vollständiger Auflockerung der gesamten Bodenprobe, von unten und breitet sich nach oben hin aus.

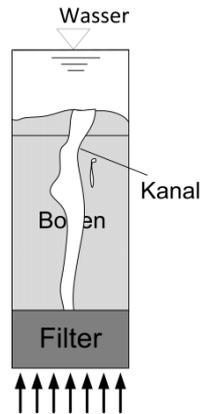


Abb. 3-4: Versagen der Bodensäule ohne Auflastfilter (nach [21])

Bei der Verifizierung ihrer theoretischen Überlegungen durch Durchströmungsversuche wurde von *Tanaka und Toyokuni* [21] beobachtet, dass es bei den Versuchen ohne Auflastfilter zu einem lokalen Versagen durch Piping kam (Abb. 3-4). Nahe oder nach dem Erreichen der kritischen Druckhöhe konzentrierte sich der Wasserfluss auf eine Region in der Sandsäule. Des Weiteren konnte auch festgestellt werden, dass es bis zum Versagen einen direkt proportionalen Anstieg der Filtergeschwindigkeit v_F mit der Steigerung des spezifischen hydraulischen Gradienten i gegeben hat. Mit dem Versagen der Bodensäule durch Piping ist auch die Filtergeschwindigkeit v_F schlagartig angestiegen.

Wilhelm [43] untersuchte das Piping in granularen Böden. Im Rahmen seiner Arbeit führte er eindimensionale Durchströmungsversuche durch, bei welchen er für verschiedene Böden (drei verschiedene Sande), in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D , den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} bestimmte und den Versagenshergang beobachtete.

Folgende Erkenntnisse konnte *Wilhelm* bezüglich des Versagensherganges aus den durchgeführten Versuchen gewinnen:

- Bis zum Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} blieb, trotz der Entstehung von kleinen Kanälen, der Durchlässigkeitsbeiwert k_f konstant. Mit dem Versagen des Sandes stieg die Durchlässigkeit schlagartig an.
- Versagensablauf:
 - I. Mikrokanäle bildeten sich bereits am Beginn des Experiments.
 - II. Größere Kanäle entwickelten sich.
 - III. Instabilitäten kurz vor dem Durchbruch, Luftblasen drangen aus der Probe aus und brachen einzeln vulkanartig auf.
 - IV. Bildung eines Hauptkanals und Versagen durch Piping.

Anschließend wird nun der Versagensablauf beschrieben, welcher mit Auflastfilter bei vertikal durchströmten Bodensäulen beobachtet werden konnte.

mit Auflastfilter

Die Veröffentlichung von *Tanaka und Toyokuni* [21] ist auch hier die einzige, in welcher der Versagensablauf einer durchströmten Bodensäule mit Auflastfilter ausführlich untersucht wurde. Die Versuche zeigten, dass es kurz vor dem Erreichen des kritischen spezifischen

hydraulischen Gradienten i_{krit} zu der Bildung kleiner horizontaler Risse und/oder zu Bewegungen von Sandpartikel am unteren Ende des Versuchsbodens kam. Bei weiterer Steigerung des spezifischen hydraulischen Gradienten i begann sich der Versuchssand vom unteren Filter (VerteilungsfILTER) zu lösen und wurde angehoben (Abb. 3-5). Im unteren Bereich wurde der Boden dabei verflüssigt, der angehobene Boden verblieb in seiner ursprünglichen Lagerungsdichte.

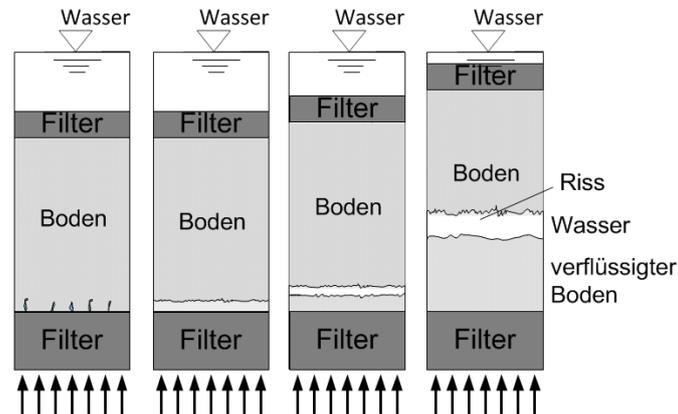


Abb. 3-5: Versagen der Bodensäule mit Auflastfilter (nach [21])

Bei geringen Dicken des Auflastfilters waren die Risse an der Unterseite weiter und der Bereich des verflüssigten Bodens groß bzw. der angehobene Bodenbereich relativ gering. War die Dicke des Auflastfilters jedoch groß, so wurde fast der gesamte Bodenkörper in unveränderter Lagerungsdichte hochgedrückt. Dieser Effekt ist im Kapitel 4.2 ausführlich beschrieben und erläutert.

3.1.2 Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient

3.1.2.1 Theoretische Ansätze

Die analytischen Rechenansätze (Gleichungen 2-13 und 2-18) zur Bestimmung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} mit und ohne Auflastfilter wurden von *Terzaghi* [10] hergeleitet und sind im Kapitel 2.1.2 bereits ausführlich beschrieben.

Tanaka und Toyokuni [21] berücksichtigen zusätzlich bei der Berechnung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} die Reibungskräfte zwischen Versuchszylinder und Versuchssand, welche durch das Aufbringen eines Auflastfilters auch im kritischen Zustand wirken, da die effektiven vertikalen Spannungen σ_v nur am unteren Ende der Sandsäule zu null werden (siehe Abb. 3-2).

Die rückhaltende Reibungskraft R (Gleichung 3-1) errechnet sich nach *Tanaka und Toyokuni* über den Erdruchdruckbeiwert $K_{0,B}$ bzw. $K_{0,A}$ und den Wandreibungswinkel δ_B bzw. δ_A . Die Verteilung der angesetzten effektiven vertikalen Spannungen σ_v über die durchströmte Länge l und die Höhe des Auflastfilters d_A kann der Abb. 3-2 entnommen werden.

$$R = (\gamma_A' \cdot d_A \cdot l \cdot K_{0,B} \cdot \tan \delta_B + \gamma_A' \cdot d_A^2 \cdot K_{0,A} \cdot \tan \delta_A) \cdot \pi \cdot r \quad 3-1$$

In der Gleichung 3-1 ist zusätzlich zu den bereits definierten Zeichen r der Radius des Versuchszylinders. *Tanaka und Toyokuni* gehen für die Berechnung der Reibungskraft R davon aus, dass sowohl im Basismaterial als auch im Auflastfilter der Erdruchdruck wirksam ist und somit das Verhältnis von vertikalen Spannungen σ_v zu den effektiven horizontalen Spannungen σ_h über den Erdruchdruckbeiwert $K_{0,B}$ bzw. $K_{0,A}$ berechnet werden kann.

3.1.2.2 Beobachtungen aus Modellversuchen

Im Folgenden werden die kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} wiedergegeben, welche bei den in der Literatur beschriebenen Versuchen ermittelt werden konnten. Es wird zwischen den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} ohne und mit Auflastfilter unterschieden.

ohne Auflastfilter

Um seine theoretischen Überlegungen bezüglich des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} (Gleichung 2-13) zu verifizieren, führte *Terzaghi* zahlreiche Durchströmungsversuche mit verschiedenen Sanden durch. Je nach der Art des Sandes und der Lagerungsdichte D wurden bei den Versuchen kritische spezifische hydraulische Gradienten zwischen $i_{krit} = 0,95$ und $1,15$ erreicht. Die gemessenen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} lagen dabei, mit einer Ausnahme, stets oberhalb der nach Gleichung 2-13 berechneten Werte. Es ist jedoch anzumerken, dass alle Sande mit unterschiedlicher, aber doch immer mit relativ hoher Lagerungsdichte D eingebaut wurden. Alle Ergebnisse und Bodenparameter sind detailliert in *Terzaghi* [17] wiedergegeben.

Die bei den Versuchen von *Herzog* gemessenen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} waren in der Regel etwas geringer als die theoretischen nach *Terzaghi* (Gleichung 2-13) berechneten. *Herzog* merkte jedoch an, dass es sich bei den Abweichungen auch um Beobachtungsfehler handeln könnte. Die genauen Werte aller durchgeführten Versuche sind in *Herzog* [18] aufgelistet.

Sentko [20] beobachtete, dass bei vollkommen homogenen Böden der Aufbruch beginnt, wenn die bezogene Strömungskraft S die Gewichtskraft unter Auftrieb G_B des Bodens aufhebt. Die Gleichung 2-13 hat daher nach *Sentko* Gültigkeit.

Im Hinblick auf den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} ohne Auflastfilter stellten *Tanaka und Toyokuni* mittels der Durchströmungsversuche fest, dass bei Sanden mit einer bezogenen Lagerungsdichte $I_D < 0,5$ der erreichte kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} kleiner als der nach Gleichung 2-13 berechnete Wert ist. Für bezogene Lagerungsdichten $I_D > 0,6$ ergaben sich kritische spezifische hydraulische Gradienten i_{krit} größer den nach Gleichung 2-13 berechneten Werten.

Folgende Erkenntnisse konnte *Wilhelm* [43] bezüglich des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} aus den durchgeführten Versuchen gewinnen:

- Bei locker gelagertem Sand mit einer bezogenen Lagerungsdichte $I_D < 0,8$, versagte der Versuchsboden bei spezifischen hydraulischen Gradienten i kleiner oder gleich den nach Gleichung 2-13 berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} .

- Bei dichter gelagerten Sand mit einer bezogenen Lagerungsdichte $I_D > 0,8$, versagte der Versuchsboden bei spezifischen hydraulischen Gradienten i größer den nach Gleichung 2-13 berechneten spezifischen kritischen hydraulischen Gradienten i_{krit} .

Die Tab. 3-1 gibt einen Überblick über die von den einzelnen Autoren bei den Durchströmungsversuchen gemessenen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} sowie über die dazugehörigen theoretischen Werte. Die exakten Versuchsergebnisse können den einzelnen Referenzen entnommen werden.

Tab. 3-1: Kritische spezifische hydraulische Gradienten i_{krit}

	kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} [-]			
	Versuchsergebnisse		nach Gleichung 2-14	
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]	< 0,8	$\geq 0,8$	< 0,8	$\geq 0,8$
<i>Terzaghi</i>	0,95 - 1,05	0,96 - 1,16	0,92 - 0,95	0,93 - 1,06
<i>Wilhelm</i>	$(0,90 - 1,00) \cdot i_{krit}$	$(1,10 - 1,30) \cdot i_{krit}$	0,88 - 0,97	0,93 - 1,13
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]	< 0,5	$\geq 0,6$	< 0,5	$\geq 0,6$
<i>Tanaka</i>	0,70 - 0,80	0,84 - 0,95	0,72 - 0,80	0,84 - 0,94
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]	$\geq 0,6$		$\geq 0,6$	
<i>Herzog</i>	0,97 - 1,02		0,99 - 1,07	

mit Auflastfilter

Der Vergleich, der von *Tanaka und Toyokuni* [21] bei ihren Versuchen mit Auflastfilter gemessenen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} mit den theoretischen Werten nach Gleichung 2-18, zeigt (Abb. 3-6), dass bei kleinen Dicken des Auflastfilters d_A der Versuch schon vor dem Erreichen des theoretischen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} versagte. Bei größeren Dicken des Auflastfilters versagte der Sand erst nach dem Erreichen des theoretischen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} . Dabei wird der Abstand zum theoretischen Wert, ohne der Berücksichtigung von Reibungskräften mit der Dicke des Auflastfilters d_A , immer größer. *Tanaka und Toyokuni* begründen dies mit dem steigenden Einfluss der Reibung an den Seitenrändern des Zylinders durch die Überlagerung mit dem Auflastfilter.

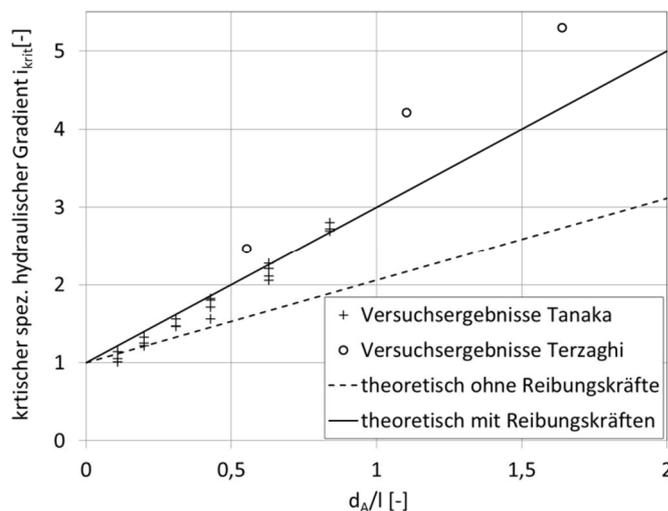


Abb. 3-6: Ergebnisse der Versuche mit Auflastfilter

Bei den Versuchen, die *Terzaghi* [17] zur Überprüfung seiner theoretischen Überlegungen zur Wirkung eines Auflastfilters durchführte (Gleichung 2-18), stellte er fest, dass die Verspannung eines belasteten Sandes bereits voll in Kraft tritt, wenn die Schichtdicke des Sandes ein Drittel des Gefäßdurchmessers beträgt [17]. Die ermittelten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} sind wesentlich höher als nach Gleichung 2-18 berechnet (Abb. 3-6). Als Ursache gab *Terzaghi* die Verspannung des belasteten Sandes und die damit verbundene Wandreibung an.

Vergleicht man den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} , welcher unter Berücksichtigung der Reibungskräfte R zwischen Zylinderwand und Versuchsboden nach *Tanaka und Toyokuni* berechnet wurde (Gleichung 3-1), mit den Versuchsergebnissen von *Tanaka und Toyokuni*, ist zu erkennen, dass die Versuchsergebnisse größtenteils kleiner als die Berechnungsergebnisse sind (Abb. 3-6). Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen von *Terzaghi* hingegen zeigt, dass die mittels der Versuche bestimmten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} immer größer als die unter Berücksichtigung der Reibungskräfte R berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} sind.

3.1.3 Zusammenfassung und Diskussion der in der Literatur getroffenen Aussagen

Die bisher in der Literatur beschriebenen eindimensionalen Durchströmungsversuche zur Bestimmung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} und des Bruchablaufes, haben im Wesentlichen zu folgenden Erkenntnissen geführt:

Auflockerung und Bruchvorgang

In ihren Überlegungen bezüglich des Bruchvorgangs sind sich die o. g. Autoren einig, ausgenommen von *Schmidbauer*, dass bei homogen eingebauten Böden mit dem Erreichen des nach Gleichung 2-13 berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} allgemeine Auflockerungen des gesamten Versuchsbodens bis zur lockersten Lagerungsdichte stattfinden.

Die meisten in der Literatur beschriebenen Versuche haben aber gezeigt, dass eine von unten nach oben durchströmte Sandsäule (ohne Auflastfilter) zuerst durch die plötzliche Bildung eines lokalen Erosionskanals (Piping) versagt.

Dieses lokale Versagen tritt ein, da es nicht möglich ist, einen natürlichen Sand absolut homogen in einen Versuchszylinder einzubauen. Der lokale Erosionskanal bildete sich daher an einer Stelle aus, an welcher der Sand lockerer gelagert ist oder evtl. noch Luftblasen im Sand vorhanden sind und es daher an dieser Stelle zu einer Konzentration der Wasserströmung kommt.

Erst nach der Bildung des Erosionskanals kommt es nach einer weiteren Potentialsteigerung zu einer, von unten beginnenden (in diesem Punkt gibt es widersprüchliche Beobachtungen), allgemeinen Kornumlagerung, bei der das Korngefüge über die gesamte durchströmte Länge l in die lockerste Lagerungsdichte übergeht. Dies führt zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit um das 1,5 bis 2-fache. Bei einer Reduzierung des spezifischen hydraulischen Gradienten i

sinkt der Durchlässigkeitsbeiwert nicht wieder auf seinen ursprünglichen Wert ab, die Auflockerung ist daher bleibend.

Bei vollkommen homogenen Modellböden (Glaskugeln gleicher Größe) kommt es zu keiner Kanalbildung vor der allgemeinen Kornumlagerung. Vielmehr wird beim Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} der Boden, von unten beginnend, bis zur lockersten Lagerungsdichte aufgelockert und danach hochgespült.

Die von *Schmidbauer* und *Wilhelm* schon bei geringen spezifischen hydraulischen Gradienten i beobachteten Auflockerungen und Umlagerungen beruhen höchst wahrscheinlich auf Inhomogenitäten im eingebauten Versuchsboden.

Eine vertikal durchströmte Bodensäule mit Auflastfilter versagt theoretisch, aufgrund der Verteilung der effektiven vertikalen Spannungen σ_v im kritischen Zustand, an ihrem unteren Ende und schwimmt in unveränderter Lagerungsdichte auf. Dies wurde durch die Versuchen mit Auflastfilter von *Tanaka und Toyokuni* bestätigt. Demnach bilden sich vor dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} kleine horizontale Risse am unteren Ende des Versuchsbodens. Bei weiterer Steigerung des spezifischen hydraulischen Gradienten i wird die Bodensäule mit dem Auflastfilter in unveränderter Lagerungsdichte angehoben. Je nach Dicke des Auflastfilters wird der Sand im untersten Bereich in einem gewissen Bereich verflüssigt.

Die theoretische Beschreibung stimmt bei vertikaler Durchströmung mit Auflastfilter gut mit den Versuchsbeobachtungen überein. Inhomogenitäten im eingebauten Versuchsboden spielen anscheinend in diesem Fall nur eine untergeordnete Rolle.

Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient

Nach den in der Literatur dargestellten Versuchsergebnissen ist der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} stark von der Lagerungsdichte des Versuchssandes abhängig. Hat der Versuchssand eine geringe bezogene Lagerungsdichte I_D , tritt ein Versagen bei kleineren spezifischen hydraulischen Gradienten i als nach Gleichung 2-13 berechneten ein. Bei Böden mit einer hohen bezogenen Lagerungsdichte I_D werden die nach Gleichung 2-13 berechneten Werte übertroffen.

Wird der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} nach Gleichung 2-13 berechnet, muss beachtet werden, dass es bei locker bis mitteldicht gelagerten inhomogenen Böden schon vor dem theoretisch ermittelten kritischen spezifischen hydraulischen Gradient i_{krit} zum Versagen kommen kann.

Homogene Modellböden (Glaskugeln gleicher Größe) hingegen versagen genau beim kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} nach Gleichung 2-13.

Die in der Literatur beschriebenen Ergebnisse der Versuche mit Auflastfilter zeigen, dass die erreichten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} bei geringen Dicken des Auflastfilter d_A kleiner sein können als der theoretische Wert nach Gleichung 2-18 (ohne Berücksichtigung von Reibungskräften R). Bei größeren Dicken des Auflastfilters d_A wurden jedoch, unabhängig von der bezogenen Lagerungsdichte I_D , stets größere Werte erreicht als mit Gleichung 2-18 berechnet. Der Abstand zu den theoretischen Werten wird, aufgrund des

steigenden Einflusses der Reibung an den Seitenrändern, mit der Dicke des Auflastfilters d_A immer größer.

Wird die Reibungskraft R zwischen Versuchsboden und Versuchszylinder nach *Tanaka und Toyokuni* bei der Ermittlung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} berücksichtigt, können die berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} größer sein als die entsprechenden Versuchsergebnisse. Wie der Abb. 3-6 entnommen werden kann, stimmen jedoch die Berechnungsergebnisse mit Berücksichtigung der Reibungskräfte besser mit den Versuchsergebnissen überein als die Berechnungsergebnisse ohne die Berücksichtigung der Reibungskräfte.

Eine Berücksichtigung der Reibungskräfte R zwischen Versuchsboden und Versuchszylinder ist aufgrund der bis zum Versagen wirkenden effektiven vertikalen Spannungen σ_v sicher sinnvoll. Warum jedoch die Versuchsergebnisse von Tanaka teilweise unterhalb der Berechnungsergebnisse liegen, ist nicht klar.

3.2 Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch

Im Folgenden werden die in der Literatur beschriebenen Erkenntnisse zum hydraulischen Grundbruch zusammengefasst wiedergegeben. Dies beinhaltet die Beschreibung der existierenden Berechnungsansätze sowie die Darstellung der Ergebnisse aus Modellversuchen, sowohl im Hinblick auf die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} als auch auf den Bruchablauf. Die Versuchsergebnisse werden anschließend mit den Ergebnissen der einzelnen Berechnungsansätze verglichen.

3.2.1 Berechnungsansätze

Die in der Literatur beschriebenen Berechnungsansätze zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch werden im Folgenden chronologisch beschrieben.

3.2.1.1 Berechnungsansatz nach *Terzaghi, Terzaghi und Jelinek* sowie *Terzaghi und Peck*

Terzaghi [10] und [17] unterschied in seinen früheren Werken zwischen zwei Versagensformen, welche durch strömendes Wasser unterhalb eines Stauwerkes verursacht werden können: den Erddruckgrundbruch und den Erosionsgrundbruch.

Ein Erosionsgrundbruch kann nach *Terzaghi* ausgeschlossen werden, wenn der Austrittsgradient an der Talseite kleiner dem kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} ist.

Den Ausdruck 'Erddruckgrundbruch' verwendete *Terzaghi* anfänglich anstatt der Bezeichnung 'hydraulischer Grundbruch'. In späteren Werken, z.B. in *Terzaghi und Peck* [4], kommt der Begriff 'Erddruckgrundbruch'³ nicht mehr vor.

³ Im Folgenden wird ausschließlich der Begriff 'hydraulischer Grundbruch' verwendet.

Den hydraulischen Grundbruch behandelte *Terzaghi* zunächst als Erddruckproblem, welches mittels Erddrucktheorie jedoch nicht zu lösen war [10]. Für *Terzaghi* war die entscheidende Frage, bei welchem Spannungszustand die Strukturveränderung des Bodens so bedeutend ist, dass der Durchlässigkeitsbeiwert k_f spürbar beeinflusst wird. Dies ist nach *Terzaghi* ([10] und [17]) der Fall, wenn die sDruckfestigkeit des Bodens überschritten wird. Die sDruckfestigkeit des Bodens erläuterte *Terzaghi* anhand des aktiven Erddruckkeils hinter einer Stützwand. Demnach besteht die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs erst, wenn der Spannungszustand eine Gefügeänderung und damit eine Erhöhung der Durchlässigkeit verursacht.

Dieses sehr aufwendige Verfahren wurde von *Terzaghi* in späteren Werken nicht mehr weiter verfolgt. Für eine detaillierte Beschreibung wird der interessierte Leser auf *Terzaghi* [17] verweisen.

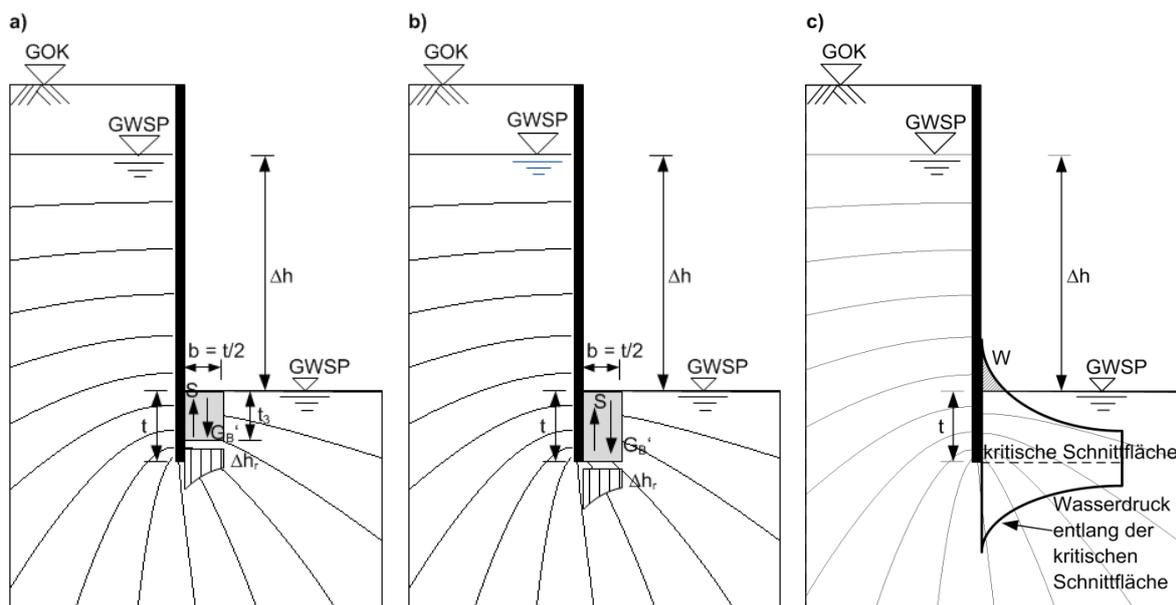


Abb. 3-7: Berechnungsansätze nach *Terzaghi* (nach [4] und [9])

In späteren Werken ([4] und [9]) vereinfachte *Terzaghi* sein Verfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch stark. Bei Versuchen konnte er eine Anhebung des Sandes neben der Baugrubenumschließung auf einer Breite von $b = t/2$ beobachten. Aufgrund dieser Beobachtungen, geht *Terzaghi* davon aus, dass der Sand auf einer Breite von $b = t/2$ neben der Baugrubenumschließung aufgelockert wird (Abb. 3-7, a).

Zur Berechnung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch betrachtet *Terzaghi* daher ein Bodenprisma, dessen Breite b gleich der halben Einbindetiefe $t/2$ entspricht (Abb. 3-7, a). Die Höhe des Prismas t_3 ergibt sich aus der Lage der ungünstigsten Schnittfläche. Das Prisma wird hochgedrückt, wenn die bezogene Strömungskraft S im Prisma gleich oder größer seinem Gewicht unter Auftrieb G_B' wird. Weitere rückhaltende Kräfte (z. B. Reibungskräfte)

werden vernachlässigt. Die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist demnach nachgewiesen⁴, wenn die Gleichung 3-2 erfüllt ist.

$$S < G_B' \text{ bzw. } S < G' \quad 3-2$$

Nach *Terzaghi und Jelinek* [9] werden die effektiven horizontalen Spannungen und damit die Reibungskräfte an den Seitenrändern des Prismas im Augenblick des Versagens praktisch null. Es wirken daher keine rückhaltenden Reibungskräfte entlang der Seitenwände des Prismas.

Die auf einen Meter Breite im Bodenprisma wirkende bezogene Strömungskraft S errechnet sich nach folgender Gleichung (Gleichung 3-3):

$$S = \gamma_w \cdot \Sigma \Delta h_r \cdot b \quad 3-3$$

Die stabilisierende Gewichtskraft unter Auftrieb G_B' pro Meter Breite errechnet sich nach der Gleichung 3-4.

$$G_B' = \gamma_B' \cdot t_3 \cdot b \quad 3-4$$

Für den Fall einer umströmten Spundwand (Baugrubenumschließung), wird in *Terzaghi und Jelinek* [9] angegeben, dass die Höhe des Bodenprismas gleich der Einbindetiefe t ist, es gilt daher $t_3 = t$ (Abb. 3-7, b). Für alle anderen Fälle, z. B. eines unterströmten Wehrs, muss der ungünstigste Wert für t_3 bestimmt werden.

Ebenfalls wurde in *Terzaghi und Jelinek* [9] ein neues Verfahren zur Bemessung des Auflastfilters präsentiert. Trägt man den entlang der kritischen Schnittfläche in der Tiefe t_3 (bei umströmten Baugrubenwänden gilt $t_3 = t$) wirkenden Wasserdruck, multipliziert mit dem Verhältnis γ_B / γ_w , nach oben hin auf, erhält man die Linie W (Abb. 3-7, c), welche einer gedachten Erdschüttung gleich dem hydrostatischen Wasserdruck entspricht. Um ein Gleichgewicht zu erzeugen, muss nun jener Teil der Kurve W , welcher sich oberhalb der Baugrubensohle befindet, mittels eines Auflastfilters kompensiert werden.

Bei Versuchen stellte *Terzaghi* allerdings fest, dass ein gleichmäßig aufgebracht Filter dieselbe Wirkung hat wie ein angepasster Auflastfilter. Nach *Terzaghi und Peck* [4] ist der Auflastfilter daher nur im Bereich des kritischen Bodenprismas zu berücksichtigen, d. h. auf einer Breite von $b = t/2$. Das Gewicht des Auflastfilters unter Auftrieb G_A' wirkt auf der Breite b als zusätzliche rückhaltende Kraft (Gleichung 3-5).

$$G' = G_B' + G_A' = \gamma_B' \cdot t_3 \cdot b + \gamma_A' \cdot d_A \cdot b \quad 3-5$$

In der Gleichung 3-5 ist G' das Gesamtgewicht unter Auftrieb pro Meter Breite und d_A die Dicke des Auflastfilters. Die bezogene Strömungskraft S kann, unbeeinflusst vom Auflastfilter, weiterhin nach Gleichung 3-3 berechnet werden.

⁴ Im Folgenden werden bei der Erläuterung der verschiedenen Nachweisverfahren keine Sicherheiten berücksichtigt.

3.2.1.2 Berechnungsansatz nach *Baumgart und Davidenkoff*

Der im Folgenden beschriebene Berechnungsansatz zur Berechnung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch wurde erstmals 1929 von *Davidenkoff* und *Baumgart* in russischer Sprache veröffentlicht [44]. In deutscher Sprache wurde der Berechnungsansatz von *Davidenkoff* u. a. in *Davidenkoff* [6] wiedergegeben⁵.

Nach *Davidenkoff* [6] wird der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch durch die Betrachtung eines an der Baugrubenverbauung liegenden Bodenprismas geführt, dessen Breite b vernachlässigbar klein ist (Stromfaden, Abb. 3-8). Die Länge des Prismas t_3 soll für den Nachweis so gewählt werden, dass sich das ungünstigste Verhältnis zwischen der im Stromfaden wirkende bezogenen Strömungskraft S und der rückhaltenden Gewichtskraft unter Auftrieb $G_{B\div}$ ergibt.

Die Betrachtung des Stromfadens entlang der Baugrubenumschließung stellt den ungünstigsten Fall dar, da der hydraulische Gradient I und damit die Strömungskraft S entlang der Wand am größten ist. Bei der Annahme einer vernachlässigbaren Breite b des Ersatzkörpers, gehen *Baumgart* und *Davidenkoff* davon aus, dass im Versagenszustand keine Reibung im Boden und zwischen Boden und Wand wirkt.

Die auf den Stromfaden wirkende bezogene Strömungskraft S errechnet sich nach der Gleichung 3-6.

$$S = \gamma_w \cdot \Delta h_r \quad 3-6$$

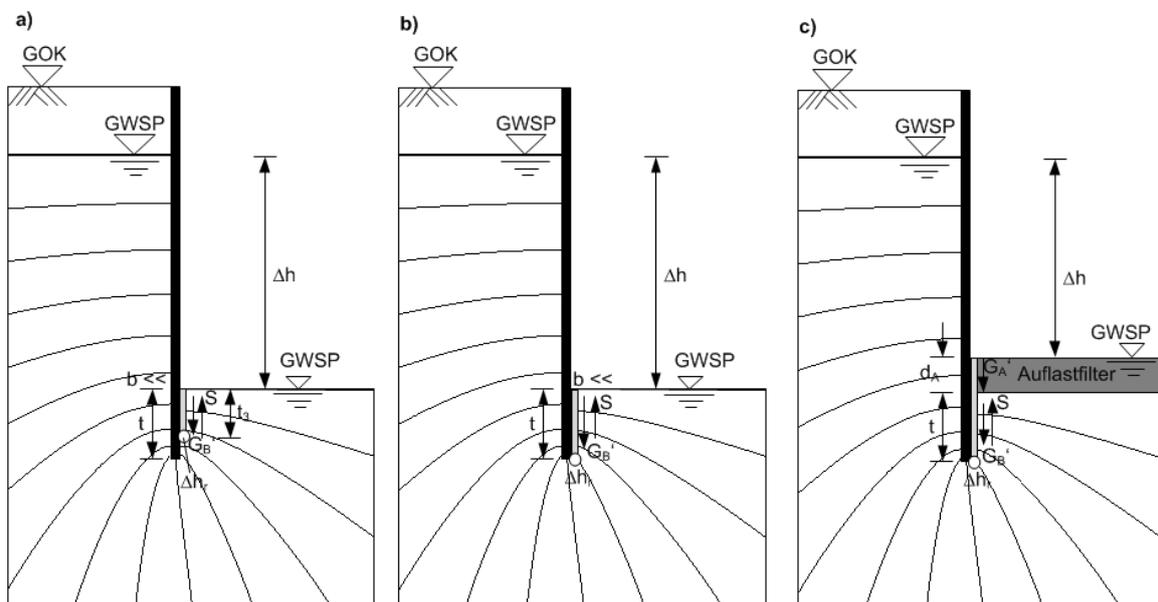


Abb. 3-8: Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* (nach [6])

In der Gleichung 3-6 ist Δh_r die Restpotentialhöhe am unteren Ende des betrachteten Stromfadens. Die stabilisierende Gewichtskraft unter Auftrieb $G_{B\div}$ errechnet sich nach der Gleichung 3-7.

⁵ Der Berechnungsansatz wird im Folgenden als *Baumgart/Davidenkoff* bezeichnet.

$$G_B' = \gamma_B' \cdot t_3 \quad 3-7$$

Stabilisierende Reibungskräfte werden bei diesem Ansatz nicht berücksichtigt. Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch wird nach Gleichung 3-2 geführt.

Bei unterströmten Baugrubenumschließungen im homogenen Böden ist nach *Davidenkoff* [6] die ungünstigste Länge des Stromfadens gleich der Einbindetiefe ($t_3 = t$; Abb. 3-8, b).

Davidenkoff gibt auch an, wie der Berechnungsansatz angewendet werden kann, für den Fall, dass ein Auflastfilter auf die Baugrubensohle aufgebracht wird (Abb. 3-8, c). Der Stromfaden wird in diesem Fall um die Dicke des Auflastfilters d_A verlängert. Die rückhaltende Gewichtskraft unter Auftrieb G' ergibt sich dann nach Gleichung 3-16.

$$G' = \gamma_B' \cdot t_3 + \gamma_A' \cdot d_A \quad 3-8$$

Die bezogene Strömungskraft S kann, da unbeeinflusst vom Auflastfilter, weiterhin nach Gleichung 3-6 berechnet werden.

3.2.1.3 Berechnungsansatz nach *Harza*

Nach *Harza* [45] tritt das Versagen durch hydraulischen Grundbruch ein, wenn der hydraulische Gradient i , multipliziert mit der Wichte des Wassers γ_W , an irgendeiner Stelle an der Baugrubensohle die Wichte unter Auftrieb des Bodens γ_B' überwindet. Dies ist der Fall, wenn der Austrittsgradient i an der Baugrubensohle gleich dem kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} ist.

Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist nach *Harza* erfüllt, wenn:

$$i \cdot \gamma_W < \gamma_B' \quad 3-9$$

Bei umströmten Baugrubenumschließungen liegt der größte hydraulische Austrittsgradient i stets direkt an der Wand.

3.2.1.4 Berechnungsansatz nach *Baflant*

Auf der Grundlage zahlreicher Versuche zum hydraulischen Grundbruch erarbeitete *Baflant* eine neue Theorie zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, welche auch in die eigenen Untersuchungen (Kapitel 6) eingeht.

Als Ergebnis seiner Versuche kommt *Baflant* zu dem Schluss, dass der hydraulische Grundbruch durch Änderungen im Gefüge des Sandes an der Luftseite der Baugrubenumschließung verursacht wird. Der vertikale spezifische hydraulische Gradient am Wandfuß ist beim Versagen stets größer als der vertikale spezifische kritische hydraulische Gradient ($i_z > i_{z,krit}$). In jenem Bereich, in dem der vertikale kritische spezifische hydraulische Gradient $i_{z,krit}$ überschritten wird, werden die Körner durch den Wasserdruck nach oben gedrückt und das Gefüge des Bodens wird dadurch gestört. Jedoch gerät der Boden erst in Bewegung, wenn die spezifische Strömungskraft f_s nicht nur an der Stelle des größten Gradienten i größer ist als das Eigengewicht des Bodens unter Auftrieb, sondern wenn die bezogene Strömungskraft S auch größer als das Eigengewicht des darüber liegenden, die unten liegenden Körner belastenden, Bodens ist. *Baflant* schließt daraus, dass eine

Überschreitung des spezifischen kritischen Gradienten i_{krit} an einer Stelle nicht zwingendermaßen zur Gleichgewichtsstörung und damit zum hydraulischen Grundbruch führt.

Als eine neue Gleichgewichtsbedingung schlägt *Baflant* [24] zunächst vor, die Kräfte, die direkt entlang der Wand wirken, gegenüberzustellen (Gleichung 3-10). Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist demnach erfüllt, wenn gilt:

$$G_B' \geq S \Rightarrow t \cdot \gamma_B' \geq \Delta h_r \cdot \gamma_w \quad 3-10$$

In der Gleichung 3-10 ist Δh_r die Restpotentialhöhe am Wandfuß. Dieser Berechnungsansatz entspricht dem Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff*. *Baflant* betrachtete für seine theoretischen Ausführungen eine umströmte Spundwand, die auf beiden Seiten gleich tief in einen isotropen Untergrund einbindet (vgl. Abb. 3-16). In diesem Fall ergibt sich aus der Gleichung 3-10, mit $\Delta h_r = \Delta h_{\text{krit}}/2$, die kritische Potentialdifferenz zu $\Delta h_{\text{krit}} = 2 \cdot t \cdot \gamma_B' / \gamma_w$. Die rechnerische kritische Potentialdifferenz ergibt sich dann mit $\gamma_B' = 9 \text{ kN/m}^3$ und $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ zu $\Delta h_{\text{krit}} = 1,8 \cdot t$.

Bei seinen Versuchen stellte er, je nach Lagerungsdichte D des Versuchssandes, jedoch kritische Potentialdifferenzen zwischen $\Delta h_{\text{krit}} = 2,3 \cdot t$ und $3,6 \cdot t$ fest. *Baflant* schließt daraus, dass zusätzlich zum Eigengewicht des Bodens noch weitere rückhaltende Kräfte im Sand wirken müssen und es nicht ausreicht, nur die Kräfte entlang der Wand zu berücksichtigen.

Baflant berücksichtigte daher in seinen weiteren Untersuchungen nicht mehr nur die Kräfte entlang der Baugrubenumschließung, sondern alle Kräfte die in einem gewissen Bereich vor der Baugrubenwand wirkten. Dieser Bereich setzt sich aus jenem Teilbereich zusammen, in die bezogene Strömungskraft S kleiner als die Gewichtskraft unter Auftrieb G_B' ist, also in welchem die Gleichung 3-11 für jeden Punkt erfüllt ist. In einer beliebigen senkrechten Linie gilt dies von der y -Achse (Baugrubensohle) bis zum Punkt z_1 (dunkelgrauer Bereich in der Abb. 3-9, a).

$$z \cdot \gamma_B' \geq \Delta h_r \cdot \gamma_w \quad 3-11$$

Der zweite Teilbereich ist jener Bereich (Störungsbereich), in welchem die Gleichung 3-11 nicht mehr erfüllt ist (hellgrauer Bereich in der Abb. 3-9, a). Dieser Teilbereich wird, in einer beliebigen senkrechten Linie, nach oben durch den Punkt z_1 und nach unten durch den Punkt z_2 begrenzt. Der Punkt z_2 liegt an jener Stelle des vertikalen Schnitts, in dem $i_z = i_{z,\text{krit}}$ ist. Nach unten hin wird der Störungsbereich daher durch die Linie⁶ begrenzt, entlang der vertikale spezifische hydraulische Gradient dem kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} entspricht. Liegt der Punkt z_1 im vertikalen Schnitt auf der $i_{z,\text{krit}}$ -Linie, ist der Gleichgewichtsnachweis nach Gleichung 3-10 über die gesamte Höhe erfüllt. Dieser Punkt stellt die maximale seitliche Begrenzung des betrachteten Bereichs dar.

Für den Störungsbereich erweitert *Baflant* die Gleichgewichtsbedingung 3-10 um einen weiteren Term T , welcher die Kräfte darstellt, die zusätzlich rückhaltend wirken müssen (Gleichung 3-12), um ein Gleichgewichtszustand zu erzeugen.

⁶ Im Folgendem als $i_{z,\text{krit}}$ -Linie bezeichnet.

$$G_B' + T \geq S$$

3-12

Wenn die Gleichung 3-12 nicht erfüllt ist, wirkt eine zusätzliche Kraft auf den Bereich oberhalb des Punktes z_1 , welcher sich im Gleichgewicht befindet, und der hydraulische Grundbruch tritt ein.

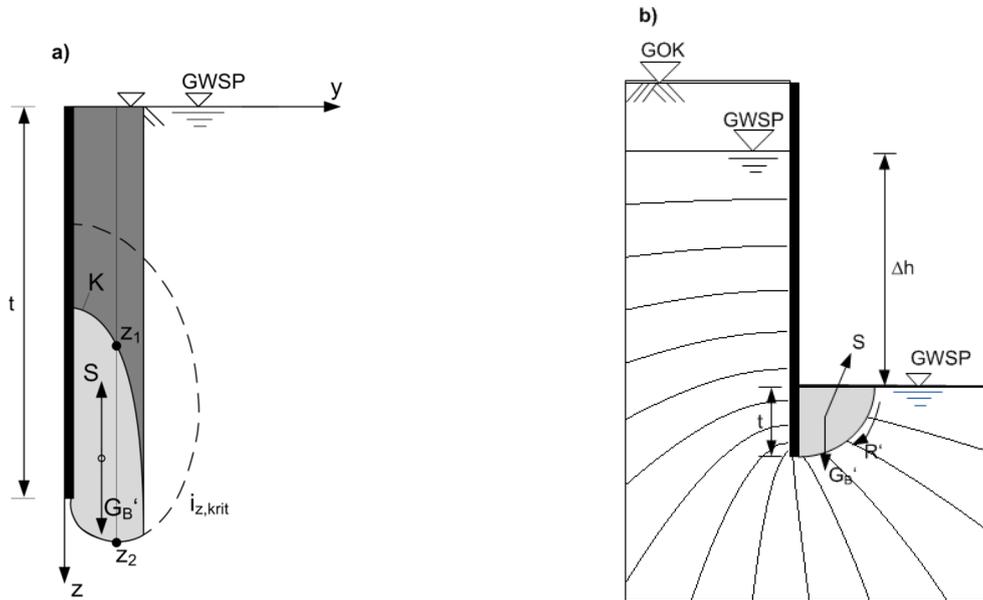


Abb. 3-9: a) Gleichgewichtsbetrachtung (nach [24]), b) Berechnungsansatz (nach [46])

Mittels analytischer Untersuchungen, in welchen er den Potentialabbau mittels konfokalen Hyperbeln beschreibt, definiert *Baflant* den Störungsbereich in Abhängigkeit der Einbindetiefe t und der Potentialdifferenz Δh . Die Herleitung seiner Gleichgewichtsbetrachtung wird an dieser Stelle nicht gänzlich wiedergegeben, siehe dazu *Baflant* [24].

Jedoch stellte *Baflant* fest, dass es für ihn nicht möglich ist, die rückhaltende Kraft T zu bestimmen, die seiner Meinung nach zum Großteil aus der Reibung zwischen dem Sand und der Wand besteht. Er führte daher keine weiteren Untersuchungen zu dieser Gleichgewichtsbetrachtung durch.

Später stellte *Baflant* [46] und [47] einen neuen Berechnungsansatz zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (Abb. 3-9, b) vor. Darin untersucht *Baflant* das Gleichgewicht aller an einem durch eine zylindrische Linie begrenzten Körper angreifenden Kräfte (Strömungskraft S , Gewichtskraft unter Auftrieb G_B' , Reibungskraft R). Auf eine detaillierte Beschreibung dieses Berechnungsansatzes wird an dieser Stelle verzichtet.

3.2.1.5 Berechnungsansatz nach *Knaupe*

Knaupe [30] löste für spezielle Randbedingungen die Laplace'sche Differenzialgleichung zur Beschreibung laminarer, stationärer Strömung bei der Wandumströmung analytisch und konnte so die Restpotenzialhöhe Δh_r an allen beliebigen Punkten im Strömungsbereich berechnen. Den Gleichgewichtsnachweis zwischen der bezogenen Strömungskraft S und der Gewichtskraft unter Auftrieb G_B' (Gleichung 3-2) führte er an einem schmalen Streifen, zwischen der Stromlinie direkt an der Baugrubenumschließung ψ_1 und der Stromlinie ψ_2

(Abb. 3-10, a). Die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} , welche zum Versagen durch hydraulischen Grundbruch an breiten Baugruben führt, berechnete *Knaupe* nach der Gleichung 3-13.

$$\Delta h_{krit} = \frac{\gamma_B'}{\gamma_W} \cdot \omega_3 \cdot t \quad 3-13$$

Der Proportionalitätsfaktor ω_3 ist eine Funktion zur Erfassung der Geometrie der Baugrube und berücksichtigt das Verhältnis der hydraulischen Abmessungen von $(t+\Delta s)/T$ und $\Delta s/t$ (Abb. 3-10, b). Die Abmessungen des Bruchkörpers in Abhängigkeit der hydraulischen Randbedingungen werden daher nach *Knaupe* mittels des Proportionalitätsfaktors ω_3 definiert. Zur Ermittlung des Proportionalitätsfaktors wurden von *Knaupe* Bemessungsdiagramme für verschiedene Randbedingungen ω_3 erarbeitet [30].

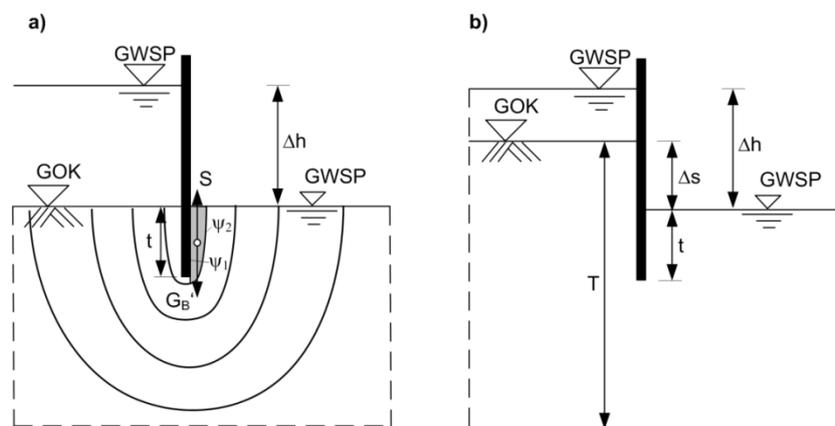


Abb. 3-10: Berechnungsansatz nach *Knaupe* (nach [30])

In seinen Versuchsreihen mit verschiedenen hydraulischen Randbedingungen und Erdstoffen stellte er fest, dass die gemessenen kritischen Druckhöhen immer größer waren, als die nach Gleichung 3-13 analytisch berechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} . Dies erklärte er über die Wirkung von Reibungskräften im Boden. Hierfür führte *Knaupe* einen weiteren Faktor ω_z ein, mit welchem zusätzlich die rückhaltende Reibungskomponente in Abhängigkeit der Ungleichförmigkeitszahl U und des effektiven Reibungswinkels φ_B' des Bodens berücksichtigt werden kann. Die Gleichung (Gleichung 3-14) wurde mittels Versuchen empirisch ermittelte.

$$\omega_z = 0,45 \cdot U \cdot \tan \varphi_B' \quad 3-14$$

Unter Berücksichtigung der inneren Reibung, errechnet sich die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} an breiten Baugruben dann nach Gleichung 3-15.

$$\Delta h_{krit} = \frac{\gamma_B'}{\gamma_W} \cdot (\omega_3 + \omega_z) \cdot t \quad 3-15$$

Eine detaillierte Beschreibung dieses Berechnungsansatzes ist in *Knaupe* [30] gegeben.

3.2.1.6 Berechnungsansatz nach Tanaka

In Tanaka [48] wird ebenfalls ein neuer Berechnungsansatz zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch vorgestellt, welcher von den Autoren *the prismatic failure concept* genannt wird.

Tanaka stellte fest, dass die Bruchkörperform beim hydraulischen Grundbruch in anisotropischen und geschichteten Böden sowie bei Baugrubensohlen mit Auflastfilter nicht dem Ersatzkörper nach Terzaghi [9] entspricht. Tanaka entwickelte daher für diese Fälle einen eigenen Berechnungsansatz.

Der Ersatzkörper, welcher beim *Prismatic failure concept* zur Anwendung kommt, hat eine prismatische Form mit der Höhe t_3 und der Breite b (Abb. 3-11). Die Oberkante des Prismas ist stets die Baugrubensohle. Durch Variation der Abmessungen t_3 und b , ist in Abhängigkeit der hydraulischen Randbedingungen jenes Prisma zu bestimmen, für welches sich der geringste Sicherheitsfaktor F_S (Gleichung 3-16 bzw. 3-18), bei konstanter Potentialdifferenz Δh , ergibt.

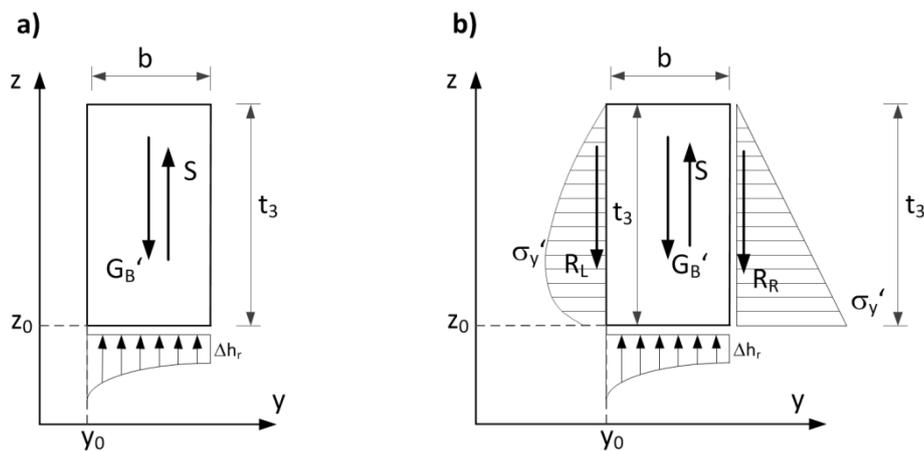


Abb. 3-11: Berechnungsansatz nach Tanaka (nach [48]) a) ohne Reibung, b) mit Reibung

Dabei werden zwei verschiedene Varianten des Berechnungsansatzes betrachtet:

- Prismatic failure, no friction (Abb. 3-11, a)
- Prismatic failure, friction (Abb. 3-11, b)

Werden keine Reibungskräfte R an den Rändern des Prismas berücksichtigt (no friction), errechnet sich der Sicherheitsfaktor F_S (Gleichung 3-16) als Quotient der Gewichtskraft des Bodenprismas unter Auftrieb $G_{B\emptyset}$ durch die im Prisma wirkende bezogene Strömungskraft S (Abb. 3-11, a).

$$F_S = \frac{G_B'}{S} \quad 3-16$$

Werden die Reibungskräfte R_L und R_R entlang der Seitenflächen berücksichtigt (friction, Abb. 3-11, b), errechnet sich der Sicherheitsfaktor F_S nach der Gleichung 3-17.

$$F_S = \frac{G_B' + R_R + R_L}{S} \quad 3-17$$

Die Reibungskräfte, welche entlang der rechten und linken Seitenfläche des Prismas (R_R und R_L) wirken, ergeben sich nach *Tanaka* aus der horizontalen effektiven Spannung σ_y' multipliziert mit dem Tangens des Reibungswinkels φ_B' bzw. mit dem Tangens des Wandreibungswinkels δ_B' (Gleichung 3-18 und 3-19).

$$R_R = \int_{z_0}^{z_0+t_3} \sigma_y' \cdot \tan \varphi_B' \cdot dz \quad 3-18$$

$$R_L = \int_{z_0}^{z_0+t_3} \sigma_y' \cdot \tan \delta_B' \cdot dz \quad 3-19$$

Nach *Tanaka* herrscht auf der Abstromseite der Baugrubenumschließung ein passiver Erddruckzustand. Die effektiven horizontalen Spannungen σ_y' lassen sich demnach mit der Gleichung 3-20 berechnen.

$$\sigma_y' = K_{pgh,B} \cdot \sigma_v' \quad 3-20$$

In der Gleichung 3-20 ist $K_{pgh,B}$ der passive Erddruckbeiwert des Bodens. Bei der Anwendung seines Berechnungsansatzes auf eine umströmte Baugrubenumschließung stellte *Tanaka* fest, dass der prismatische Ersatzkörper im homogenen Untergrund und ohne Ansatz von Reibungskräften R (no friction) im ungünstigsten Fall keine Breite b besitzt ($b = 0$) und bis unterhalb des Wandfußes reicht. Der prismatische Ersatzkörper ohne Berücksichtigung von Reibungskräften entlang der Seitenflächen entspricht daher dem erweiterten Stromfaden nach *Odenwald* und *Herten* (siehe Kapitel 3.2.1.7).

Werden die Reibungskräfte R entlang der Seitenflächen jedoch berücksichtigt (friction), ist die Breite b des Prismas, für welches sich die geringste Sicherheit ergibt, nicht vernachlässigbar klein. Die von *Tanaka* ermittelten Breiten b des ungünstigsten Prismas sind bei umströmten Baugrubenumschließungen etwas kleiner als die Ersatzkörperbreite nach *Terzaghi* ($b = t/2$).

Tanaka vergleicht auch die Ergebnisse seines Berechnungsverfahrens mit den Ergebnissen seiner Versuche zum hydraulischen Grundbruch [22] sowie mit den Ergebnissen, welche sich mit dem Berechnungsansatz nach *Terzaghi* ergeben. Dies ist in der Abb. 3-12 dargestellt. Der Sand wurde für die Versuche in mitteldichter Lagerungsdichte ($D \approx 0,5$) eingebaut.

Aus dem Vergleich lassen sich zwei sehr interessante Erkenntnisse gewinnen. Zum einen ist zu sehen, dass die Ergebnisse nach *Tanaka* (friction) nahezu den Ergebnissen nach *Terzaghi* entsprechen. Dies bedeutet, dass beim Ansatz nach *Terzaghi* die Vernachlässigung von Reibungskräften entlang der Seitenflächen sowie der nur bis zum Wandfuß reichende Ersatzkörper durch eine größere Breite b des Ersatzkörpers kompensiert wird. Zum anderen stimmen die Berechnungsergebnisse nach beiden Ansätzen sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein.

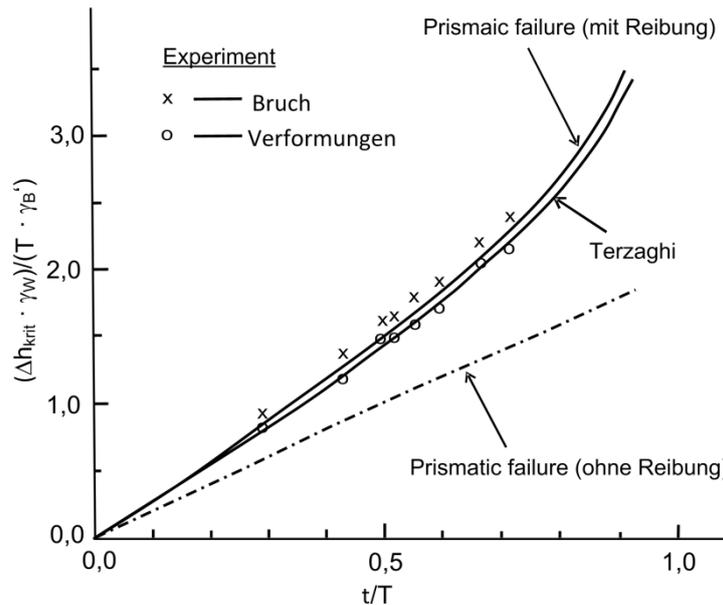


Abb. 3-12: Vergleich von Berechnungsergebnissen und Versuchsergebnissen (nach [48])

Erste Ansätze zur Berücksichtigung eines Auflastfilters bei der Anwendung des „prismatic failure concept“ sind in *Hirose et al.* [49] beschrieben.

3.2.1.7 Berechnungsansatz nach Odenwald und Herten

Eine detaillierte Beschreibung der theoretischen Überlegungen von *Odenwald und Herten* [8] wurde bereits im Kapitel 1.2.1 vorgenommen. An dieser Stelle wird daher nur noch kurz auf das erweiterte Nachweisverfahren eingegangen.

Odenwald und Herten verlängerten den Stromfaden nach *Baumgart/Davidenkoff* bis in jene Tiefe, in der der vertikale spezifische hydraulische Gradient i_z gleich dem kritischen vertikalen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ ist. Die Länge des Prismas mit vernachlässigbarer Breite ergibt sich nach der Gleichung 3-21.

$$t_3 = t + \Delta z \quad 3-21$$

In der Gleichung 3-21 ist zusätzlich zu den bereits bekannten Größen Δz der vertikale Abstand zwischen Wandfuß und der Linie die den Bereich mit dem kritischen spezifischen vertikalen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ begrenzt (siehe Abb. 3-13, a).

In jenem Bereich, in dem der vertikale spezifische hydraulische Gradient $i_{z,krit}$ größer dem vertikalen spezifischen hydraulischen Gradienten i_z ist, ist die spezifische Strömung $f_{s,z}$ stets größer als das spezifische Gewicht des Bodens unter Auftrieb $\gamma_{B\div}$. Somit wird die vertikale spezifische Strömungskraft $f_{s,z}$ überall dort berücksichtigt, wo sie größer als das spezifische Gewicht des Bodens unter Auftrieb $\gamma_{B\div}$ ist. Die Betrachtung eines Stromfadens mit vernachlässigbarer Breite b , welcher bis unterhalb des Wandfußes reicht, stellt daher den konservativsten Berechnungsansatz dar.

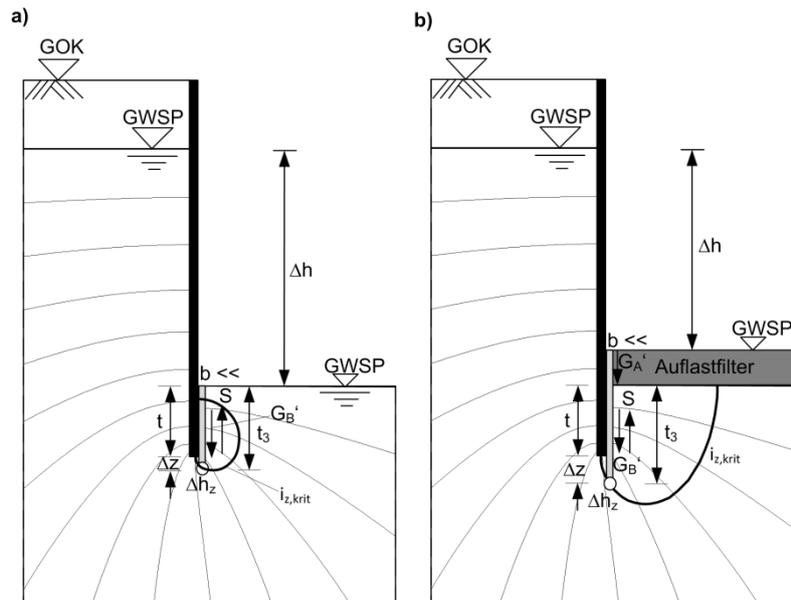


Abb. 3-13: Berechnungsansatz nach Odenwald/Herten

Die im erweiterten Stromfaden wirkende bezogene Strömungskraft S errechnet sich nach der Gleichung 3-22.

$$S = \gamma_w \cdot \Delta h_z \quad 3-22$$

Die stabilisierende Gewichtskraft unter Auftrieb $G_{B\emptyset}$ wird nach der Gleichung 3-23 berechnet.

$$G_B' \gamma_B' t_3 = \gamma_B' (t + \Delta z) \quad 3-23$$

Wird ein Auflastfilter auf die Baugrubensohle aufgebracht (Abb. 3-13, b), wirkt als rückhaltende Gewichtskraft zusätzlich noch das Gewicht des Auflastfilters (Abb. 3-13). Die rückhaltende Gewichtskraft unter Auftrieb G' errechnet sich dann nach der Gleichung 3-24.

$$G' = G_B' + G_A' = \gamma_B' t_3 + d_A \cdot \gamma_A' = \gamma_B' (t + \Delta z) + d_A \cdot \gamma_A \quad 3-24$$

Der Nachweis ist dann gemäß der Gleichung 3-2 zu führen.

Der Berechnungsansatz nach Odenwald/Herten entspricht jenem von Tanaka ohne den Ansatz von Reibungskräften, da das ungünstigste Prisma nach Tanaka in diesem Fall äquivalent zum erweiterten Stromfaden nach Odenwald/Herten ist.

3.2.2 Erkenntnisse aus Modellversuchen

Im Folgenden werden die Erkenntnisse aus den in der Literatur beschriebenen Versuchen zusammengefasst dargestellt. Dabei wird zwischen dem Einfluss der hydraulischen Randbedingungen, dem beobachteten Bruchablauf und den gemessenen kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} unterschieden.

3.2.2.1 Einfluss geometrischer und hydraulischer Randbedingungen

Die Größe der bezogenen Strömungskraft S , welche vor der Baugrubenumschließung wirkt, lässt sich mittels des Strom- und Äquipotentialliniennetzes ermitteln. Das Strom- und

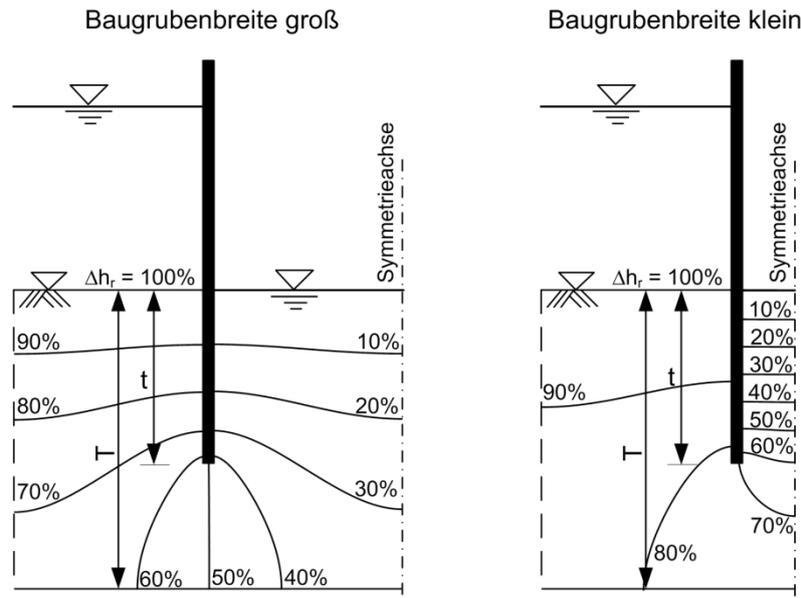


Abb. 3-15: Potentialabbau in Abhängigkeit der Baugrubenbreite

Bei dem in der Abb. 3-15 dargestellten Beispiel erhöht sich das Restpotential Δh_r am Wandfuß, durch eine Reduktion der Breite B der Baugrube von rund 40% auf rund 60% der Potentialdifferenz Δh . Durch die Erhöhung der Restpotentialhöhe Δh_r entlang der Baugrubenumschließung wirkt eine größere bezogene Strömungskraft S und es kommt schon bei geringeren Potentialdifferenzen Δh zum hydraulischen Grundbruch.

Auch *Knaupe* [30] beschäftigte sich mit dem Einfluss der Baugrubenbreite auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Bei seinen Untersuchungen kam *Knaupe* auf die gleichen Erkenntnisse wie *Sentko*.

3.2.2.2 Beobachteter Bruchablauf aus Modellversuchen

Die betrachteten Versuche, ausgenommen die Versuche von *Marsland* [27] und *Knaupe* [30], hatten dahin gehend dieselben Randbedingungen, dass die jeweiligen Oberflächen des Versuchsbodens auf der Luft- und der Wasserseite dieselbe Höhe aufweisen (Abb. 3-16). Der Abstand der Zwischenwand zu den Modellrändern sowie die verwendeten Versuchssande variierten allerdings.

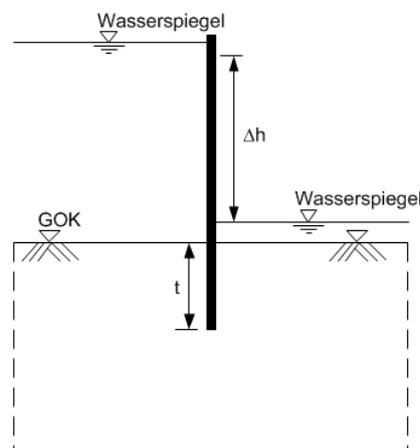


Abb. 3-16: Randbedingungen bei den Versuchen aus der Literatur

Am ausführlichsten beschreibt *Baflant* [24] den Bruchablauf, welchen er bei zahlreichen Versuchen mit unterschiedlichen Lagerungsdichten beobachtete. Im Folgenden werden nur seine Beobachtungen detailliert wiedergegeben. Eine ausführliche Zusammenfassung aller in der Literatur beschriebenen Versuche ohne Auflastfilter ist in *Boley und Schober* [50] gegeben.

Baflant stellte fest, dass die ersten Sandbewegungen in der Nähe der Spundwand, beginnend bei etwa $\Delta h = 2 \cdot t$, auftraten (Zustand a, Abb. 3-17). Dabei ist nach *Baflant* das neue Gefüge des Sandes in einem stabilen Gleichgewicht. Bei weiterer Steigerung der Potentialdifferenz Δh beobachtete er eine Auflockerung und großflächige Hebung des Versuchssandes auf der Luftseite. Die Absenkung auf der Wasserseite war kleiner als die Hebung auf der Luftseite (Zustand b, Abb. 3-17). Eine weitere Steigerung der Potentialdifferenz Δh führte dann zu Sandbewegungen in einem Streifen direkt neben der Spundwand, welcher zuerst nur sehr schmal war, jedoch schnell breiter wurde (Zustand c, Abb. 3-17). Danach setzte sich der gesamte aufgelockerte Teil des Versuchssandes in Bewegung, was rasch zum hydraulischen Grundbruch führte (Zustand d, Abb. 3-17). Im Zustand c in der Abb. 3-17 war der Sand nicht mehr im stabilen Gleichgewicht, das Eintreten des hydraulischen Grundbruchs konnte dann nicht mehr verhindert werden.

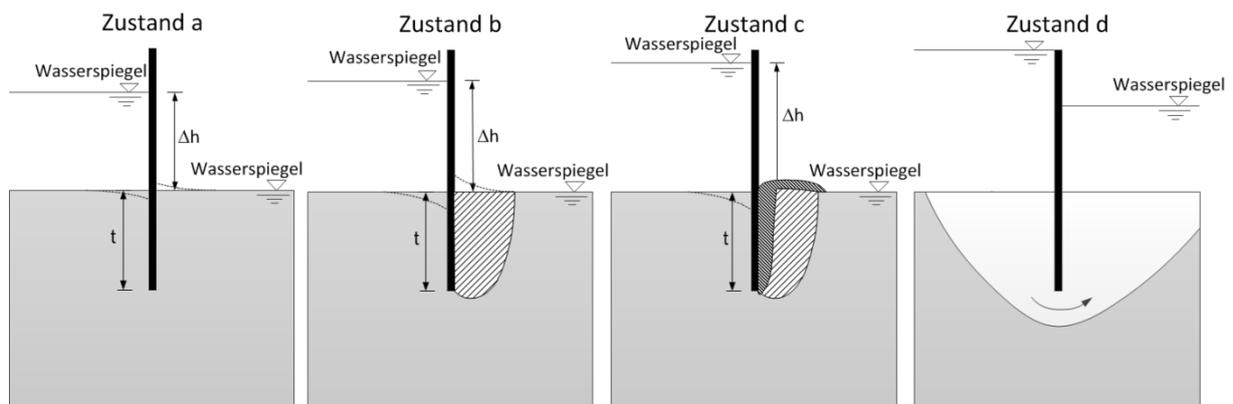


Abb. 3-17: Versagensablauf beim hydraulischen Grundbruch (nach [24])

Baflant gibt zusätzlich an, dass der beobachtete Bruchverlauf manchmal von untergeordneten Sandbewegungen begleitet war, die nicht zum hydraulischen Grundbruch führten. Bei locker gelagerten Sanden ist der Zustand b nicht so deutlich und es kommt sofort zum Zustand c. Des Weiteren stellte *Baflant* durch Variation der Lagerungsdichte D fest, dass bei dichterem Lagerungsdichte tatsächlich höhere Potentialdifferenzen Δh erreicht werden konnten. Bei einem Langzeitversuch mit einer Dauer von 16 Stunden wurde dasselbe Ergebnis wie beim Versuch mit einer kurzen Versuchsdauer erzielt. Damit rechtfertigte er die kurze Versuchsdauer von 10 ó 30 Minuten.

Zusammenfassend, aus allen in der Literatur beschriebenen Versuchen (vgl. *Boley und Schober* [50]), kann bezüglich des Bruchablaufes festgehalten werden, dass die Auflockerungen beim hydraulischen Grundbruch am Wandfuß beginnen und sich bis an die Oberfläche fortpflanzen. Die Breite des aufgelockerten Bereichs und die Auflockerungszeit hängen dabei von der Lagerungsdichte D des Versuchsbodens ab. Die ersten Sandbewegungen/ Auflockerungen führen aber nicht direkt zum hydraulischen Grundbruch,

dafür war bei allen Versuchen eine weitere Steigerung der Potentialdifferenz Δh erforderlich. Die Durchströmungszeit bei konstanter Potentialdifferenz Δh scheint keinen relevanten Einfluss auf das Gleichgewicht zu haben.

Versuche zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter sind dem Verfasser nur von *Terzaghi und Jelinek* [9] bzw. *Terzaghi* [10] sowie von *Marsland* [27] bekannt.

Terzaghi führte seine Versuche mit Auflastfilter zur Verifizierung seiner theoretischen Überlegungen durch (siehe Kapitel 3.2.1.1). Eine detaillierte Beschreibung des beobachteten Bruchablaufs lieferte er dabei nicht. Er merkte lediglich an, dass eine gleichförmig verteilte Auflast im Hebungsbereich dieselbe Wirkung hat wie ein Filter, welcher gleich der grauen Fläche in der Abb. 3-7 verteilt ist.

Marsland untersuchte mit seinen Versuchen den Einfluss eines Auflastfilter auf die kritische Potentialdifferenz und damit auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Bei seinen Versuchen stellte er einen Bruchkörper in der Form eines Kreises fest, dessen Mittelpunkt der Schnittpunkt zwischen Baugrubenumschließung und der Baugrubensohle (Basismaterial) ist. Weitere Angaben zum Versagensablauf werden nicht gemacht.

3.2.2.3 Kritische Potentialdifferenz

Bei einem Großteil der in der Literatur beschriebenen Versuche wurde auch jene Potentialdifferenz Δh_{krit} gemessen, bei welcher ein Versagen durch hydraulischen Grundbruch eingetreten ist.

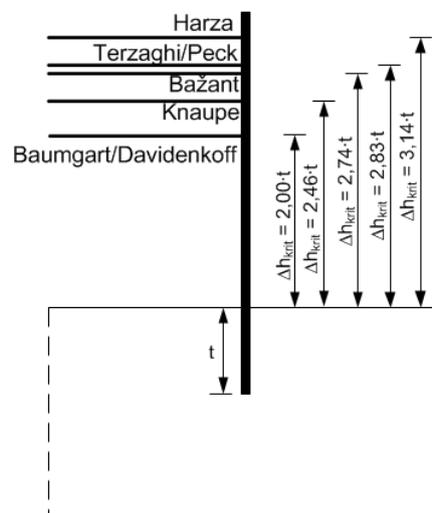


Abb. 3-18: Kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} bei verschiedenen Berechnungsansätzen

Die meisten Autoren untersuchten mittels ihrer Versuche den Einfluss der Lagerungsdichte D des Versuchsbodens und bestimmten die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} in Abhängigkeit der Einbindetiefe t . Im Folgenden werden die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} in Abhängigkeit der Einbindetiefe t und der Lagerungsdichte D wiedergegeben. In der Abb. 3-18 sind die nach den verschiedenen Berechnungsansätzen ermittelten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} , für die in der Abb. 3-16 dargestellten Randbedingungen in Abhängigkeit der Einbindetiefe t , ohne der Berücksichtigung von Sicherheiten, angegeben.

Dabei können nur jene Berechnungsansätze berücksichtigt werden, bei welchen die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} unabhängig von den hydraulischen Randbedingungen bestimmt werden kann.

In der Tab. 3-2 sind die in den Versuchen ermittelten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} in Abhängigkeit der Einbindetiefe t zusammengefasst. Dabei wurden nur jene Versuche berücksichtigt, welche mit den in der Abb. 3-16 dargestellten Randbedingungen übereinstimmen. Des Weiteren sind in der Tab. 3-2 auch die mittels verschiedener Berechnungsansätze ermittelten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} in Abhängigkeit der Einbindetiefe t angegeben. Der Ansatz von *Odenwald/Herten* konnte hier aufgrund der Abhängigkeit vom spezifischen hydraulischen Gradienten i nicht berücksichtigt werden.

Tab. 3-2: Vergleich der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit}

		Versuche			
		Müller-Kirchenbauer		Bažant	Terzaghi/Peck
Lagerungsdichte:		locker	dicht	locker bis dicht	
Berechnungsansatz	Δh_{krit}	$3,0 \cdot t - 3,1 \cdot t$	$3,6 \cdot t - 4,1 \cdot t$	$2,30 \cdot t - 3,60 \cdot t$	$3,00 \cdot t$
Baumgart/ Davidenkoff	$2,00 \cdot t$	√	√	√	√
Knaupe (ohne Reibung)	$2,46 \cdot t$	√	√	X - √	√
Bažant	$2,74 \cdot t$	√	√	X - √	√
Terzaghi/Peck	$2,83 \cdot t$	√	√	X - √	√
Harza	$3,14 \cdot t$	X	√	X - √	X
Knaupe (mit Reibung)	$3,50 \cdot t$	X	√	X - √	X

Aus der Tab. 3-2 ist ersichtlich, dass bei allen Versuchen die nach *Baumgart/Davidenkoff* errechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} bei Weitem übertroffen wurden. Der Vergleich der Ergebnisse der Berechnungen nach *Knaupe* (ohne Reibung), *Bažant* und *Terzaghi* mit den Ergebnissen der Modellversuche zeigt, dass der Bruch bei den Versuchen von *Bažant* mit locker gelagerten Sanden bereits vor dem Erreichen der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} auftrat. Bei dicht gelagerten Sanden ist der hydraulische Grundbruch stets bei höheren Potentialdifferenzen Δh , als nach *Knaupe* (ohne Reibung), *Bažant* und *Terzaghi* errechnet, eingetreten. Die Berechnungsansätze nach *Harza* und *Knaupe* (mit Reibung) liegen eindeutig auf der unsicheren Seite, da es, außer bei den Versuchen von *Müller-Kirchenbauer* mit dicht gelagerten Sanden, stets schon vor der berechneten kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} zum Versagen gekommen ist.

Besonders zu beachten ist, dass es bei geringer Lagerungsdichte D des Bodens schon bei sehr viel kleineren kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} zum Versagen kommt als bei dichter Lagerung. Bei lockerer Lagerung des Versuchsbodens waren nur die berechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} nach *Baumgart/Davidenkoff* stets kleiner als die in den Versuchen ermittelten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} und damit auf der sicheren Seite.

Es ist der Vollständigkeit halber anzumerken, dass die Randbedingungen der Versuche bezüglich der Modellgrenzen bei den jeweiligen Versuchen unterschiedlich waren. Dies ist bei der Bewertung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse in Tab. 3-2 zu berücksichtigen. Die Versuchsergebnisse von *Marsland* [27] und *Knaupe* [30] wurden hier nicht angegeben, da

der Versuchsboden bei den Versuchen nicht auf beiden Seiten der Modellwand auf gleicher Höhe eingebaut war und ein direkter Vergleich daher mit den anderen Versuchen nicht möglich ist.

In der Literatur existieren nur sehr wenige Versuchsergebnisse zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter. *Terzaghi* [4] gibt nur ein Ergebnis aus einem Versuch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter an. Die ermittelte kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} , bei einer Filterbreite von $b = 1,3 \cdot t$, ergab sich dabei zu $\Delta h_{\text{krit}} = 5,1 \cdot t$. Nach *Terzaghi*'s Berechnungsansatz hätte das Versagen theoretisch schon bei einer Potentialdifferenz von $\Delta h_{\text{krit}} = 4,8 \cdot t$ eintreten müssen. Über die Lagerungsdichte des Versuchssandes wurden keine Informationen angegeben.

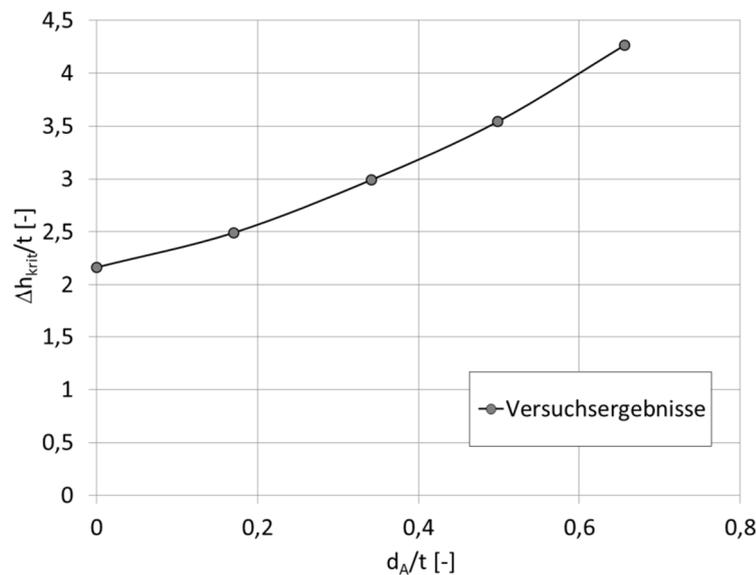


Abb. 3-19: Versuchsergebnisse von *Marsland* [27] mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

Marsland [27] veröffentlichte als einziger Wissenschaftler mehrere Ergebnisse von Versuchen zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter (Abb. 3-19). In Abhängigkeit des Verhältnisses d_A/t (Dicke des Auflastfilters bezogen auf die Einbindetiefe der Wand in den Boden) stellte *Marsland* einen starken Anstieg der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} fest, was er mit der Reduktion der Restpotentialhöhe Δh_r am Wandfuß durch den Austausch von feinerem Boden durch ein grobes Filtermaterial und mit einem Anstieg der rückhaltenden Kräfte begründete. Eine genaue Aussage über die zusätzlich wirkenden Kräfte machte er aber nicht.

Da nur wenige Informationen über die Versuchsrandbedingungen bekannt sind, kann ein direkter Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen von *Marsland* und den Ergebnissen mit den verschiedenen Berechnungsansätzen nicht erfolgen.

3.2.3 Zusammenfassung, Bewertung und Diskussion der in der Literatur beschriebenen Berechnungsansätze

Die im Kapitel 3.2.1 dargestellten Ansätze zur Beschreibung des hydraulischen Grundbruchs bzw. zur Berechnung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch gehen alle von sehr unterschiedlichen Annahmen und Vereinfachungen bezüglich der wirkenden Kräfte und der Ersatzkörperform aus. Die Berücksichtigung eines Auflastfilters lassen nur wenige Berechnungsansätze zu.

Der maßgebende Bruchkörper und die wirkenden Kräfte beim hydraulischen Grundbruch sind in homogenen Untergrund im Wesentlichen von den folgenden zwei Faktoren abhängig:

- von dem Strom- und Potentialliniennetz und damit von den hydraulischen Randbedingungen und
- von den Bodenparametern, insbesondere von der Wichte unter Auftrieb γ_B , der Scherfestigkeit und der Lagerungsdichte.

Diese beiden Faktoren werden in den verschiedenen Berechnungsansätzen in unterschiedlicher Weise berücksichtigt.

Die konservativsten Berechnungsansätze sind jene nach *Baumgart/Davidenkoff*, *Tanaka* (no friction) und *Odenwald/Herten* bei denen die Kräfte an einem Prisma mit vernachlässigbarer Breite b entlang der Abstromseite der Baugrubenumschließungswand bis unterhalb des Wandfußes betrachtet werden. Da nur Strömungs- und Gewichtkräfte berücksichtigt werden, wird davon ausgegangen, dass im Augenblick des Versagens der Boden spannungsfrei ist. Aufgrund der Aufweitung der Stromröhren im Aufbruchsbereich und der dadurch bedingten Reduzierung der Strömungsgeschwindigkeit wird jedoch der Boden nie gänzlich spannungsfrei und es wirken rückhaltende Kräfte, die in diesen Ansätzen nicht berücksichtigt werden.

Wie der Vergleich in der Tab. 3-2 zeigt, liegt der Ansatz nach *Baumgart/Davidenkoff*, ausgenommen bei geringen Einbindetiefen t und luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter, stets auf der sicheren Seite. Da bei den Berechnungsansätzen von *Tanaka* (no friction) und *Odenwald/Herten* zusätzliche Strömungskräfte f_s unterhalb des Wandfußes berücksichtigt werden, liegen diese beiden Ansätze auch bei geringen Einbindetiefen t und luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter auf der sicheren Seite. Bei günstigen Verhältnissen können diese drei Berechnungsansätze aber auch zu sehr unwirtschaftlichen Lösungen führen.

Das Verfahren nach *Harza* ist als überholt anzusehen, da die nach diesem Verfahren berechnete hydraulische Grundbruchsicherheit zu gering ist. Dies ist auch aus der Tab. 3-2 ersichtlich.

Beim Verfahren nach *Terzaghi* wird ein Bodenprisma betrachtet, welches unabhängig von den Bodeneigenschaften und der Geometrie der Baugrube die Breite $b = t/2$ hat und bei einer umströmten Baugrundumschließung bis zum Fuß der Baugrubenwand reicht. Diesen Ersatzkörper entwickelte *Terzaghi* anhand von Versuchen, bei denen die hydraulischen Randbedingungen keinen Einfluss auf das Strom- und Potentialliniennetz hatten. Über die

Scherparameter und die Lagerungsdichte des verwendeten Versuchsboden machte *Terzaghi* keine Angaben.

Wie zahlreiche Versuche bestätigen, u. a. von *Sentko* [20] und *Müller-Kirchenbauer* [29], kann der von *Terzaghi* angenommene Ersatzkörper eine gute Näherung sein. Weichen jedoch die Randbedingungen des betrachteten Problems stark von den Randbedingungen der *Terzaghi*-schen-Versuche ab, wie dies zum Beispiel bei lockeren Böden der Fall ist, kann der kritische Bodenbereich vom *Terzaghi*-Prisma abweichen. Der Ansatz von *Terzaghi* kann dann auf der unsicheren Seite liegen (vgl. Kapitel 3.2.2.3). Auch *Perau und Slotta* [51] merkten an, dass mit den Berechnungsansatz nach *Terzaghi* der hydraulische Grundbruch bei Böden, die zu innerer Erosion und zum Piping neigen, wenig zutreffend beschrieben werden kann.

Bafant, Tanaka (friction) und *Knaupe* entwickelten Berechnungsansätze, bei welchen die Form und die Abmessungen des Ersatzkörpers vom Strom- und Potentialliniennetz abhängig sind und die Scherfestigkeit des Bodens direkt berücksichtigt wird.

Bafant [24] definierte den Versagenskörper über den kritischen vertikalen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ und stellte fest, dass zusätzlich zu der Gewichtskraft noch weitere rückhaltende Kräfte wirken müssen. Zur seiner Zeit standen ihm allerdings die Mittel (z. B. Finite Elemente Methode) noch nicht zur Verfügung, um diese Kräfte zu bestimmen. Er entwickelt daher diesen Berechnungsansatz nicht weiter. Die Begrenzung des Versagensbereichs durch Ermittlung des Bereichs in dem der kritische vertikale spezifische hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ überschritten wird ist jedoch ein sehr guter Ansatz und wird in dieser Arbeit wieder aufgegriffen.

Tanaka (friction) gibt eine prismatische Form des Ersatzkörpers vor, ohne genaue Abmessungen anzugeben. Diese sind durch Variation so zu bestimmen, dass sich für die gegebenen Randbedingungen die geringste Sicherheit ergibt. Die Berücksichtigung der Reibungskräfte R sowie die Bestimmung der ungünstigsten Abmessungen des Prismas wurden erst durch die numerische Bestimmung des Strom- und Potentialliniennetzes mittels Finiter-Elemente Berechnung möglich und stellt einen guten Ansatz dar, welcher der Realität relativ nahe kommt. Vereinfachungen werden nur hinsichtlich der Ersatzkörperform getroffen. Die Anwendung dieses Ansatzes ist aufgrund der erforderlichen Variationsrechnungen mit einem relativ hohen Aufwand verbunden. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen in der Abb. 3-12 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

Bei der von *Knaupe* entwickelten Berechnungsmethode, wird der Ersatzkörper durch Stromlinien begrenzt. Die gekrümmte Begrenzung spiegelt mit großer Wahrscheinlichkeit besser die Realität wieder als ein prismatischer Ersatzkörper. Auch *Knaupe* geht von einer bestimmten Breite des Ersatzkörpers aus und berücksichtigt die innere Reibung des Bodens. Die Größe des Ersatzkörpers ist von den hydraulischen Randbedingungen abhängig und wird durch Beiwerte gesteuert. Die Reibung zwischen Ersatzkörper und Boden bzw. Wand berücksichtigt *Knaupe* mittels einer empirisch ermittelten Formel, was aufgrund der Vielzahl an Einflussfaktoren als grobe Vereinfachung anzusehen ist. Mit der Berücksichtigung der

Reibungskräfte liegt der Berechnungsansatz nach *Knaupe* jedoch auf der unsicheren Seite (vgl. Kapitel 3.2.2.3).

Zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mit den in der Literatur beschriebenen Berechnungsansätzen kann zusammenfassend folgendes festgestellt werden:

- Die einzigen Berechnungsverfahren, welche unabhängig von den hydraulischen Randbedingungen und Bodeneigenschaften stets auf der sicheren Seite liegen, sind jene von *Odenwald/Herten*, *Baumgart/Davidenkoff* und *Tanaka* (ohne Reibung). Bei günstigen Verhältnissen können diese Berechnungsansätze aber auch zu sehr unwirtschaftlichen Lösungen führen.
- Die Berechnungsverfahren nach *Terzaghi*, *Baflant*, und *Knaupe* können bei ungünstigen hydraulischen Randbedingungen und/oder ungünstigen Bodeneigenschaften auf der unsicheren Seite liegen.
- Das Berechnungsverfahren von *Tanaka* (mit Reibung) zeigt zwar sehr gute Übereinstimmungen, ist aber für eine Anwendung in der Praxis zu aufwendig.

Welches Verfahren für die Berechnung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch am geeignetsten ist, ist daher von den hydraulischen Randbedingungen und den Bodeneigenschaften abhängig.

Vorschriften, wie ein Auflastfilter auf der Baugrubensohle zu berücksichtigen ist, existieren nur für die Berechnungsansätze von *Terzaghi*, *Baumgart/Davidenkoff* und *Odenwald/Herten*. Bei diesen Ansätzen wird der Filter als zusätzliche Auflast berücksichtigt, ohne sich direkt auf die Ersatzkörperform auszuwirken. Die Berücksichtigung des Auflastfilters bei diesen Berechnungsansätzen ist daher als sehr konservativ einzuschätzen. Auch können die Ansätze von *Terzaghi* und *Baumgart/Davidenkoff* bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter und geringer Einbindetiefe t auf der unsicheren Seite liegen (siehe Kapitel 1.2.1). Die Berücksichtigung von Reibungskräften im Auflastfilter wurde in *Odenwald und Herten* [8] ausführlich dargestellt

3.3 Offene Fragen

Vorrangiges Ziel dieser Arbeit ist es, auf der Grundlage der Ergebnisse von *Odenwald* und *Herten* (Kapitel 1.2.1) die Gefahren eines hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter näher zu untersuchen, den Berechnungsansatz zu bewerten und zu verifizieren sowie ggf. weiterzuentwickeln. Dazu sind Kenntnisse über die rückhaltenden Kräfte, die Bruchkörperform und den Bruchablauf in Abhängigkeit der Einbindetiefe sowie der Dicke des Auflastfilters erforderlich.

In der Literatur sind nur relativ geringe Informationen zum Versagen von Baugrubensohlen durch hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter verfügbar. Die offenen Fragen können auf Grundlage des derzeitigen Stand des Wissens nicht beantwortet werden. Zur Lösung der Fragestellungen sind daher mittels, im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen, folgende Punkte zu klären:

- Welchen Einfluss hat ein Auflastfilter auf den Bruchablauf beim hydraulischen Grundbruch?
- Welcher Zusammenhang besteht zwischen der Einbindetiefe t , der Dicke des Auflastfilters d_A und der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} ?
- Welchen Einfluss haben der Auflastfilter und die Lagerungsdichte auf die Bruchkörperform und auf die Größe der rückhaltenden Kräfte?
- Wie sind die existierenden Berechnungsansätze zur Ermittlung der Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs unter Berücksichtigung eines Auflastfilters zu bewerten?

4 Untersuchungen zum hydraulischen Versagen vertikal von unten nach oben durchströmter Bodensäulen

4.1 Experimentelle Untersuchungen

Zur experimentellen Bestimmung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} und der Art des Versagens (Versagensform) in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D und der Dicke des Auflastfilters d_A wurde ein Versuchsboden in einem Versuchszylinder von unten nach oben durchströmt.

Die Versuche wurden im Laboratorium des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau an der Universität der Bundeswehr in München durchgeführt. Die Ziele der experimentellen Untersuchungen zum Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen waren:

- Die Bestimmung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} in Abhängigkeit der Lagerungsdichte und der Dicke des Auflastfilters.
- Die Beschreibung des Versagens- und Bruchablaufs von vertikal durchströmten Bodensäulen in Abhängigkeit der Lagerungsdichte und der Dicke des Auflastfilters.
- Die Bestimmung der Größe der wirkenden rückhaltenden Kräfte, insbesondere der Reibungskräfte.

Die verwendeten Versuchsmaterialien und der Versuchsaufbau sowie die Versuchsdurchführung und die Versuchsergebnisse sind im Folgenden detailliert beschrieben.

4.1.1 Maßstabeffekte bei Modellversuchen

Die an dieser Stelle beschriebenen Maßstabeffekte bei Modellversuchen beziehen sich sowohl auf die im Folgenden dargestellten eindimensionalen Durchströmungsversuche sowie die im Kapitel 5.1 erläuterten Versuche zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter.

Nach *Kremer* [52] bzw. *Franke und Muth* [53] wird zwischen drei verschiedenen Arten von 1g-Modellversuchen unterschieden:

a) Qualitative Modellversuche zur Ermittlung von Bruchmechanismen

Bei dieser Art von Modellversuchen soll der Bruchmechanismus im Modell in gleicher Weise abgebildet werden wie er bei dem Prototypen auftritt. Somit ist dann die Formulierung einer Grenzzustandsgleichung möglich, welche für den Modellversuch und für den Prototypen gültig ist [54]. Bei der Anwendung der Grenzzustandsgleichung muss die Abhängigkeit der Scherparameter vom Spannungsniveau beachtet werden [53].

b) Modellversuche zur Ermittlung von prozentualen Unterschieden verschiedener Systeme

Werden bei Modellversuchen die prozentuellen Unterschiede gemessener Größen (z. B. Verformungen oder Kräfte) in Abhängigkeit von geometrischen Einflussgrößen (hier z. B. verschiedene Einbindetiefen t oder verschiedene Dicken des Auflastfilters d_A) untersucht, sind diese nach *Franke und Muth* [53] unabhängig vom Spannungsniveau bzw. den Maßstabeffekten bei Modellversuchen. Die durch die Variation der Einflussparameter ermittelten prozentuellen Unterschiede lassen sich nach *Kremer* [52] auf den Prototypen übertragen.

c) Modellversuche zur Übertragung der quantitativen Ergebnisse auf einen Prototypen

Um quantitative Versuchsergebnisse auf einen Prototypen übertragen zu können, sind nach *Kremer* [52] folgende Komponenten zu berücksichtigen.

1. Die äquivalente Abbildung konstruktiver Bauelemente.
2. Die Dimensionierung hinsichtlich der äquivalenten Darstellung der Kraftübertragung zwischen Bauelemente (z. B. Anker) und dem Boden.
3. Die maßstäbliche geometrische Abbildung des in der Natur existierenden Bodens.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuche (eindimensionale Durchströmungsversuche und Versuche zum hydraulischen Grundbruch) entsprechen allen drei (a-c) oben genannten Punkten, da die Experimente sowohl der Ermittlung von Bruchmechanismen (a), der Ermittlung von prozentualen Unterschieden (b) sowie der Übertragung von Ergebnissen auf einen Prototypen (c), wie z. B. die Ermittlung der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} oder des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} (nur Punkt 3 ist zutreffend), dienen.

Hinsichtlich der Wasserströmung ist jedoch kein Modellfaktor zu berücksichtigen, da die spezifische Strömungskraft f_s , welche auf den Versuchsboden wirkt, bei homogen eingebautem Boden nach der Potenzialtheorie unabhängig vom Durchlässigkeitsbeiwert k_f des Bodens ist. Die wirkende spezifische Strömungskraft f_s hängt nur vom spezifischen hydraulischen Gradienten i und damit von den hydraulischen Randbedingungen des Strömungsfeldes ab.

Der spezifische hydraulische Gradient i ist das Verhältnis von Längen und daher bei Bauwerken und einem dem Bauwerk geometrisch ähnlichem Versuchsmodell gleich. Die aus

Versuchen ermittelten geometrischen Verhältnisse, wie zum Beispiel die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} zur Einbindetiefe t , sind daher auch für Bauwerke gültig [24].

4.1.2 Eigenschaften der verwendeten Versuchsböden

Als Versuchssand (Basismaterial) wurde ein Fein- bis Mittelsand mit einem Größtkorn von $d_{100} = 1 \text{ mm}$ und einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,26 \text{ mm}$ verwendet. Die Kornverteilungslinie ist in der Abb. 4-1 dargestellt. Mit einem Anteil von rund 28% Feinsand, 68% Mittelsand und 4% Grobsand ist der verwendete Versuchssand nach DIN EN ISO 14688-1:2011-06 [55] als Mittelsand, feinsandig, schwach grobsandig zu bezeichnen. Die Ungleichförmigkeitszahl von $C_U = 1,9$ und die Krümmungszahl von $C_c = 0,8$ lässt des Weiteren nach DIN EN ISO 14688-2:2011-06 [55] auf eine steil verlaufend Körnungslinie schließen.

Der Durchlässigkeitskoeffizient k_f des verwendeten Versuchssandes ergibt sich als Mittelwert aus fünf Versuchen nach DIN 18130-1:1998-05 [56] bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,8$ zu $k_f = 5,83 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$. Zur Bestimmung der Wichte des Versuchssandes unter Auftrieb $\gamma_{B\ddot{u}}$ wurde die Korndichte nach DIN 18124:2011-04 [57] an drei Proben mittels Kapillarpyknometer bestimmt. Der Mittelwert der Korndichte des Versuchssandes beträgt $\rho_{s,B} = 2,722 \text{ g/cm}^3$ und die Kornwichte $\gamma_{s,B} = 26,75 \text{ kN/m}^3$. Der Porenanteil des Versuchssandes bei lockerster Lagerung beträgt nach DIN 18126:1996-11 [58] $n = 0,50$ und bei dichtester Lagerung $n = 0,38$. Die Wichten des Versuchssandes unter Auftrieb $\gamma_{B\ddot{u}}$ in Abhängigkeit der Lagerungsdichte sind in der Tab. 4-1 angegeben.

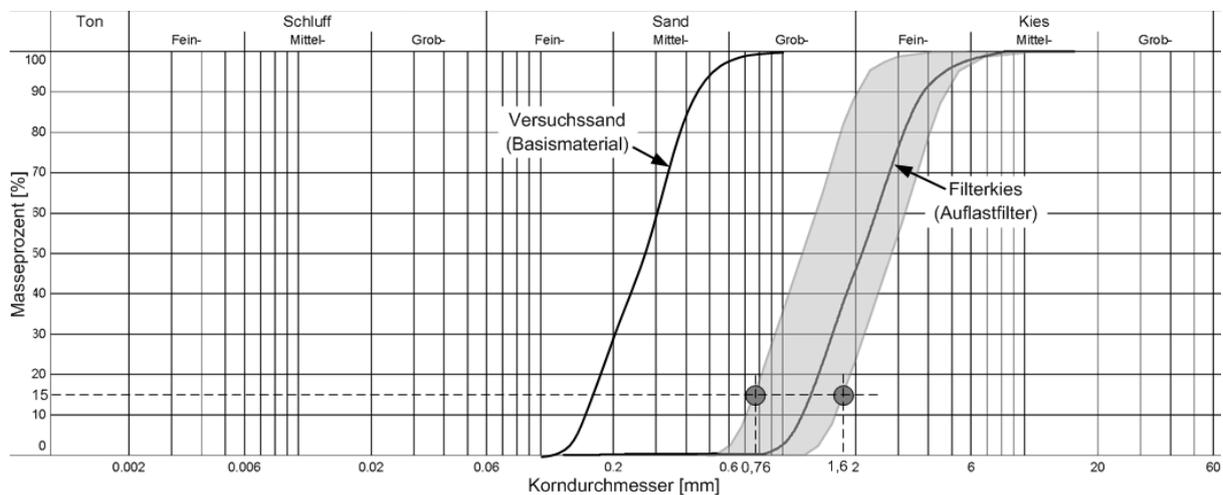


Abb. 4-1: Kornverteilung des Versuchssandes und des Filterkieses

Der luftseitig eingebrachte Auflastfilter muss sowohl mechanisch filterstabil sowie hydraulisch filterwirksam (Filterdurchlässigkeit) gegenüber dem Basismaterial (hier der oben beschriebene Versuchssand) sein. Die mechanische Filterstabilität (Gleichung 4-1) und die hydraulische Filterwirksamkeit (Gleichung 4-2) werden durch die Filterregeln nach *Terzaghi* [4] über die Kornverteilung definiert. Das Filtermaterial muss gegenüber dem Basismaterial folgende zwei Kriterien erfüllen.

- mechanische Filterstabilität:

$$D_{15} < 4 \cdot d_{85} \quad 4-1$$

- hydraulische Filterwirksamkeit:

$$D_{15} > 4 \cdot d_{15} \quad 4-2$$

Dabei ist D_{15} der Korndurchmesser bei 15% Siebdurchgang des Filtermaterials, d_{85} der Korndurchmesser bei 85% Siebdurchgang des Basismaterials und d_{15} der Korndurchmesser bei 15% Siebdurchgang des Basismaterials. Die Grenzdurchmesser für das Filtermaterial ergeben sich aus den beiden Gleichungen zu $D_{15} = 0,76$ mm als Minimalwert und $D_{15} = 1,6$ mm als Maximalwert.

Durch das Parallelverschieben der in Abb. 4-1 dargestellten Kornverteilungslinie des Versuchssandes auf die Punkte $D_{15} = 0,76$ mm und $D_{15} = 1,6$ mm ergibt sich der in Abb. 4-1 grau eingetragener Bereich, in welchem die Kornverteilungslinie des Filtermaterials verlaufen muss.

Die in Abb. 4-1 dargestellte Kornverteilung des Auflastfilters befindet sich innerhalb des grauen Bereichs und erfüllt somit die nach *Terzaghi* für die mechanische Filterstabilität und hydraulische Filterwirksamkeit erforderlichen Kriterien.

Nach der Kornverteilungslinie hat der Filterkies eine Ungleichförmigkeitszahl von $C_U = 1,9$ und einer Krümmungszahl von $C_C = 0,8$. Die Körnungslinie des Filterkieses ist demnach als steil verlaufend zu klassifizieren. Mit einem Anteil von rund 52% Feinkies, 45% Grobsand und 3% Mittelkies ist der Filterkies als Feinkies, stark grobsandig, schwach mittelsandig zu bezeichnen.

Der Durchlässigkeitskoeffizient k_f des Filtermaterials beträgt $9,05 \times 10^{-4}$ m/s. Die Korndichte des Filterkieses ist $\rho_{S,A} = 2,704$ g/cm³, somit ergibt sich die Kornwichte zu $\gamma_{S,A} = 26,53$ kN/m³. Der Porenanteil des Auflastfilters bei lockerster Lagerung beträgt $n = 0,44$ und bei dichtester Lagerung $n = 0,34$. Die Wichten des Filterkieses unter Auftrieb $\gamma_{\dot{A}}$ in Abhängigkeit der Lagerungsdichte sind in der Tab. 4-1 angegeben.

Tab. 4-1: Wichten unter Auftrieb in Abhängigkeit der Lagerungsdichte

Lagerungsdichte D	Porenanteil n	Wichte unter Auftrieb γ_B' bzw. γ_A'
Versuchssand		
0,2	0,48	9,03
0,5	0,44	9,69
0,8	0,40	10,34
Filterkies		
0,2	0,42	9,59
0,5	0,39	10,08
0,8	0,36	10,25

Wie im Kapitel 4.1.1 erläutert, muss für eine quantitative Übertragung der Ergebnisse aus Modellversuchen auf ein Bauwerk der Boden maßstäblich abgebildet werden. Dies ist aber nicht möglich. Es treten daher Modelleffekte auf, die die quantitativen Zusammenhänge

zwischen Modell und Prototyp stören [52]. Folgende Modelleffekte müssen daher nach *Kremer* [52] berücksichtigt werden:

- Die Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ' vom Spannungsniveau.
- Die Abhängigkeit des Dilatanzwinkels von der Lagerungsdichte D und Spannungsniveau.
- Der progressive Bruch.
- Die Abhängigkeit des Verformungsmoduls E_V vom Spannungsniveau.

Für die hier durchgeführten Untersuchungen ist der Verformungsmodul E_V und die Auswirkungen des progressiven Bruchs nicht relevant. Auf die Scherfestigkeit, insbesondere auf dessen Abhängigkeit von der Lagerungsdichte D und vom Spannungsniveau des Versuchsbodens wird im Folgenden eingegangen.

Der Grenzzustand der Scherfestigkeit τ_f von nichtbindigen Böden lässt sich allgemein durch die Normalspannung σ' und die Scherparameter n und m beschreiben (Gleichung 4-3).

$$\tau_f = \sigma' \cdot (\tan \varphi')^m \quad 4-3$$

In der Gleichung 4-3 ist m der Abstand der Scherlinie von der Abszisse und n gibt das Krümmungsmaß der Scherlinie an [59]. Mit dieser Funktion lassen sich sowohl gekrümmte als auch gerade Scherlinien darstellen.

Die Krümmung der Scherlinie (Abb. 4-2) hängt unter anderem von der Lagerungsdichte D des Bodens ab. Nach *Teferra* [59] weisen dicht gelagerte Sande im Allgemeinen eine größere Krümmung auf als diejenigen mit einer mitteldichten Lagerungsdichte. Bei locker gelagerten Sanden ist die Scherlinie entweder leicht gekrümmt oder gerade.

Dies bedeutet, dass sich bei dicht und mitteldicht gelagerten Sanden der effektive Reibungswinkel φ' mit der Normalspannung nicht linear verändert. Wobei sich bei geringen Normalspannungen σ'_N die höchsten effektiven Reibungswinkel φ' ergeben (Abb. 4-2).

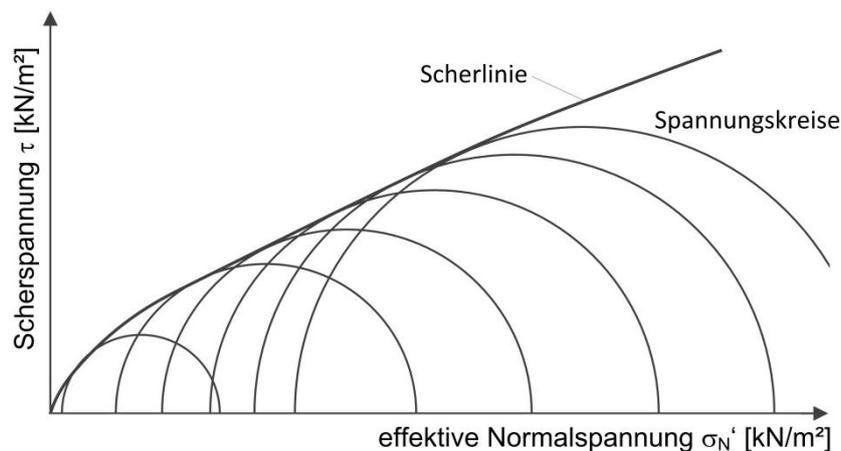


Abb. 4-2: Gekrümmte Scherlinie für nichtbindige Böden

In der Baupraxis wird allgemein von einer geraden Scherlinie (Abb. 4-3) ausgegangen, da die Krümmung der Scherlinie bei höheren Spannungsniveaus auch bei mitteldicht und dicht

gelagerten Sanden gering ist und daher vernachlässigt werden kann. Die gerade Scherlinie für nichtbindige Böden wird mittels des Mohr-Coulomb'schen Schergesetzes beschrieben (Gleichung 4-4). Die Gleichung 4-4 stellt den Sonderfall der Gleichung 4-3 für $n = 1$ und $m = \tan\varphi$ dar [60].

$$\tau = \sigma'_N \cdot \tan\varphi \quad 4-4$$

Die gerade Scherlinie nach Mohr-Coulomb ist in der Abb. 4-3 dargestellt.

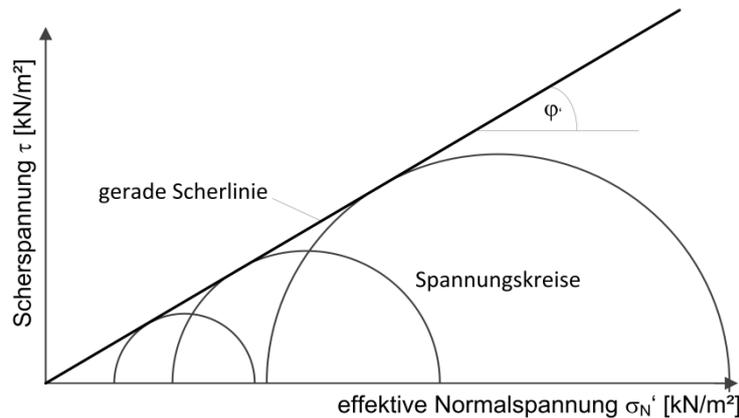


Abb. 4-3: Gerade Scherlinie nach Mohr-Coulomb für nichtbindige Böden

Der effektive Reibungswinkel φ von einem bestimmten Boden ist aber in der Wirklichkeit eben kein konstanter Wert, sondern hängt von der Lagerungsdichte D des Bodens und vom Spannungsniveau ab. Die Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ von diesen beiden Parametern wurde bereits von zahlreichen Autoren, darunter Pulsfort [60], Hettler [61], Rainer und Fellin [62] und Gutberlet [63], beschrieben.

Nach Hettler [61] lässt sich die Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ vom Spannungsniveau als grobe Näherung nach Gleichung 4-5 ermitteln.

$$\tan\varphi' = \left(\frac{\sigma_{N,0}}{\sigma_N} \right)^\varepsilon \cdot \tan\varphi_0' \quad 4-5$$

Dabei ist zusätzlich zu den bereits erläuterten Zeichen $\sigma_{N,0}$ die effektiven Referenz-Normalspannung, φ_0' der Referenz-Reibungswinkel und ε ein Exponent, welcher von der Lagerungsdichte D abhängig ist.

Die Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ vom Spannungsniveau begründet sich nach Walz [64] durch den Widerstand der Körner beim Herausheben aus dem dichten Kornverband. Der Widerstand gegen das Herausheben wird auch Strukturwiderstand oder Verzahnungswiderstand genannt. Bei sehr geringen effektiven Normalspannungen σ'_N müssen die Körner tatsächlich übereinander gehoben werden, der Anteil des Strukturwiderstandes ist daher sehr groß, der der Reibung hingegen klein. Bei hohen effektiven Normalspannungen σ'_N werden die Körner nicht übereinander gehoben, sondern eher nach unten verdrängt, der Einfluss des Strukturwiderstandes nimmt ab. Durch das zunehmende

Verdrängen der Körner wird auch der Dilatanzwinkel mit zunehmenden effektiven Normalspannungen σ_N geringer.

Die Bestimmung des effektiven Reibungswinkel φ der Versuchsböden, in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D und des Spannungsniveaus, erfolgte im Laboratorium mittels direktem Scherversuch. Jedoch lässt sich der effektive Reibungswinkel φ mittels des direkten Scherversuchs nicht für beliebig kleine Spannungsniveaus bestimmen. Die beim Schergerät des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr minimal mögliche effektive Normalspannung beträgt $\sigma_N = 15 \text{ kN/m}^2$. Jedoch können schon bei einer effektiven Normalspannung $\sigma_N = 15 \text{ kN/m}^2$ Geräteinflüsse nicht ausgeschlossen werden.

Aufgrund des geringen Maßstabs der Modellversuche (siehe Kapitel 4.1.3 bzw. 5.1.2) wirken nur sehr geringe effektive Normalspannungen zwischen $\sigma_N = 0,0 \text{ bis } 3,0 \text{ kN/m}^2$ im Versagensbereich des Versuchsbodens. Die Bestimmung des effektiven Reibungswinkels φ in diesem geringen Spannungsniveau ist mittels der direkten Scherversuche nicht möglich.

In der Abb. 4-4 bzw. in der Abb. 4-5 sind die Ergebnisse der direkten Scherversuche für den Versuchssand bzw. den Filterkies in Abhängigkeit der Normalspannung σ_N und der Lagerungsdichte D dargestellt.

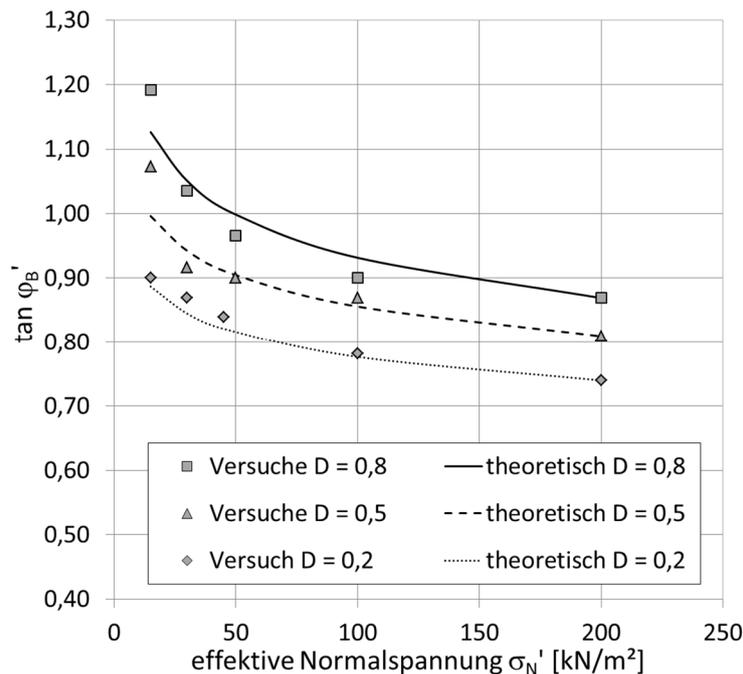


Abb. 4-4: Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ des Versuchssandes vom Spannungsniveau und der Lagerungsdichte D

Aus den beiden Abbildungen ist die Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ von der Lagerungsdichte D und der Normalspannung σ_N eindeutig erkennbar.

Die effektiven Reibungswinkel φ der Versuchsböden für die kleinen Spannungsniveaus, welche im relevanten Bereich bei den Modellversuchen wirken, werden mittels der Gleichung 4-5 bestimmt. Als Referenz-Normalspannung wurde der effektive Reibungswinkel bei $\sigma_N = 200 \text{ kN/m}^2$ aus den Abb. 4-4 und Abb. 4-5 herangezogen. Die mittels Variation

bestimmten Exponenten ε sind in Tab. 4-2 dargestellt. Die ermittelten Werte stimmen gut mit den Werten in *Hettler* [61] überein.

Für eine effektive Normalspannung von $\sigma_{N\div} = 1,0 \text{ kN/m}^2$, welche im Mittel in den relevanten Bereich bei den Modellversuchen wirkt, ergeben sich nach der Gleichung 4-5 für verschiedene Lagerungsdichten D die in Tab. 4-3 angegebenen effektiven Reibungswinkel $\varphi\div$ für den Versuchssand und den Filterkies.

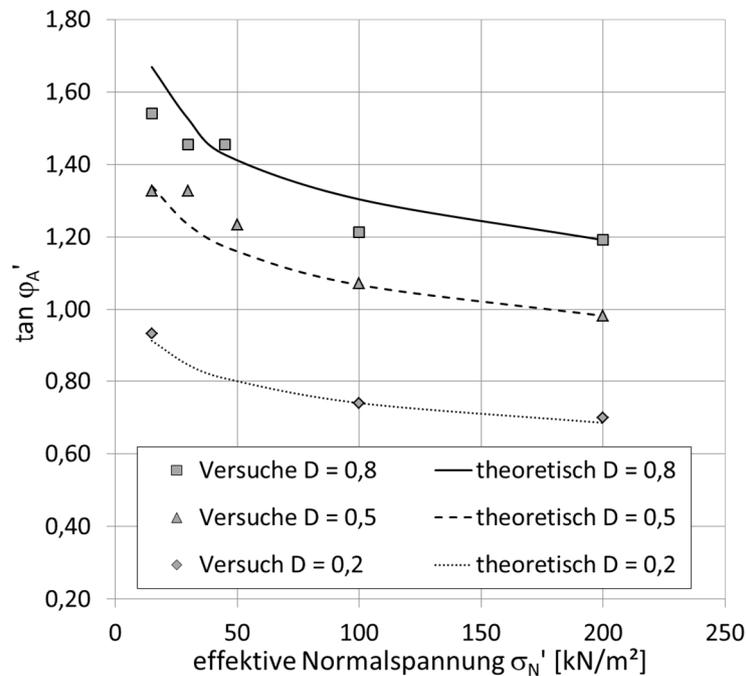


Abb. 4-5: Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels $\varphi\div$ des Filterkieses vom Spannungsniveau und der Lagerungsdichte D

Die effektiven Reibungswinkel des Versuchssandes $\varphi_B\div$ als auch des Filtermaterials $\varphi_A\div$ erscheinen sehr hoch, sind jedoch auf die großen Strukturwiderstände zurückzuführen.

Tab. 4-2: Exponent ε

Lagerungsdichte D	Exponent ε	
	Versuchssand	Filterkies
0,2	0,07	0,11
0,5	0,08	0,12
0,8	0,10	0,13

Walz [64] überprüfte die Gleichung 4-5 anhand von Rückrechnungen aus \S Erddruckversuchen \S mit \S Karlsruher Versuchssand \S . Dabei wurde der Reibungswinkel nach Gleichung 4-5 für eine Normalspannung von $\sigma_N = 5 \text{ kN/m}^2$, einer Referenz-Normalspannung von $\sigma_{N,0} = 200 \text{ kN/m}^2$, einem Referenz-Reibungswinkel von $\tan \varphi = 1,03$ und einem Exponenten von $\varepsilon = 0,13$ mit $\varphi \approx 59^\circ$ berechnet. Aus der \S Rückrechnung \S aus den \S Erddruckversuchen \S ergab sich nach *Walz* [64] ein Reibungswinkel für dasselbe Spannungsniveau von $\varphi \approx 57^\circ$. Die Übereinstimmung ist demnach relativ gut, wonach im

Folgenden davon ausgegangen wird, dass die nach Gleichung 4-5 errechneten effektiven Reibungswinkel φ' für die Auswertung der Versuche ausreichend genau sind.

Tab. 4-3: Effektiver Reibungswinkel φ' bei einer effektiven Normalspannung von $\sigma_N = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Lagerungsdichte D	Normalspannung σ_N	effektiver Reibungswinkel φ_B' bzw. φ_A'	
		Versuchssand (Basismaterial)	Filterkies (Auflastfilter)
0,2	0,1	46,9	50,1
0,5		50,9	61,7
0,8		54,5	67,1

Zur Bestimmung des Wandreibungswinkels δ zwischen Plexiglas und Versuchsboden, wurden zusätzlich direkte Scherversuche durchgeführt, bei welchen die obere Hälfte des Schergeräts mit einer Plexiglasplatte ausgefüllt war (Abb. 4-6).

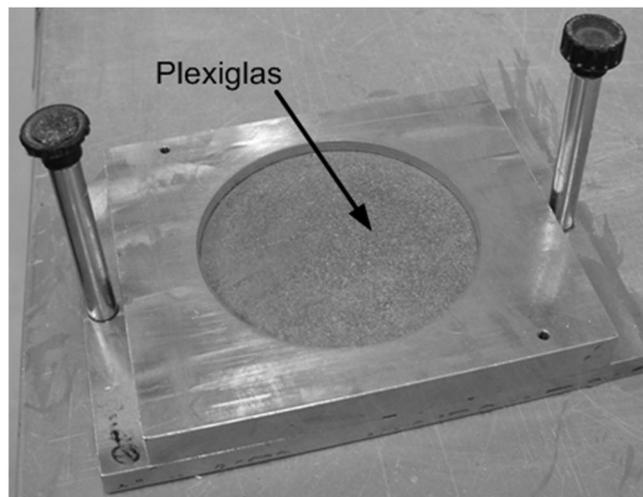


Abb. 4-6: Eingebaute Plexiglasplatte

Der Versuchsboden wurde in die untere Hälfte mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,8$ eingebaut. Dabei ergaben die direkten Scherversuche, dass im Mittel der Wandreibungswinkel ca. $\delta_B = \frac{1}{2} \varphi_B'$ bzw. $\delta_A = \frac{1}{2} \varphi_A'$ entspricht.

4.1.3 Aufbau und Konstruktion des Versuchsstandes

Der Versuchsstand besteht aus zwei Teilen, dem durchströmten Versuchszylinder (Abb. 4-8, a) und der höhenverstellbaren Wasserversorgung (Abb. 4-8, b). Beide Teile sind mittels eines Schlauches miteinander verbunden. Der Versuchszylinder besteht aus Plexiglas und hat einen Innendurchmesser von 19 cm und eine Höhe von 60 cm. Gelagert ist der Zylinder auf einer Plexiglasplatte mit vier höhenverstellbaren Edelstahlfüßen. Die Plexiglasplatte hat im Inneren einen trichterförmigen Einlass, welcher den Anschluss an die Wasserversorgung darstellt. Die Trichterform des Einlaufs soll eine gleichmäßige Verteilung des Wassers im Zylinder ermöglichen. Oberhalb des Verteilungsfilters, welcher mit einer Höhe von 10 cm eingebaut wurde und eine gleichmäßige Verteilung des durchströmenden Wassers über den

Zylinderquerschnitt gewährleisten soll, wurden das Basismaterial und der Auflastfilter schichtweise in den Versuchszylinder eingebracht. Der Verteilungsfiler lagerte dabei auf einer Lochplatte (Abb. 4-7).

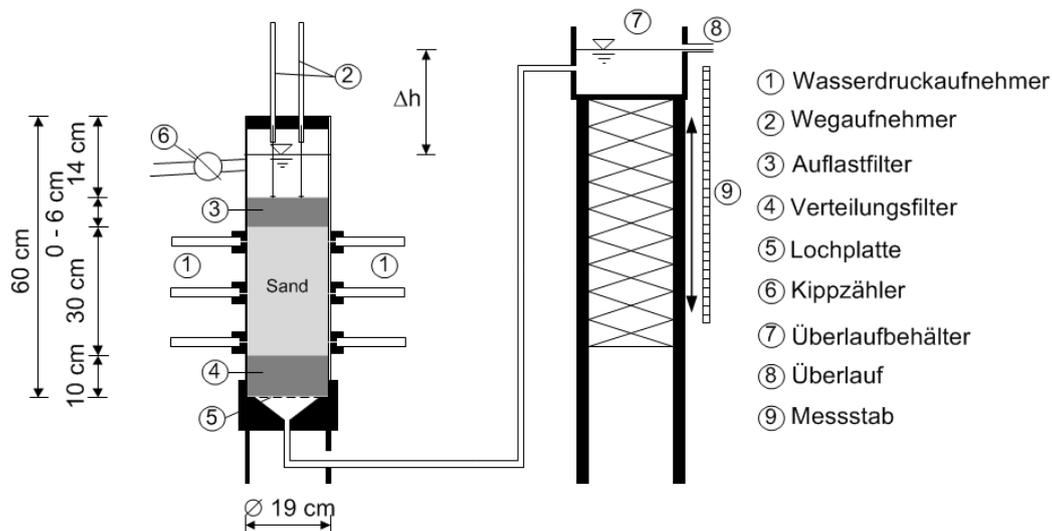


Abb. 4-7: Aufbau des Versuchszustandes für die eindimensionalen Durchströmungsversuche

In *Wilhelm* [43] und *Fellin et al.* [65] wurde der Einfluss des Innendurchmessers des Versuchszylinders bei eindimensionalen Durchströmungsversuchen auf die Versuchsergebnisse untersucht. Dabei konnte keine Beeinflussung festgestellt werden. Es wurde daher auf eine weitere Untersuchung des Einflusses des Innendurchmessers verzichtet.

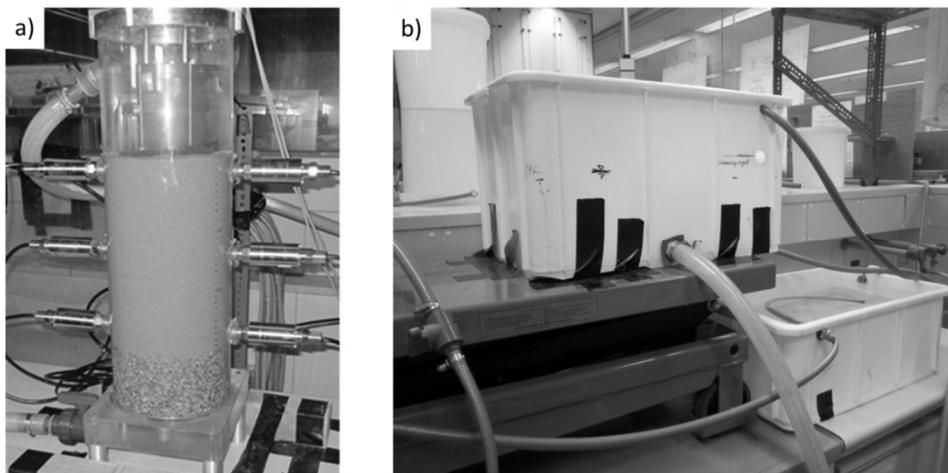


Abb. 4-8: a) Versuchszylinder, b) höhenverstellbare Wasserversorgung

Der Versuchszylinder ist über einen Schlauch mit einem Durchmesser von 3 cm mit dem Überlaufbehälter der Wasserversorgung verbunden. Der Behälter steht auf einem Hubwagen, welcher eine stufenlose Erhöhung der Potentialdifferenz Δh ermöglicht (Abb. 4-7). Die eingestellte Potentialdifferenz Δh kann über einen Messstab, welcher am Hubwagen montiert ist, abgelesen werden. Aufgrund des Überlaufs am Wasserbehälter steht das Wasser im Behälter konstant auf gleicher Höhe und somit ist eine exakte Bestimmung der Potentialdifferenz Δh möglich.

4.1.4 Messtechnik

Mit folgender Messtechnik wurde bei den eindimensionalen Durchströmungsversuchen der Bruchvorgang beobachtet bzw. der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} bestimmt:

- É 6 Wasserdruckaufnehmer
- É 2 Wegaufnehmer
- É Foto- und Videokamera

Im Bereich des Basismaterials sind sechs Halterungen für Wasserdruckaufnehmer angeordnet, wobei jeweils zwei der Öffnungen auf derselben Höhe platziert sind. Die Halterungen haben zusätzliche Öffnungen um die Wasserdruckaufnehmer nach dem Einbau des Versuchsmaterials entlüften zu können. (Abb. 4-9).

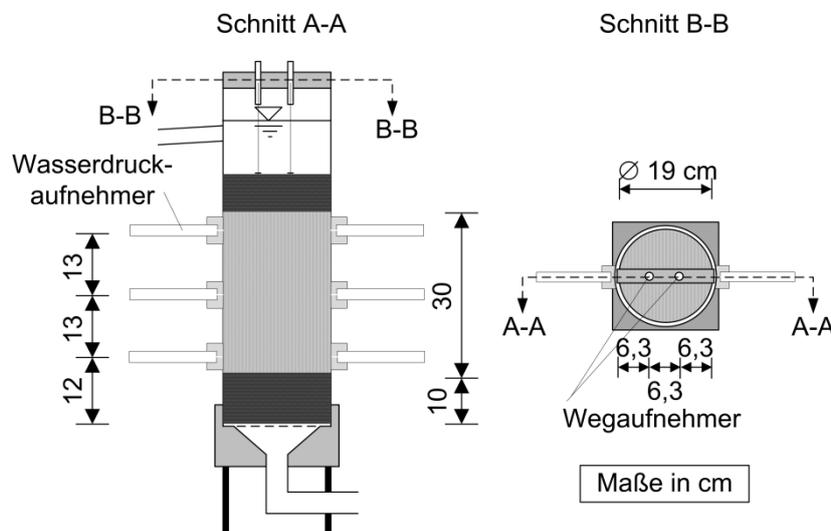


Abb. 4-9: Wasserdruck- und Wegaufnehmer am Versuchszylinder

Mittels der Wasserdruckaufnehmer wird der Wasserdruck im Versuchssand über die gesamten Einbauhöhe gemessen. Die dabei gemessenen Werte geben Aufschluss über die Änderung des Wasserdrucks während der Potentialsteigerung und ermöglichen damit einerseits den direkten Vergleich zwischen den gemessenen Werten und den Werten, die nach der Potentialtheorie wirken sollten. Somit können z. B. Aussagen über mögliche Druckverluste in den Leitungen, im Verteilungsfiler oder auch durch die Lochplatte getroffen werden. Des Weiteren sind plötzliche Sprünge in den Drucklinien ein Indiz für Umlagerungen bzw. Auflockerungen im Bereich der Aufnehmer. Somit können durch die Wasserdruckaufnehmer schon geringfügige Auflockerungen bzw. Umlagerung erkannt und einer bestimmten Potentialdifferenz Δh zugeordnet werden. Es wurden Wasserdruckaufnehmer der Firma GEMS SENSORS des Typs 5000 R mit einem Messbereich von 0 bis 200 mbar verwendet.

Um die vertikalen Verschiebungen des Basismaterials bzw. des Auflastfilters an der Oberfläche aufzuzeichnen, wurden zwei Wegaufnehmer angeordnet. Die Wegaufnehmer wurden jeweils im Drittelpunkt des Zylinderdurchmessers platziert. Es wurden Wegaufnehmer der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) des Typs W 200

verwendet. Die genaue Anordnung der Wegaufnehmer kann der Abb. 4-9 entnommen werden.

Des Weiteren wurde während der Versuche im Abstand von 60 Sekunden das Versuchsmaterial mittels einer auf einem Stativ fixierten digitalen Spiegelreflexkamera (Modell Nokia D90) fotografiert. Alle Versuche wurden zusätzlich mit einer digitalen Videokamera (Modell Panasonic HDC-HS300) aufgezeichnet.

4.1.5 Einbau des Versuchsbodens und Versuchsablauf

Zuerst wurde die 10 cm hohe Verteilungsschicht in den Versuchszylinder eingebracht. Dazu wurden bei den Versuchen mit Versuchssand als Basismaterial 4900,0 g Filterkies verdichtet in den Versuchszylinder eingebaut. Es wurde darauf geachtet, dass die Oberfläche der Verteilungsfilters glatt war und genau bei einer Höhe von 10 cm abschloss, da sie als Planum für das Basismaterial diente.

Das Basismaterial wurde bei allen Versuchen mit Sand lageweise in ein Zentimeter dicken Schichten, unter Wasser, mit den vorgegebenen Lagerungsdichten von $D = 0,2; 0,5$ und $0,8$ eingebracht. Die Einbauhöhe betrug bei allen Versuchen $l = 30$ cm.

Vor dem Einbau wurde die benötigte Trockenmasse m_d des Versuchssandes pro ein Zentimeter dicker Schicht ermittelt. Je Schicht wurde dann die für eine bestimmte Lagerungsdichte D erforderliche Trockenmasse in den Versuchszylinder über einen Trichter eingerieselt und dann mit einem Stampfer verdichtet. Die Einbauhöhe wurde mittels Markierungen, welche an den Seitenrändern des Versuchszylinders angebracht sind, kontrolliert. Somit war ein weitestgehend homogener Einbau des Versuchssandes mit einer bestimmten Lagerungsdichte D gewährleistet.

Beim Einbau des Versuchssandes mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,2$ wurde versucht, den Sand durch Einrieseln möglichst locker in den Versuchszylinder einzubringen. Dabei konnte nicht immer eine exakte Lagerungsdichte von $D = 0,2$ erreicht werden. In der Tab. 4-4 sind die tatsächlich erreichten Lagerungsdichten D der Versuche mit lockerer Lagerungsdichte angegeben.

Der Auflastfilter wurde bei den Versuchen mit Sand als Basismaterial ebenfalls in ein Zentimeter dicken Schichten unter Wasser mit den vorgegebenen Lagerungsdichten von $D \approx 0,2; 0,5$ und $0,8$ eingebaut. Dabei hatte der Auflastfilter jeweils dieselbe Lagerungsdichte D wie der Versuchssand.

Vor dem Versuchsstart befand sich der Wasserstand im Versuchszylinder auf derselben Höhe wie im Wasserbehälter. Es gab daher vor Versuchsbeginn keine Wasserströmung durch den Zylinder und demzufolge wirkten auch keine Strömungskräfte f_s auf den Versuchssand. Um einen direkten Vergleich zwischen den gemessenen Werten und eine genaue Zuordnung der Messwerte zu den einzelnen Potentialstufen zu ermöglichen, wurden alle Messeinrichtungen beim Versuchsstart gleichzeitig aktiviert. Zusätzlich wurde der Zeitpunkt des Versuchsstarts genau im Versuchsprotokoll festgehalten. Daraufhin wurde die Potentialdifferenz stufenweise um anfänglich 5 cm erhöht. Näherte sich die Potentialdifferenz Δh der theoretisch berechneten

kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} an, wurde die Potentialdifferenz um 1 cm bzw. kurz vor dem Versagen nur noch um 0,5 cm pro Potentialstufe erhöht. Die Erhöhung der Potentialdifferenz Δh erfolgte durch das Anheben des Überlaufbehälters mittels Hubwagen. Der Zeitpunkt jeder Potentialsteigerung wurde ebenfalls protokolliert.

Die Dauer einer Potentialstufe wurde individuell festgelegt. Dazu wurden in erster Linie die Messdaten der Druckaufnehmer verwendet. Flachten die Druckkurven nach einer Potentialsteigerung wieder ab, konnte davon ausgegangen werden, dass der gesamte Wasserdruck der Potentialsteigerung bereits auf die Kornstruktur des Basismaterials wirkt (siehe Abb. 5-8). Auch die Wegaufnehmer wurden zur Steuerung der Dauer einer Potentialstufe genutzt. Konnten in einer Potentialstufe keine weiteren vertikalen Verschiebungen mehr beobachtet werden, wurde die Potentialdifferenz Δh auf die nächste Potentialstufe angehoben. Die Potentialdifferenz Δh wurde solange erhöht, bis es zum Versagen des Basismaterials kam.

4.1.6 Versuchsergebnisse

In der Tab. 4-4 sind die Parameter der einzelnen Versuche sowie die erreichten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} bzw. die gemessenen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} angegeben.

Tab. 4-4: Ergebnisse der eindimensionalen Durchströmungsversuche

l [cm]	D	d _F [cm]	Δh_{krit} [cm]	i_{krit}	Versagensform
30	0,256	0	27,5	0,92	A
30	0,328	1	28,5	0,95	B
30	0,227	2	30,0	1,00	B
30	0,160	3	32,0	1,07	C
30	0,160	4	34,0	1,13	D
30	0,195	5	38,0	1,27	D
30	0,160	6	40,0	1,33	D
30	0,500	0	31,0	1,03	B
30	0,500	1	34,0	1,13	D
30	0,500	2	36,5	1,22	D
30	0,500	3	41,0	1,37	D
30	0,500	4	44,5	1,48	D
30	0,500	5	48,0	1,60	D
30	0,500	6	53,5	1,78	D
30	0,800	0	33,5	1,12	B
30	0,800	1	35,5	1,18	D
30	0,800	2	38,0	1,27	D
30	0,800	3	42,0	1,40	D
30	0,800	4	45,5	1,52	D
30	0,800	5	55,0	1,83	D
30	0,800	6	66,5	2,22	D

Weiterhin sind die Versagensformen der Versuche, welche im Kapitel 4.1.6.2 ausführlich beschrieben sind, in der Tab. 4-4 vermerkt.

Im Folgenden wird jener spezifische hydraulische Gradient i als kritischer spezifischer hydraulische Gradient i_{krit} bezeichnet, bei welchem es entweder zur Bildung eines durchgängigen Kanals gekommen ist oder der Sand sich verflüssigte bzw. angehoben wurde.

Zur Bestimmung des Einflusses der Einbauhöhe l auf den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} wurden zusätzlich noch zwei Versuche ohne Auflastfilter ($d_A = 0$ cm) und einer Lagerungsdichte von $D = 0,8$ durchgeführt, wobei die Einbauhöhe beim ersten Versuch $l = 10$ cm und beim zweiten Versuch $l = 20$ cm betrug. Es konnte kein Einfluss der Einbauhöhe l auf den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} festgestellt werden.

4.1.6.1 Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient

Das Diagramm in der Abb. 4-10 zeigt die bei den Versuchen gemessenen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} in Abhängigkeit des dimensionslosen Verhältnisses von d_A/l und der Lagerungsdichte D . Aus der Abb. 4-10 ist die Abhängigkeit des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} von der Lagerungsdichte D und der Dicke des Auflastfilters d_A bei konstanter durchströmter Länge l eindeutig erkennbar.

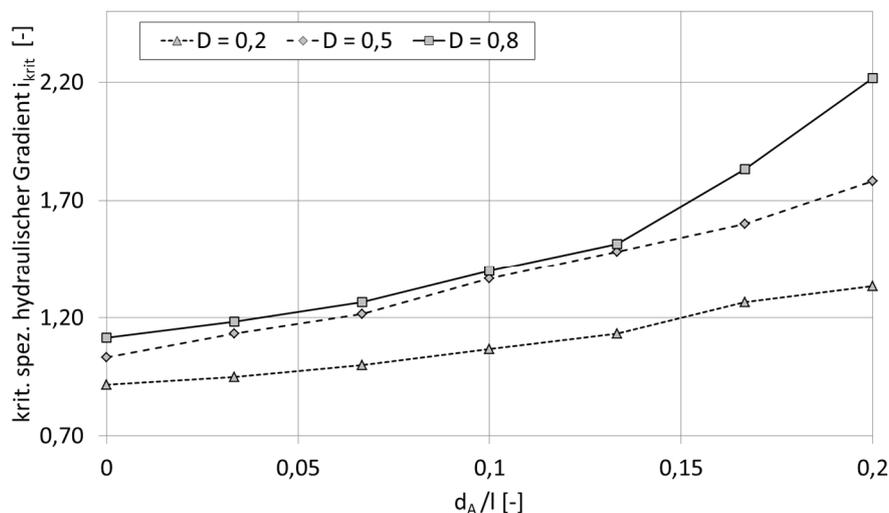


Abb. 4-10: Kritische hydraulische Gradienten i_{krit} in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte D und dem Verhältnis von d_A/l

Es zeigt sich, dass mit dem Verhältnis von d_A/l der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} stark ansteigt, wobei die Größe des Anstiegs von der Lagerungsdichte D abhängig ist. Auch lassen sich mit hohen Lagerungsdichten D größere kritische spezifische hydraulische Gradienten i_{krit} erreichen als mit geringeren Lagerungsdichten. Dies liegt zum einen an der höheren Wichte des Bodens und des Auflastfilter unter Auftrieb bei dichter Lagerungsdichte und zum anderen an den größeren Reibungskräften, welche im Versuchsboden und zwischen Versuchsboden und Versuchszylinder wirken. Die Größe der wirkenden Reibungskräfte R ist im Kapitel 4.3 detailliert erläutert.

4.1.6.2 Beschreibung des Versagensablaufs und Bestimmung der Auflockerungen

Folgende Versagensformen (A bis E) konnten, in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D und der Dicke des Auflastfilters d_A bei den eindimensionalen Durchströmungsversuchen, beobachtet werden. Die Zuordnung der Versagensformen zu den einzelnen Versuchen kann der Tab. 4-4 entnommen werden. Weiterhin sind die Versagensabläufe in der Abb. 4-11 dargestellt.

- A Das Versagen kündigte sich zuerst durch die Bildung von kleinen Kanälen im gesamten Basismaterial an. Bei einer weiteren geringen Steigerung der Potentialdifferenz Δh vergrößerten sich diese Kanäle, bis es an einer lokalen Stelle durch eine Kanalbildung zum generellen Versagen kam.
- B Der Versuch versagte ohne Ankündigung an einer lokalen Stelle durch die Bildung eines Kanals. Dabei wurde, sofern vorhanden, auch der Auflastfilter durchbrochen.
- C Der Versuchssand begann sich am unteren Ende, im Bereich des Verteilungsfilters, zu verflüssigen (anfänglich Bildung von kleinen Kanälen). Vom unteren Ende der Sandsäule aus breitete sich der verflüssigte Bereich bis in eine gewisse Höhe aus. Das restliche Basismaterial ist mit dem Auflastfilter aufgeschwommen, bis der Auflastfilter an einer lokalen Stelle durchbrochen wurde.
- D Der Versuchssand begann sich am unteren Ende, im Bereich des Verteilungsfilters, zu verflüssigen. Vom unteren Ende der Sandsäule aus breitete sich der verflüssigte Bereich bis in eine gewisse Höhe aus. An dieser Stelle entstand ein Riss und der obere Bereich der Sandsäule wurde mit dem Auflastfilter angehoben.

Das beobachtete Versagen in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D und der Dicke des Auflastfilters d_A stimmt mit den Beobachtungen von *Tanaka und Toyokuni* [21] überein. Siehe dazu auch Kapitel 3.1.1.2.

Zusätzlich zum Versagensablauf ist auch die Größe und Art der Auflockerung des Basismaterials in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D und der Dicke des Auflastfilters d_A von Bedeutung.

Die Abb. 4-12 zeigt die Versuche ohne Auflastfilter mit unterschiedlichen Lagerungsdichten D bei Versuchsstart und während des Versagens bei maximaler Auflockerung. Dabei ist zu erkennen, wie auch bereits andere Wissenschaftler festgestellt haben (siehe Kapitel 3.1.1), dass es mit dem Versagen zu einer Volumenvergrößerung und damit zu einer Auflockerung des Basismaterials kommt. Das Basismaterial geht dabei in die lockerste Lagerung über.

Je nach Ausgangslagerungsdichte konnte eine δ Dehnung des Versuchssandes zwischen $\Delta l = 1$ cm bei einer Ausgangslagerungsdichte von $D = 0,2$ und einer δ Dehnung von $\Delta l = 6$ cm bei einer Ausgangslagerungsdichte von $D = 0,8$ festgestellt werden. Diese Längenänderungen entsprechen der notwendigen Volumenzunahme, um von der Ausgangslagerungsdichte zur lockersten Lagerungsdichte überzugehen.

4 Untersuchungen zum hydraulischen Versagen vertikal von unten nach oben durchströmter Bodensäulen

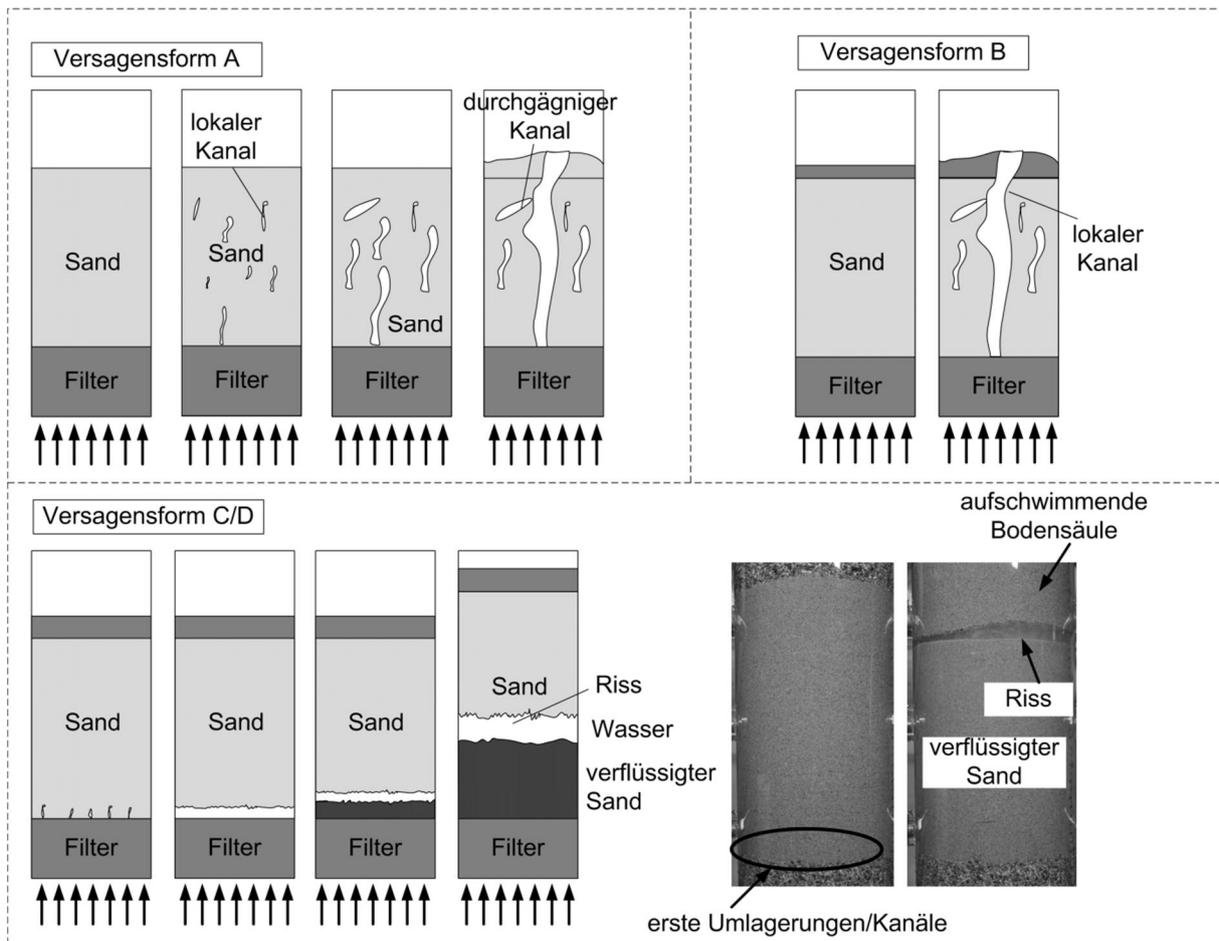


Abb. 4-11: Darstellung der Versagensformen

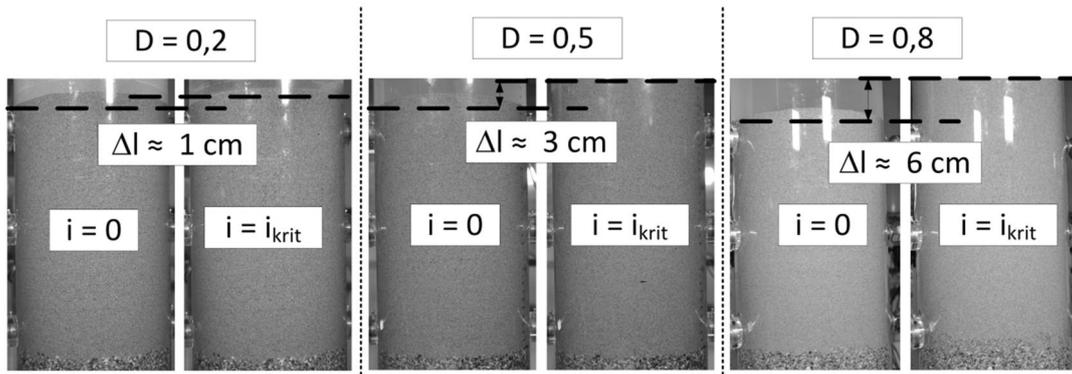


Abb. 4-12: Auflockerung des Basismaterials in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D ohne Auflastfilter

Auflockerungen wurden, ausgenommen beim Versuch ohne Auflastfilter ($d_A = 0 \text{ cm}$) und mit lockerer Lagerungsdichte ($D = 0,2$), erst mit dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} festgestellt. Dies lässt sich auch am Verlauf des gemessenen Wasserdrucks erkennen. Die Abb. 4-13 zeigt den in der Mitte des Versuchssandes gemessenen Wasserdruck (Aufnehmer 1 und 2) über die gesamte Versuchsdauer für den Versuch ohne Auflastfilter und mit lockerer Lagerung. Bereits drei Potentialsteigerungen vor dem Versagen konnte ein Druckabfall gemessen werden, was darauf schließen lässt, dass es

schon vor dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} zu Auflockerungen im Versuchssand gekommen ist. Die Differenz zwischen den von den beiden Aufnehmer gemessenen Wasserdruck resultiert zum einen aus geringen Inhomogenitäten im Versuchssand und zum anderen aus der etwas unterschiedlichen Kalibrierung der beiden Wasserdrucksensoren.

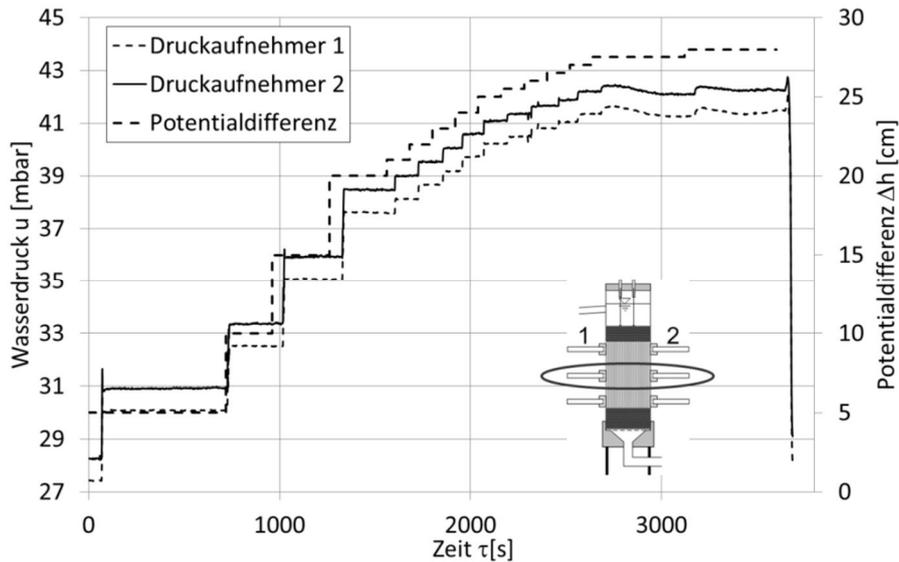


Abb. 4-13: Druckverlauf in der Mitte der durchströmten Länge l bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,2$ und $d_A = 0\text{cm}$

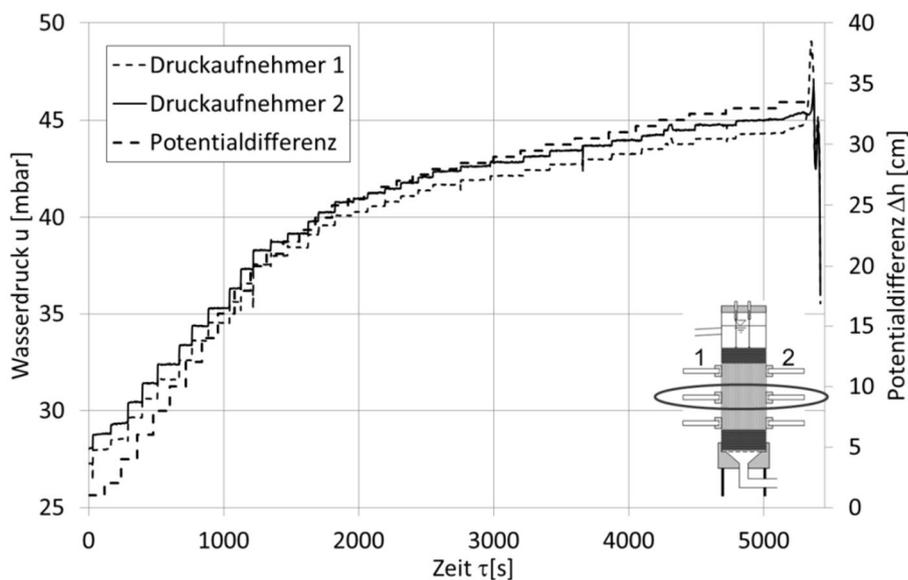


Abb. 4-14: Druckverlauf in der Mitte der durchströmten Länge l bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,8$ und $d_A = 0\text{cm}$

Bei den Versuchen mit einer mitteldichten ($D = 0,5$) und dichten ($D = 0,8$) Lagerung des Versuchsbodens und ohne Auflastfilter konnten vor dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} nur geringe Unregelmäßigkeiten im Druckverlauf festgestellt werden (Abb. 4-14). Bei den Versuchen mit mitteldichter und dichter Lagerung des

Versuchsbodens kam es daher vor dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} zu keinen wesentlichen Auflockerungen im Basismaterial.

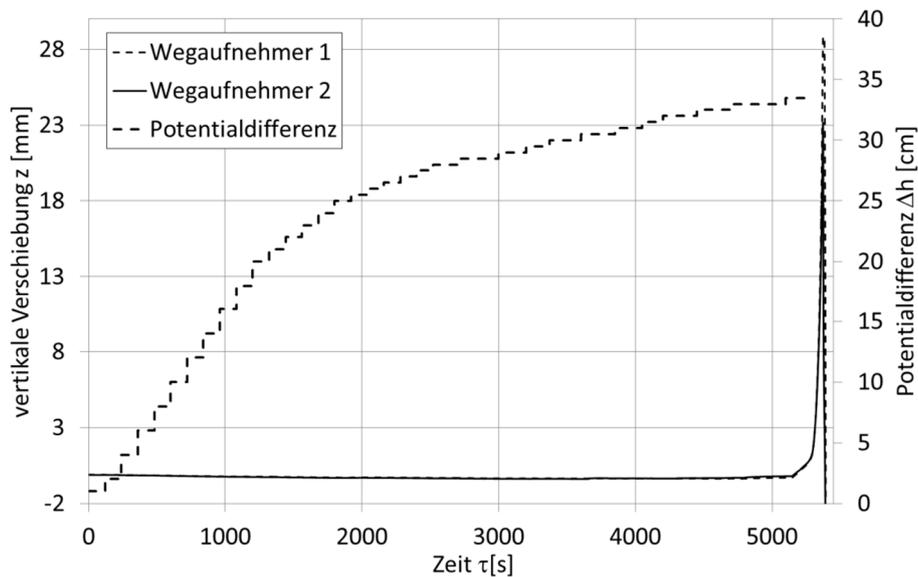


Abb. 4-15: Vertikale Verschiebung z der Sandoberfläche bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,8$ und $d_A = 0\text{cm}$

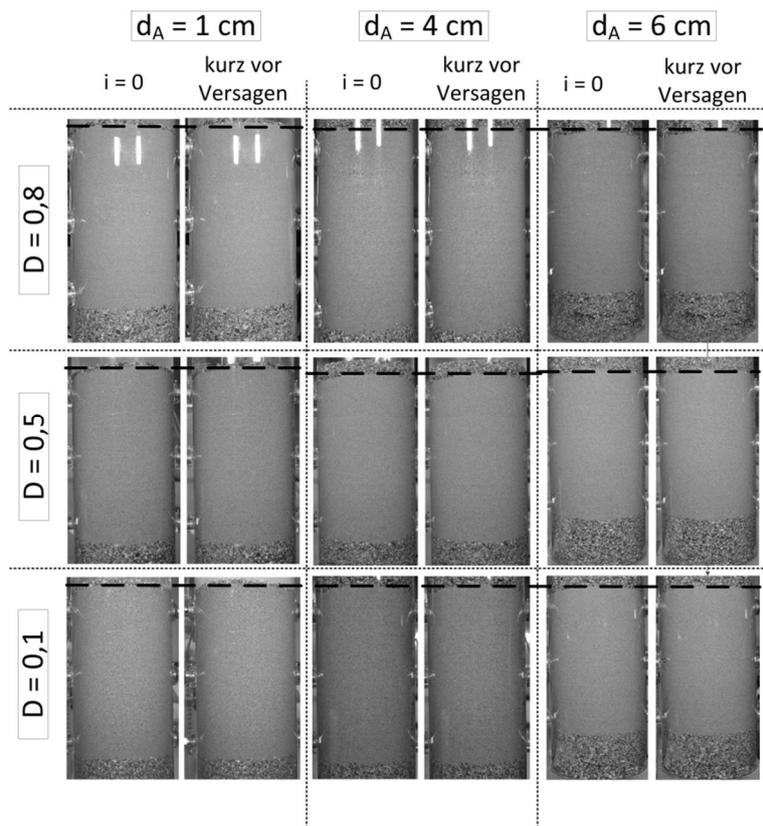


Abb. 4-16: Auflockerung des Basismaterials in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D und der Dicke des Auflastfilters d_A

Dies bestätigen auch die mittels der Wegaufnehmer gemessenen vertikalen Verschiebungen der Sandoberfläche (Abb. 4-15). Eine Hebung der Sandoberfläche wurde erst mit Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} gemessen.

Wird die durchströmte Länge l der Versuche mit Auflastfilter (Abb. 4-16) bei Versuchsstart und zu Beginn des Versagens miteinander verglichen, kann im Gegensatz zu den Versuchen ohne Auflastfilter keine Längenänderung Δl festgestellt werden. Die Gründe dafür sind im Kapitel 4.2 näher erläutert.

Auch von den Wasserdruckaufnehmern konnten vor dem Versagen keine Unregelmäßigkeiten aufgezeichnet werden. Dies ist in der Abb. 4-17 beispielhaft für den Versuch mit $D = 0,8$ und $d_A = 5$ cm dargestellt.

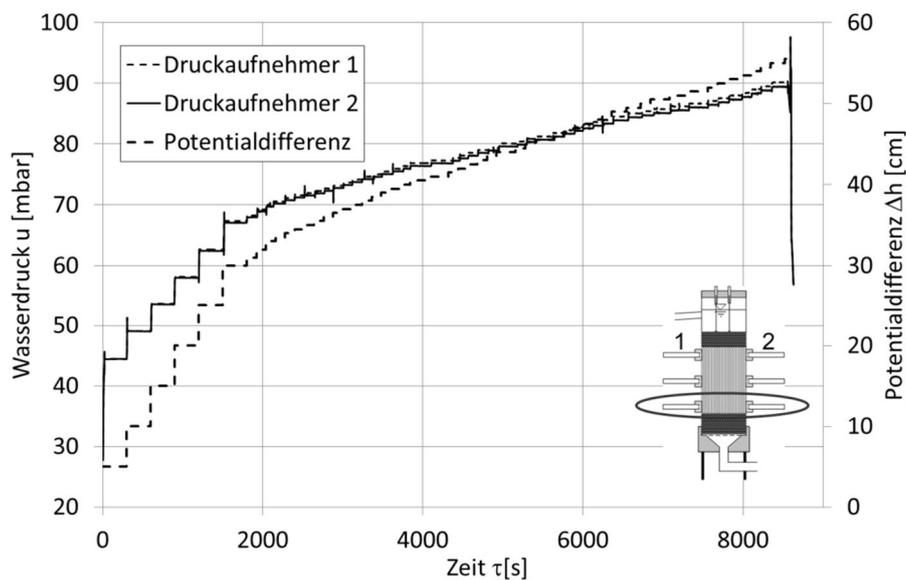


Abb. 4-17: Druckverlauf in der Mitte der durchströmten Länge l bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,8$ und einer Filterdicke von $d_A = 5$ cm

4.2 Theoretisches Versagensmodell

Wie bereits *Tanaka und Toyokuni* [21] zeigten, lässt sich der Versagensablauf von vertikal von unten nach durchströmter Bodensäulen anhand der wirkenden effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\phi}$ beschreiben (Abb. 3-1 und Abb. 3-2 im Kapitel 3.1.1.1).

In vertikal von unten nach oben durchströmten Bodensäulen ohne Auflastfilter werden mit dem Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\phi}$ theoretisch über die gesamte durchströmte Länge l gleichzeitig zu null (Abb. 3-1). Aufgrund unvermeidlicher Inhomogenitäten in natürlichen Böden wird der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} zuerst aber nur lokal an einigen Stellen im Basismaterial erreicht. An diesen Stellen bilden sich dann die ersten örtlich begrenzten Kanäle aus, welche über die gesamte durchströmte Länge l verteilt sind. In diesem Zustand wirken noch geringe effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v\phi}$ im Boden, die gerade ausreichen um eine Auflockerung des Bodens zu verhindern.

Erst mit einer weiteren Steigerung der Potentialdifferenz Δh wird der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} in der gesamten Bodensäule erreicht und die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\emptyset}$ werden über die gesamte durchströmte Länge l zu null. Die durchströmte Bodensäule geht dann, aufgrund der fehlenden effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\emptyset}$ zuerst in die lockerste Lagerungsdichte über und versagt anschließend durch die Bildung eines durchgängigen Kanals.

In einer mit einem Auflastfilter belasteten Sandsäule wirken auch im Versagenszustand noch effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v\div}$. Ohne Berücksichtigung von Reibungskräften versagt die mit einem Filter belastete Sandsäule theoretisch (Gleichung 2-18), wenn die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ am unteren Ende des Basismaterials null werden (Abb. 4-18, a).

Zur korrekten Beschreibung des Versagensablaufs einer vertikal durchströmten Sandsäule mit Auflastfilter reicht es aber nicht aus, nur das Eigengewicht des Bodens zu berücksichtigen. Aufgrund der auch im kritischen Zustand wirkenden effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ wirken Reibungskräfte sowohl zwischen Filter und Zylinder als auch zwischen Basismaterial und Zylinder. Dadurch können höhere kritische spezifische hydraulische Gradienten i_{krit} als nach Gleichung 2-18 berechnet, erreicht werden.

Da größer spezifische hydraulische Gradienten erreicht werden können als nach Gleichung 2-18 berechnet, bildet sich am unteren Ende der Säule ein Bereich aus, in dem die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\emptyset}$ zu null werden (Abb. 4-18, b). Dies führt jedoch noch nicht zum Versagen. Erst wenn die in der Bodensäule wirkende bezogene Strömungskraft S größer ist als die Gewichtskraft unter Auftrieb $G\div$ und die wirkenden Reibungskräfte R sowie evtl. zusätzlich wirkende Kräfte T , kommt es zum Versagen. Dabei verflüssigt sich zuerst das untere Ende des Basismaterials, da hier die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ null sind (Abb. 4-18, c) und der spezifischen hydraulischen Gradienten i sehr groß ist. Das restliche Basismaterial, in dem effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v\emptyset}$ wirken, wird in unveränderter Lagerungsdichte angehoben.

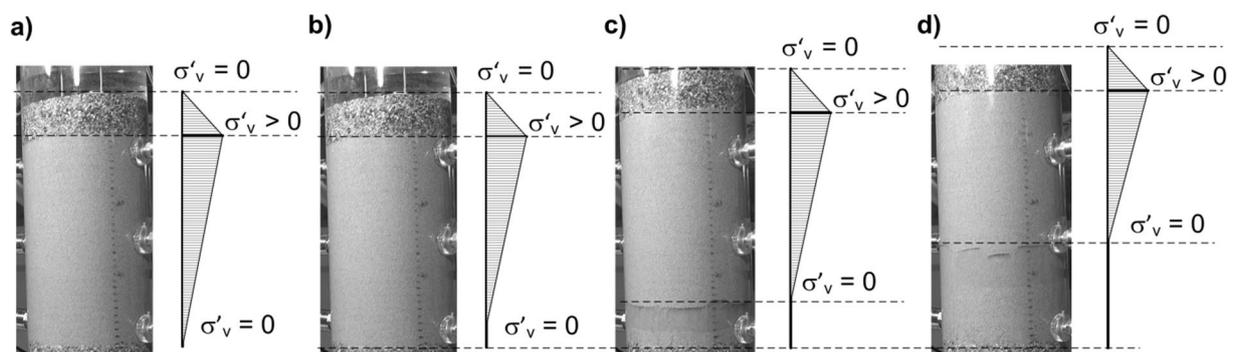


Abb. 4-18: Effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v\emptyset}$ am unterem Ende des aufschwimmenden Bereichs

Die Verflüssigung des unteren Bereichs des Basismaterials schreitet dann, je nach Dicke des Auflastfilters d_A und Lagerungsdichte D , weiter fort (Abb. 4-18, d). Dies lässt sich dadurch erklären, dass sich durch die Verflüssigung des untersten Bereichs die Sandsäule verkürzt. Daher wird zum einen der spezifische hydraulische Gradient im Basismaterial größer und

zum anderen wandert der Spannungsnullpunkt mit der Verflüssigung nach oben. Erst wenn die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\phi}$ welche unter anderem von der Lagerungsdichte D und der Dicke des Auflastfilters d_A abhängig sind, groß genug sind wird die Verflüssigung gestoppt. Der verflüssigte Bereich ist daher mit geringerer Lagerungsdichte und kleineren Dicken des Auflastfilters größer als bei großen Dicken des Auflastfilter und hoher Lagerungsdichte.

Interessant für die weiteren Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter ist vor allem die Erkenntnis, dass es mit Auflastfilter nicht zu einem lokalen Versagen durch Kanalbildung kommt. Vielmehr wird der untere Teil des Basismaterials aufgrund des hohen wirkenden spezifischen hydraulischen Gradienten i beim Versagen verflüssigt. Der obere Teil hingegen schwimmt in unveränderter Lagerungsdichte auf. Die durchströmte Bodensäule versagt daher im unteren Teil durch Verflüssigung des Basismaterials und im oberen Bereich durch Aufschwimmen.

Weiterhin konnte beobachtet werden, dass, vor allem bei geringen Lagerungsdichten ($D = 0,2$) und geringen Dicken des Auflastfilter d_A die zusätzliche Auflast durch den Filter nicht ausreicht, um ein lokales Versagen zu verhindern. Dies ist auch bei der Übertragung der Ergebnisse der eindimensionalen Durchströmungsversuche auf die Problematik des hydraulischen Grundbruchs mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter zu beachten.

4.3 Bestimmung der rückhaltenden Kräfte

Im Folgenden wurde untersucht, welche rückhaltenden Kräfte bei der Ermittlung des spezifischen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} bei vertikal von unten nach oben durchströmten Bodensäulen mit Sicherung durch einen Auflastfilter berücksichtigt werden können.

4.3.1 Berücksichtigung der Gewichtskraft

Zuerst wurde als rückhaltende Kraft nur die Gewichtskräfte unter Auftrieb $G_{B\div}$ und $G_{A\div}$ berücksichtigt. Der kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} wurde für den Vergleich mit den Versuchsergebnissen zunächst mittels der Gleichung 2-18 bestimmt (Abb. 4-19 bis Abb. 4-21). Aus der Berechnung geht hervor, dass die bei den Versuchen mit geringer Lagerungsdichte ($D \approx 0,2$, Abb. 4-19) ermittelten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} , bei ebenfalls geringen Dicken des Auflastfilters, nahezu gleich den theoretisch ermittelten Werten sind. Erst bei größeren Dicken des Auflastfilters ($d_A/l = 0,067$ bis $0,2$) liegen die mittels der Versuche bestimmten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} stets oberhalb der theoretischen Werte, wobei der Abstand mit der Dicke des Auflastfilters d_A anwächst.

Bei den Versuchen mit mitteldichter und dichter Lagerung ($D = 0,5$ und $0,8$, Abb. 4-20 und Abb. 4-21) wurden stets höhere kritische spezifische hydraulische Gradienten i_{krit} erreicht als theoretisch nach der Gleichung 2-18 berechnet. Die beste Übereinstimmung ergibt sich bei einem Verhältnis von $d_A/l = 0$. Hier entspricht der gemessene kritische spezifische

hydraulische Gradient ungefähr dem berechneten. Der Abstand zwischen den gemessenen und berechneten Werten wird auch bei mitteldichter Lagerung mit steigendem Verhältnis von d_A/l immer größer, wobei dieser Effekt bei höheren Lagerungsdichten deutlich ausgeprägter ist.

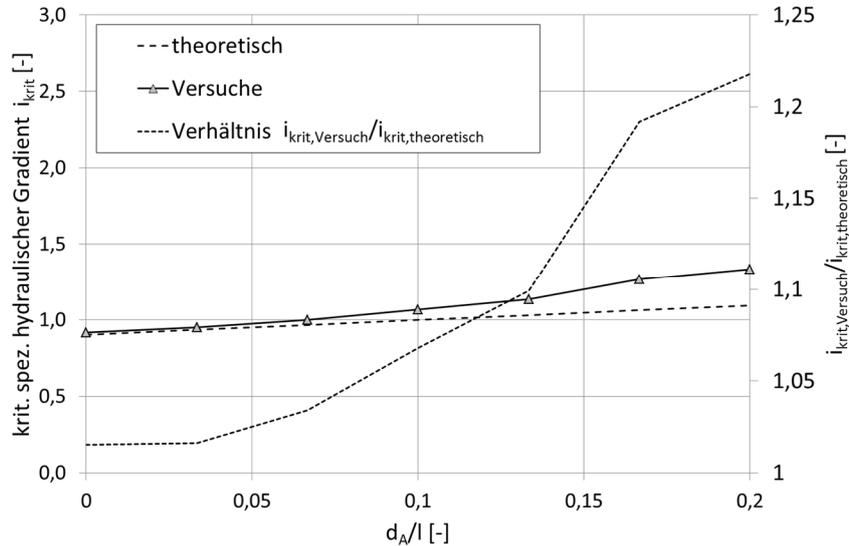


Abb. 4-19: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} mit $D \approx 0,2$

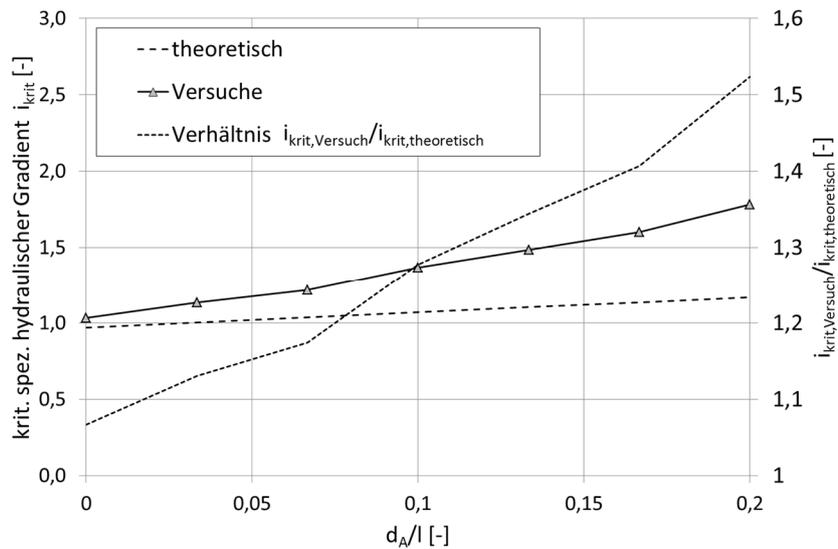


Abb. 4-20: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} mit $D = 0,5$

Die Abhängigkeit des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} von der Lagerungsdichte D lässt sich bei den Versuchen ohne Auflastfilter ($d_A/l = 0$) durch den Einfluss der Lagerungsdichte D auf die Wichte des Bodens unter Auftrieb γ_B erklären. Der Einfluss der Wichte unter Auftrieb auf den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} wird auch in der Gleichung 2-18⁷ berücksichtigt. Die Versuchsergebnisse bei einem Verhältnis von $d_A/l = 0$ stimmen daher, unabhängig von der Lagerungsdichte D , gut mit den Werten nach der Gleichung 2-18 überein. Die Reibungskräfte zwischen Zylinder und

⁷ Im Fall ohne Auflastfilter entspricht die Gleichung 2-18 der Gleichung 2-12

Basismaterial sind hierbei zu vernachlässigen, da, wie bereits im Kapitel 4.2 beschrieben, beim Erreichen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ und somit die Reibungskräfte R über die gesamte durchströmte Länge l zu null werden (Abb. 3-1). Der kritische spezifische hydraulische Gradient i kann für den Fall, dass kein Filter aufgebracht wird, mit ausreichender Genauigkeit nach Gleichung 2-18 berechnet werden.

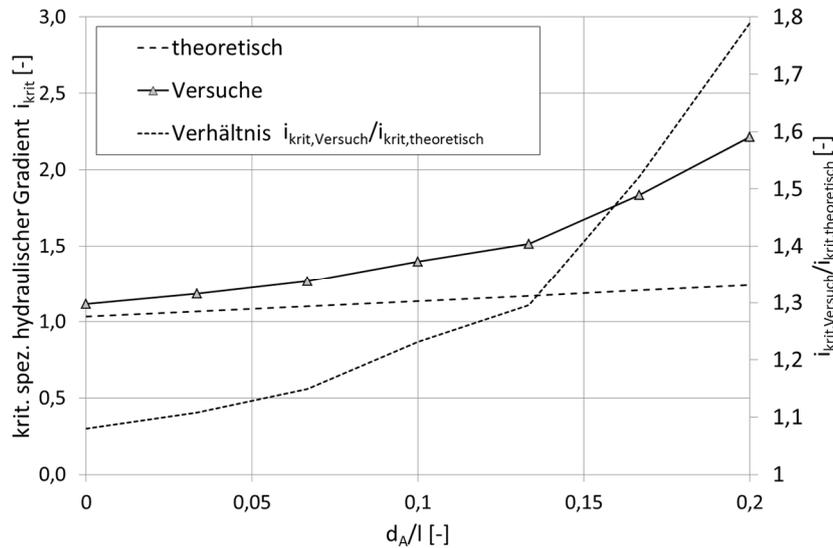


Abb. 4-21: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} mit $D = 0,8$

Wird die Sandsäule durch einen Auflastfilter belastet, weichen die nach Gleichung 2-18 berechneten Werte für den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} mit größer werdender Lagerungsdichte D und Dicke des Auflastfilters d_A immer weit von den Versuchsergebnissen ab. Der wachsende Abstand zwischen den Ergebnissen mit größer werdender Lagerungsdichte D und Dicke des Auflastfilters d_A ist auf den steigenden Einfluss der rückhaltenden Reibungskräfte R zwischen Versuchsboden und Zylinder zurückzuführen. Die Größe der Reibungskräfte R ist wesentlich von diesen beiden Parametern abhängig. Da auch noch beim kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v\div}$ vorhanden sind, können die Reibungskräfte zwischen Boden und Versuchszylinder nicht vernachlässigt werden. Eine Berechnung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} mittels der Gleichung 2-18 ist für den Fall mit Auflastfilter nicht zielführend.

4.3.2 Berücksichtigung der Gewichtskraft und der Reibungskräfte

Tanaka und Toyokuni [21] berücksichtigen aus den oben genannten Gründen bei der Berechnung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} mit Auflastfilter zusätzlich zum Eigengewicht des Bodens die Reibung zwischen Versuchsboden und Zylinderwand nach der Gleichung 3-1. Dabei wird die auf die Zylinderwand wirkende horizontale Erddruckkraft über den Erdruehdruckbeiwert K_0 ermittelt. Die Verteilung der effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ ist vereinfacht entsprechend der Abb. 3-2 anzusetzen (tatsächlich wirken im unteren Bereich der Sandsäule keine effektiven vertikalen Spannungen

mehr σ_v). Durch die effektiven vertikalen Spannungen σ_v werden entlang des Versuchszylinders rückhaltende Reibungskräfte R mobilisiert, welche sowohl mit der Lagerungsdichte D (aufgrund des Anstiegs des Reibungswinkels ϕ bzw. des Wandreibungswinkels δ) als auch mit der Dicke des Auflastfilters d_A (aufgrund der höheren effektiven vertikalen Spannungen σ_v) größer werden.

In den Abb. 4-22 bis Abb. 4-24 sind die rechnerischen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} , welche sich mit der Berücksichtigung der Reibungskräfte nach Gleichung 3-1 ergeben, den Versuchsergebnissen in Abhängigkeit von d_A/l und der Lagerungsdichte D gegenübergestellt. Aus den Abbildungen geht hervor, dass der Abstand zwischen den berechneten Ergebnissen und den Versuchsergebnissen geringer ist als ohne Berücksichtigung der Reibungskräfte R und die berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} stets kleiner sind als die mittels der Versuche bestimmten.

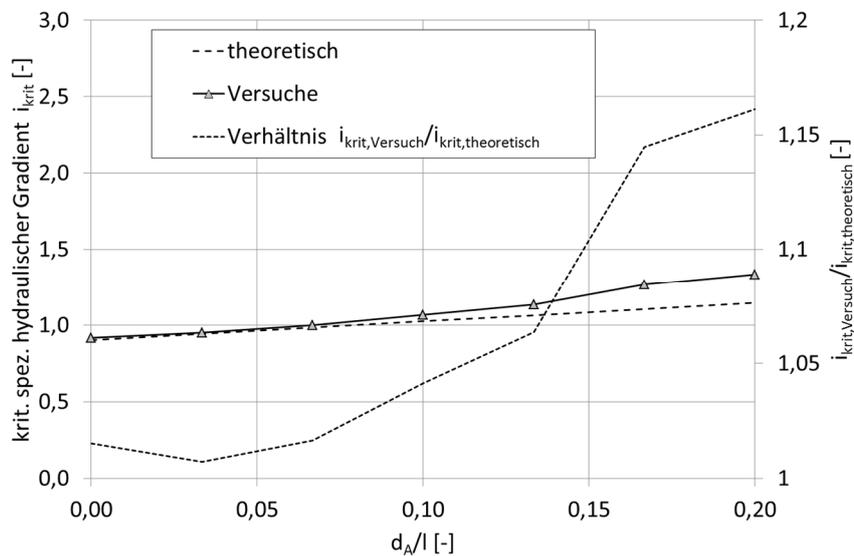


Abb. 4-22: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} mit $D \approx 0,2$

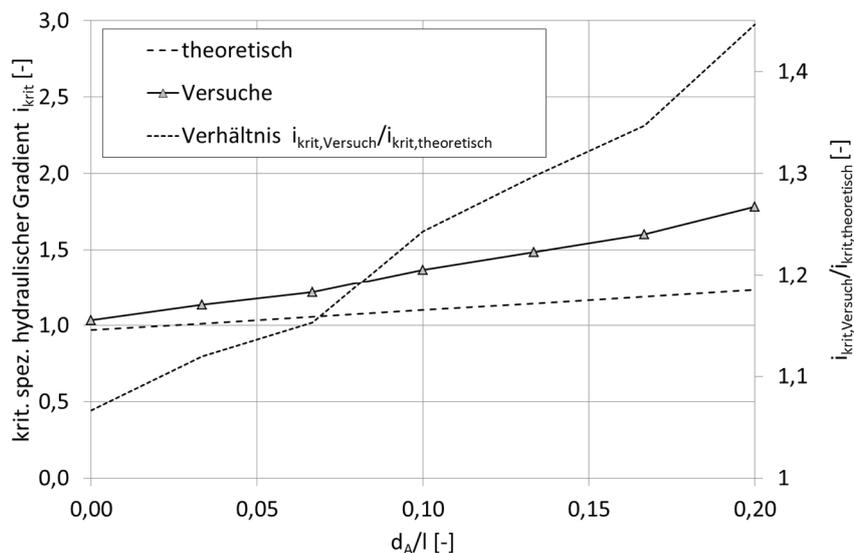


Abb. 4-23: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} mit $D = 0,5$

Jedoch wird der Abstand trotz der Berücksichtigung der Reibungskräfte R mit dem Verhältnis von d_A/l deutlich größer. Dies gilt vor allem für die Versuche mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,5$ und $0,8$. Dies lässt die Vermutung zu, dass zusätzlich zu den bereits berücksichtigten rückhaltenden Kräften aus Eigengewicht unter Auftrieb G_{\div} und Reibung R noch zusätzliche rückhaltende Kräfte wirken müssen.

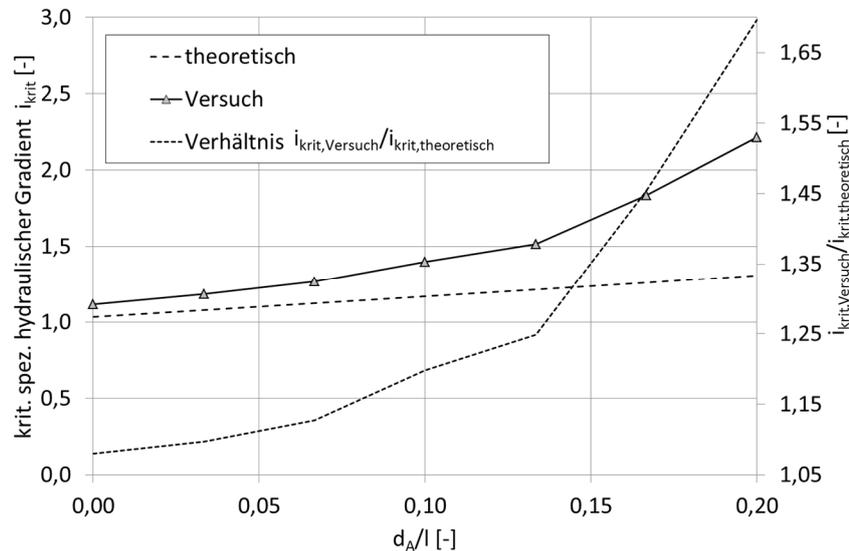


Abb. 4-24: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} mit $D = 0,8$

Aufgrund des Versagensmechanismus, der wirkenden vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ und den geometrischen Verhältnissen von l/r bzw. d_A/r ist die Ausbildung eines Gewölbes sowohl im Basismaterial als auch im Auflastfilter möglich. Im Folgenden soll daher untersucht werden, ob sich im vertikal durchströmten Zylinder ein Gewölbe ausbilden kann und ob sich unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung die mittels der Versuche bestimmten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} genauer berechnen lassen.

4.3.3 Berücksichtigung der Gewölbewirkung

Voraussetzung für die Ausbildung eines Gewölbes ist eine Hebungs- oder Setzungsdifferenz Δu und ein ausreichend großes Verhältnis zwischen der Dicke des Auflastfilters bzw. der durchströmten Länge des Basismaterials und dem Radius des Versuchszylinders d_A/r bzw. l/r . Außerdem muss nachgewiesen werden, dass sich die seitlichen Auflager (Kämpfer) durch den zusätzlichen Druck aus dem Gewölbe nicht verschieben oder versagen. Die Gewölbeausbildung im Sand wurde bereits von zahlreichen Wissenschaftler untersucht, darunter sind *Terzaghi* [66], *Handy* [67], *Costa et al.* [68] *Chua und Bolton* [69] *Chevalier et al.* [70] und *Potts und Zdravkovi* [71].

In dem vorliegenden Fall kommt es zu einer Hebungsdifferenz Δu (Relativverschiebung) innerhalb des aufschwimmenden Filters bzw. Basismaterials und zwischen dem Rand und der Probenmitte. Aus dieser Relativverschiebung resultieren mobilisierte Reibungs- und Strukturwiderstände entlang der Zylinderwandung. Aus der Realverschiebung Δu resultiert eine Verdrehung der Hauptspannungsrichtungen [72]. Es bildet sich ein Druckgewölbe aus,

welches den nachgebenden Bereich des Basismaterials bzw. des Auflastfilters vollständig überspannt und die Lasten überproportional in die seitlichen Auflagerpunkte der Zylinderwandung umleitet. Im vorliegenden Fall wird die Zylinderwandung in radialer Richtung als unverschieblich angesehen, so dass auch bei kleinen Verhältnissen von d_A/r bzw. l/r die Kämpferkräfte aufgenommen werden und sich ein Gewölbe ausbilden kann.

Terzaghi untersuchte in [66] und [9] die Gewölbewirkung anhand sogenannter štrap-doorõ Versuche. Dabei wird ein streifenförmiger Bodenabschnitt (trap-door) in einem Versuchsbehälter (Abb. 4-25, a) abgesenkt. Durch das Absenken des horizontalen Streifens kommt es zu einer Verschiebung des oberhalb des Streifens gelegenen Sandes. Aufgrund der Relativverschiebung zwischen dem absinkenden Boden und dem in Ruhe verbleibenden Sand werden Reibungskräfte mobilisiert, die dieser Bewegung entgegen wirken.

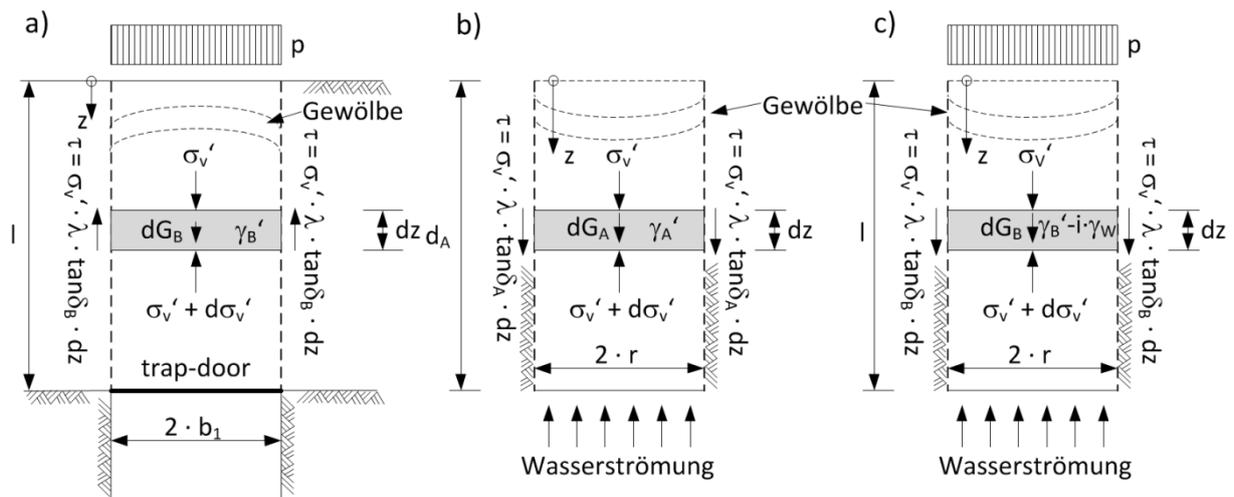


Abb. 4-25: Gleichgewichtsbetrachtung zur Ermittlung der rückhaltenden Kräfte a) nach *Terzaghi* im štrap-doorõ Versuch, b) im Auflastfilter, c) im Basismaterial

Dabei wird vereinfacht angenommen, dass die Scherflächen vertikal verlaufen. Trotz dieser Annahme stimmen die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen mit den vorhandenen experimentellen Untersuchungen gut überein [9]. Des Weiteren wird angenommen, dass der Druck auf den ausweichenden Streifen gleich der Differenz aus dem oberhalb des Streifens gelegenen Sandgewichts und dem vollen Reibungswiderstand in den vertikalen Scherflächen ist.

Ein Bodenelement mit der Dicke dz und der Breite $2 \cdot b_1$ (Abb. 4-25, a) ist im vertikalen Gleichgewicht, wenn die Gleichung 4-6 erfüllt ist.

$$-(\sigma_v' + d\sigma_v') \cdot 2 \cdot b_1 + \sigma_v' \cdot 2 \cdot b_1 - 2 \cdot \sigma_v' \cdot \lambda \cdot \tan \delta_B \cdot dz + \gamma_B' \cdot 2 \cdot b_1 \cdot dz = 0 \quad 4-6$$

Die Größe λ bezeichnet zusätzlich zu den bereits definierten Zeichen eine empirische Konstante und b_1 die halbe Breite des Bodenabschnitts beim štrap-doorõ Versuch. Der Beiwert λ gibt das Verhältnis der vertikalen zur horizontalen Spannung infolge der Spreizkräfte im Gewölbe an. Über die Größe von λ werden in der Literatur verschiedene Aussagen getroffen. *Terzaghi* [66] stellte auf der Grundlage von Versuchen mit Sand fest, dass $\lambda = 1$ gilt. Numerische Untersuchungen von *Potts und Zdravkovi* [71] bestätigen diesen

Wert. *Sentko* [20] gibt wiederum an, dass λ in erster Linie von der Lagerungsdichte D des Bodens abhängig ist und minimal den Wert $\lambda = 0,66$ annehmen kann. Nach *Handy* [67] lässt sich die empirische Konstante λ mittels der folgenden Gleichungen (Gleichungen 4-7 bis 4-9) ermitteln.

$$\lambda = 1,06 \cdot (\cos^2 \theta_a + K_a \cdot \sin^2 \theta_a) \quad 4-7$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_B'}{2} \right) \quad 4-8$$

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi_B'}{2} \quad 4-9$$

Konservative Annahmen gehen davon aus, dass λ gleich dem Erdruhedruckbeiwert K_0 ist, was eine untere Schranke für λ darstellt.

Bei den folgenden Untersuchungen wird, unabhängig von der Lagerungsdichte D , die dimensionslose Kennzahl mit $\lambda = 0,66$ angenommen, was dem Minimalwert nach *Sentko* entspricht.

Im vorliegenden Fall einer aufwärts gerichteten Strömung, welche auf den Bodenkörper wirkt und der daraus resultierenden Hebungen, sind die Reibungskräfte abwärtsgerichtet anzusetzen. Als rückhaltende Kräfte wirken daher sowohl das Eigengewicht des Bodenelements als auch die Scherkräfte entlang der vertikalen Scherflächen (Abb. 4-25, b und c).

Weiterhin ist zu beachten, dass im Auflastfilter kein Potentialabbau stattfindet, hier wirken die vollen effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ ($i = 0$). Die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\emptyset}$ aus dem Auflastfilter werden als Auflast p auf das Basismaterial angesetzt. Im Basismaterial ist im kritischen Zustand die spezifische Strömungskraft f_s stets größer als die lokale Gewichtskraft dG . Im betrachteten Bodenelement gilt daher $i \cdot \gamma_w > \gamma_{B\div}$.

Aus der Gleichgewichtsbetrachtung an einem Element des Basismaterials bzw. des Auflastfilters (Abb. 4-25, b und c) ergibt sich die Gleichung 4-10.

$$\begin{aligned} & -(\sigma_v' + d\sigma_v') \cdot r^2 \cdot \pi + \sigma_v' \cdot r^2 \cdot \pi + 2 \cdot r \cdot \pi \cdot \sigma_v' \cdot \lambda \cdot \tan \delta_{B(A)} \cdot dz + \\ & + (\gamma_{B(A)}' - i \cdot \gamma_w) \cdot r^2 \cdot \pi \cdot dz = 0 \end{aligned} \quad 4-10$$

Durch die Umstellung der Gleichung 4-10 bekommt man folgende Differentialgleichung (Gleichung 4-11).

$$\frac{d\sigma_v'}{\frac{2}{r} \cdot \sigma_v' \cdot \lambda \cdot \tan \delta_{B(A)} + (\gamma_{B(A)}' - i \cdot \gamma_w)} = dz \quad 4-11$$

Mittels der Integration der Gleichung 4-11 mit $\sigma_{v\div} = p$ bei $z = 0$ erhält man die vertikale Spannung $\sigma_{v\div}$ an der Stelle z .

$$\sigma_v' = e^{\frac{z}{r} \cdot \lambda \cdot 2 \cdot \tan \delta_{B(A)}} \cdot p + \frac{(\gamma_{B(A)}' - i \cdot \gamma_w) \cdot r}{2 \cdot \lambda \cdot \tan \delta_{B(A)}} \cdot \left(e^{\frac{z}{r} \cdot \lambda \cdot 2 \cdot \tan \delta_{B(A)}} - 1 \right) \quad 4-12$$

Dabei stellt p die Auflast auf das Basismaterial durch den Auflastfilter dar. Der spezifische hydraulische Gradient i wird bei der Berechnung der vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ im Auflastfilter zu null, da im Filter kein Potential abgebaut wird.

Mit der Gleichung 4-12 kann die effektive vertikale Spannung $\sigma_{v\div}$ ermittelt werden, welche maximal vom Auflastfilter aufgenommen werden kann (mit $p = i = 0$).

Die Gleichung, mit welcher der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung berechnet werden kann, erhält man durch die Umformung der Gleichung 4-12 nach i (Gleichung 4-13).

$$i_{krit} = \frac{e^{\frac{z}{r} \cdot \lambda \cdot 2 \cdot \tan \delta_{B(A)}} \cdot p}{\left(e^{\frac{z}{r} \cdot \lambda \cdot 2 \cdot \tan \delta_{B(A)}} - 1 \right)} \cdot \frac{2 \cdot \lambda \cdot \tan \delta_{B(A)} + \gamma_B'}{r \cdot \gamma_W + \gamma_W} \quad 4-13$$

Befindet sich kein Auflastfilter oberhalb des Basismaterials, d.h. gilt $p = 0$, so entspricht die Gleichung 4-13 der Gleichung 2-13 und somit dem kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i nach *Terzaghi*.

Die Ergebnisse der Berechnungen des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} nach der Gleichung 4-12 und 4-13 sind in den Abb. 4-26 bis Abb. 4-28 zusammen mit den Versuchsergebnissen in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D und dem Verhältnis d_A/l dargestellt. Die Abbildungen zeigen außerdem das Verhältnis zwischen den Ergebnissen aus den Versuchen und den Berechnungsergebnissen.

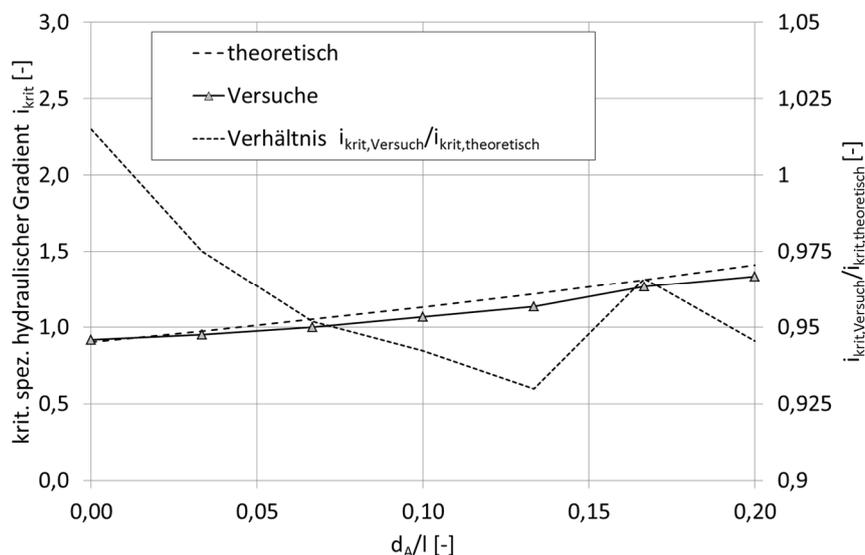


Abb. 4-26: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,2$ unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung

Aus dem Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen zeigt sich, dass es eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Theorie gibt. Bei lockerer Lagerungsdichte ($D = 0,2$, Abb. 4-26) liegen die berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} etwas oberhalb der Werte aus den Versuchen. Es ist daher

anzunehmen, dass sich, aufgrund der geringen Lagerungsdichte D und der damit verbundenen geringeren inneren Reibung des Versuchsmaterials, das Gewölbe nicht gänzlich ausbilden kann bzw. die Gewölbewirkung nicht vollkommen zur Geltung kommt. Die Unterschiede sind jedoch verhältnismäßig gering, so dass auch bei einer geringen Lagerungsdichte von einer guten Übereinstimmung gesprochen werden kann, auch wenn die Berechnungsergebnisse auf der unsicheren Seite liegen.

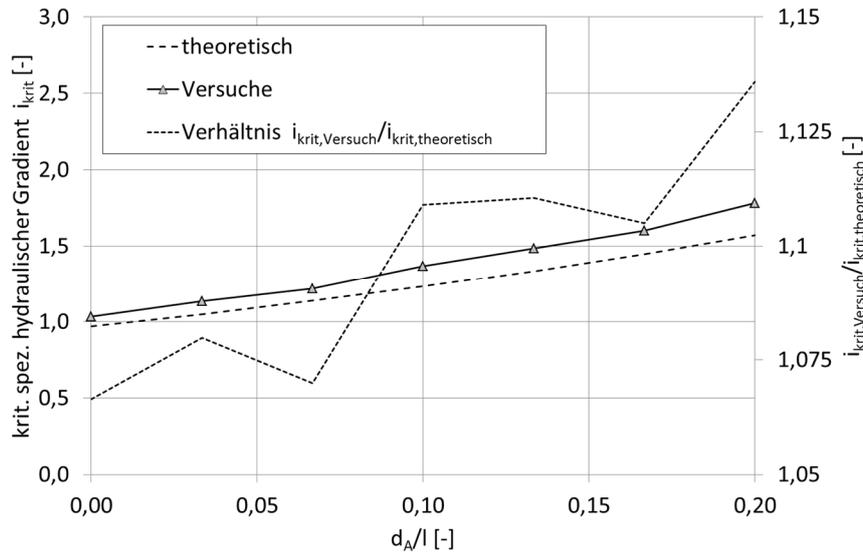


Abb. 4-27: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,5$ unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung

Bei mitteldichter Lagerungsdichte des Versuchsmaterials ($D = 0,5$, Abb. 4-27) wurden bei den Versuchen stets höhere kritische spezifische hydraulische Gradienten i_{krit} erreicht als theoretisch mittels der Silotheorie berechnet. Die Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse, mit den mittels der Versuche bestimmten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} , ist jedoch sehr hoch. Das maximale Verhältnis von Versuchsergebnis zu Berechnungsergebnis beträgt 1,13. Die Ursache für den Unterschied zwischen Versuch und Theorie könnte der konservativ geschätzte λ -Wert sein.

Auch bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,8$ gibt es eine gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen (Abb. 4-28), jedoch nehmen die Unterschiede bei steigendem Verhältnis von d_A/l zu. Dies könnte am eher konservativ abgeschätzten λ -Wert und an eventuellen Verspannungen im Versuchssand, aufgrund der hohen Lagerungsdichte von $D = 0,8$ bzw. der großen Dicke des Auflastfilters d_A , liegen. Vergleicht man jedoch das Verhältnis $i_{krit,Versuch}/i_{krit,theoretisch}$ bei einem Verhältnis von $d_A/l = 0,2$ aus der Abb. 4-21 ($i_{krit,Versuch}/i_{krit,theoretisch} = 1,8$) mit dem Verhältnis aus der Abb. 4-28 ($i_{krit,Versuch}/i_{krit,theoretisch} = 1,31$), so zeigt sich, dass der unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung berechnete kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} weitaus näher bei den Versuchsergebnissen liegt als nach der Gleichung 2-18 berechnet.

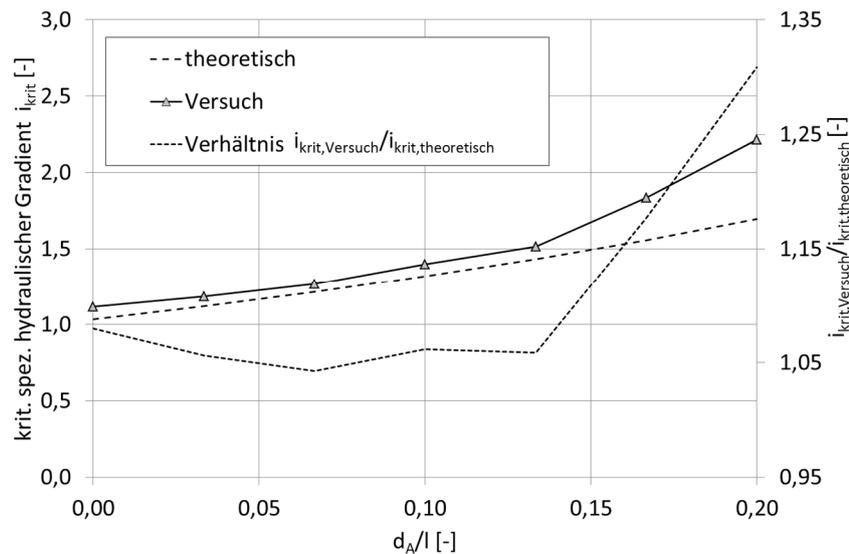


Abb. 4-28: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,8$ unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung (Gleichung 4-12 und 2-13) der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} bei eindimensionaler Durchströmung mit Sicherung durch einen Auflastfilter sehr gut abschätzen lässt. Es ist jedoch zu beachten, dass es bei geringen Lagerungsdichten schon bei geringeren kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} als mit den in Gleichung 4-12 und 2-13 berechnet zum Versagen kommen kann.

4.4 Numerische Untersuchungen mittels des Particle Flow Codes (PFC)

Mittels der im Labor durchgeführten eindimensionalen Durchströmungsversuche konnten in Abhängigkeit der Dicke des Auflastfilters d_A und der Lagerungsdichte D die kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} sowie der Versagensmechanismus von vertikal durchströmten Sandsäulen bestimmt werden. Dabei wurden zahlreiche Erkenntnisse über den Bruchverlauf, den Versagensmechanismus und den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} gewonnen. Mit den im Folgenden vorgestellten numerischen Untersuchungen sollen ergänzend die in den Kapiteln 4.1 und 4.2 erlangten Erkenntnisse zum Versagen von vertikal durchströmten Bodensäulen nachgerechnet bzw. verifiziert werden.

Wie der Beschreibung des beobachteten Versagensablaufs von vertikal von unten nach oben durchströmten Bodensäulen entnommen werden kann (Kapitel 4.1.6.2), kommt es beim Versagen der vertikal durchströmten Sandsäule zu großen Verschiebungen der Sandpartikel sowie zu Diskontinuitäten im untersuchten Boden. Es wurde daher ein Berechnungsverfahren gewählt, welches große Verformungen und Diskontinuitäten numerisch abbilden kann. Die Simulationen wurden mittels der Distinct Element Method (DEM) durchgeführt, welche eine Berechnung von beliebig großen Verschiebungen und Rotationen der einzelnen Körper ermöglicht [73]. Numerische Simulationen von durchströmten Kugelpackungen mittels der DEM wurden unter anderem bereits von *Kawaguchi et al.* [74], *Okura et al.* [75],

Shinichi et al. [76] und *Yuu et al.* [77] durchgeführt. Eine ausführliche Beschreibung der DEM ist z. B. in *Cundall* [78] und [79] zu finden.

Für die Simulation der eindimensionalen Durchströmungsversuche wurde die Software *Particle Flow Code 3D (PFC^{3D})* der Firma *Itasca Consulting Group Inc.* gewählt. Die Software verwendet das *Particle Flow Model (PFM)*. Dieses Modell kann als Vereinfachung der DEM betrachtet werden, da es sich auf starre kugelförmige Teilchen beschränkt [73]. Für die Abbildung geotechnischer Problemstellungen wurde die Software unter anderem schon von *Pohl* [80], *Herten* [73], *Halsegger* [81] und *Lenzi* [82] angewendet. In *Cundall et al.* [83] ist der PFC für die Anwendung in der Geotechnik beschrieben.

Beim PFC^{3D} werden Translationen und Rotationen von einzelnen Partikeln berechnet, welche nur an den Kontaktpunkten zwischen den einzelnen Partikeln interagieren. Die Partikel können unabhängig voneinander bewegt werden. Folgende Voraussetzungen gelten für das PFM [82]:

- Die Partikel sind starre Körper.
- Die Partikel berühren sich nur an einer punktförmigen Kontaktfläche.
- Die starren Partikeln überlappen sich wenn nur ideell gegenseitig an den Kontaktpunkten.
- Die Partikel sind kugelförmig, können aber auch miteinander zu beliebigen Formen verbunden werden.
- Die Überlappung ist gering zum Partikelradius und direkt proportional zur Kontaktkraft.

Des Weiteren stehen starre Modellwände zur Verfügung, mit welchen das numerische Modell begrenzt werden kann.

Der PFC^{3D} arbeitet mit einem zeitgesteuerten Algorithmus, der eine wiederholte Anwendung des Bewegungsgesetzes (Gleichung 4-15 und 4-16) auf jeden Partikel, das Kraft-Verschiebungsgesetz auf jeden Kontakt und die Aktualisierung der Position der Partikel und Wandelemente verlangt. Für die Berechnung wird der ideelle Zeitschritt, welcher dem einzelnen Rechenschritt zugrunde gelegt ist, so klein gewählt, dass sich während eines Rechenschritts die Störung nur von einem Partikel zum benachbarten Partikel vorpflanzen kann [82]. Für eine genaue Erläuterung des PFC^{3D} wird auf *Herten* [73], *Pohl* [80] und *ITASCA* [84] verwiesen.

Mittels des PFC^{3D} ist es jedoch nicht möglich, das Strömen von Flüssigkeiten zu simulieren. Dazu ist die Erweiterungssoftware *Coupled Computational Fluid Dynamics (CCFD)* erforderlich, mit der gekoppelte strömungsdynamische Berechnungen durchgeführt werden können. Die Modellierung sowie die Nachbearbeitung erfolgt mit der Software *GiD*, welches eine Entwicklung des *International Center for Numerical Methods in Engineering* (Barcelona, Spanien) ist.

Die Modellgeometrie, die Anfangsbedingungen, die Randbedingungen sowie die Materialparameter für die strömungsdynamische Berechnung werden mittels der Software *GiD* eingegeben. Die Generierung der Partikel und Wänden erfolgt mittels PFC^{3D}. Gestartet

wird die gekoppelte Berechnung mittels GiD. Dabei wird sowohl PFC^{3D}, CCFD sowie eine Proxi Server, welcher die Kommunikation zwischen PFC3D und CCFD steuert, gestartet (Abb. 4-29).

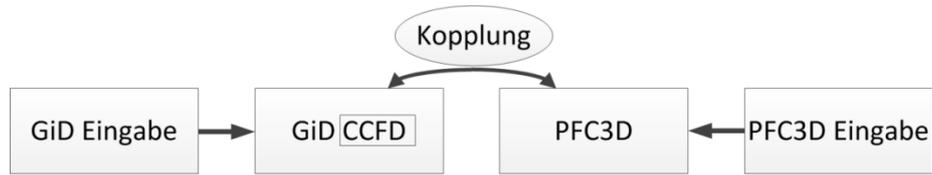


Abb. 4-29: Berechnungsablauf der gekoppelten Simulation (nach [85])

4.4.1 Theoretische Grundlagen zur gekoppelten Berechnung (nach [85])

Für die strömungsdynamische Berechnung muss das Modell in Zellen geteilt werden (Abb. 4-31). Für jede Zelle wird dann die auf die Partikel wirkende Volumenkraft \vec{F}_b bestimmt. Das CCFD löst für die Strömungsberechnung im porösen Medium, unter der Annahme einer inkompressiblen Flüssigkeit, die dreidimensionale Navier-Stocks Gleichung (Gleichung 4-14) sowie die Kontinuitäts-Gleichung.

$$\rho_f \cdot \frac{\partial \vec{\epsilon}}{\partial t} + \rho_f \vec{v}_F \cdot \nabla(\vec{\epsilon}) = -\epsilon \nabla p + \mu \nabla^2(\vec{\epsilon}) + \vec{f}_b \quad 4-14$$

In der Gleichung 4-14 ist ρ_f die Dichte der Flüssigkeit, \vec{v}_F die Filtergeschwindigkeit und ϵ die Porosität. Die Porosität sowie Flüssigkeitseigenschaften werden jeder Zelle extra zugewiesen. Für die Festlegung der Grundbedingungen können den Modellrändern Geschwindigkeiten bzw. Drücke zugewiesen werden, welche auch zeitabhängig definiert werden können.

Die Berechnung von Translationen und Rotationen einzelner Partikel erfolgt im PFC^{3D} nach den folgenden Bewegungsgleichungen (Gleichung 4-15 und 4-16).

$$\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} = \frac{\vec{f}_{mech} + \vec{f}_{fluid}}{m} + \vec{g} \quad 4-15$$

$$\frac{\partial \vec{w}}{\partial t} = \frac{\vec{M}}{I} \quad 4-16$$

In der Gleichung 4-15 ist \vec{u} die Partikelgeschwindigkeit, m die Partikelmasse, \vec{f}_{fluid} die Kraft, welche von der durchströmenden Flüssigkeit auf die Partikel wirkt, \vec{f}_{mech} die Summe von zusätzlich auf den Partikel wirkenden Kräften (z. B. Kontaktkräfte) und \vec{g} die Erdanziehungskraft. Die Rotation eines Partikels ist über die Winkelgeschwindigkeit \vec{w} , das Trägheitsmoment I und das auf einen Partikel wirkende Moment M definiert. Demnach kann die Kraft \vec{f}_{fluid} nur eine translatorische Bewegung bewirken. Die Kraft \vec{f}_{fluid} ergibt sich aus dem Strömungskraft \vec{f}_{drag} und der Auftriebskraft.

Der Strömungskraft \vec{f}_{drag} wird für jeden Partikel individuell, in Abhängigkeit der Eigenschaften der Zelle, in welchen sich der Partikel befindet, berechnet. Der Strömungswiderstand \vec{f}_{drag} ist proportional zur relativen Geschwindigkeit der Flüssigkeit, den

Eigenschaften der Flüssigkeit und der Porosität ε [85]. Der Strömungswiderstand \mathbb{F}_{drag} kann nach folgender Gleichung (Gleichung 4-17) berechnet werden.

$$\vec{f}_{drag} = \vec{f}_0 \varepsilon^{-\chi} \quad 4-17$$

In der Gleichung 4-17 ist zusätzlich zu den bereits definierten Begriffen \mathbb{F}_0 die Strömungskraft, die auf einen einzelnen Partikel wirkt und χ ein empirischer Faktor zur Berücksichtigung der lokalen Porosität, welcher nach Gleichung 4-19 berechnet werden kann. Die Strömungskraft \mathbb{F}_0 die auf einen einzelnen Partikel wirkt, lässt sich mittels der Gleichung 4-18 bestimmen.

$$\vec{f}_0 = \left(\frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho_f \cdot \pi \cdot r_p^2 \cdot |\vec{u} - \vec{v}_F| \cdot (\vec{u} - \vec{v}_F)\right) \quad 4-18$$

$$\chi = 3,7 - 0,65 \exp\left(-\frac{(1,5 - \log_{10}(\text{Re}))^2}{2}\right) \quad 4-19$$

Der Strömungswiderstandskoeffizient C_d kann wiederum nach Gleichung 4-20 ermittelt werden und die Reynoldszahl Re ist nach Gleichung 2-8 zu bestimmen. In der Gleichung 4-18 ist r_p der Partikelradius.

$$C_d = \left(0,63 + \frac{4,8}{\sqrt{\text{Re}}}\right)^2 \quad 4-20$$

Um alle Kräfte zu berücksichtigen, welche durch die Flüssigkeit auf die Partikel wirken, muss zur Strömungskraft \mathbb{F}_{drag} die Auftriebskraft addiert werden (Gleichung 4-21).

$$\vec{f}_{fluid} = \vec{f}_{drag} + \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot r_p \cdot (\nabla p - \rho_f \cdot \vec{g}) \quad 4-21$$

Bei der gekoppelten Berechnung werden vor jedem Zeitschritt die Daten zwischen CCFD und PFC^{3D} ausgetauscht. Die Porosität ε^i wird vom PFC^{3D} berechnet.

Die in einer Zelle wirkende Volumenkraft \mathbb{F}_b^i ergibt sich aus der Summe der auf die in dieser Zelle liegenden Partikel wirkenden Strömungskräfte \mathbb{F}_{drag} dividiert durch das Zellenvolumen V (Gleichung 4-22).

$$\vec{f}_b^i = \frac{\sum_j \vec{f}_{drag}^j}{V^i} \quad 4-22$$

Die Volumenkraft \mathbb{F}_b^i , welche in einer Zelle auf die Partikel wirkt, wird in PFC^{3D} bestimmt und in CCFD durch das Zellenvolumen geteilt.

Während der Berechnung werden die Porosität ε und die Strömungskräfte \mathbb{F}_{drag} vom PFC^{3D} an das CCFD gesendet. Vom CCFD werden dagegen die Informationen über die Strömungsgeschwindigkeiten und den Druckgradienten jeder Zelle an den PFC^{3D} versendet. Der Zeitabstand für den Datenaustausch ist vor der Berechnung manuell festzulegen. Der Berechnungsablauf ist in ITASCA [84] als Grafik dargestellt.

4.4.2 Numerisches Modell

Die numerischen Simulationen dienen der Überprüfung der im Zuge der Laborversuche gewonnenen Erkenntnisse. Daher sollte das numerische Modell möglichst ähnlich dem Versuchsmodell sein. Aufgrund der begrenzten Rechenleistung und der Beschränkung des PFC^{3D} auf kugelförmige Partikel ist es nicht möglich den Versuchsboden exakt zu modellieren. Nach *Herten* [73] ergibt sich aufgrund der Rechnerleistung eine maximale Kugelanzahl von 100 000 Partikeln. Auch wenn dies für Rechner gültig war, welche weitaus weniger Leistung zur Verfügung hatten als die Rechner heutzutage, war bei den hier vorgestellten Untersuchungen aufgrund der gekoppelten Berechnung nur eine maximale Partikelanzahl von ungefähr 20 000 Partikel möglich. Eine höhere Partikelanzahl hätte bei dem verwendeten Rechner (Intel Core i7 CPU, 2.93 GHz, 16 GB RAM, 64 Bit-Betriebssystem) eine unvermeidbare Rechenzeit zur Folge gehabt.

4.4.2.1 Geometrie des numerischen Modells und Einteilung der Strömungszellen

Das Modell für die numerischen Simulationen besteht aus einem Zylinder mit einem Radius von $D_Z = 9,5$ m und einer Höhe von $H_Z = 20$ cm. Aufgrund der maximalen Partikelanzahl von 20 000 Partikel und einer vorgegebenen durchströmten Länge von $l = 10$ cm, wurde ein Partikeldurchmesser für das Basismaterial von $r_{p,B} = 3,0$ mm gewählt. Wird die Porosität mit $\varepsilon = 0,355$ festgelegt, was einer mitteldichten Lagerungsdichte entspricht, ergibt sich eine Partikelanzahl des Basismaterials von 16530. Für die Partikel des Auflastfilters wurde ein Durchmesser von $r_{p,A} = 6,0$ mm gewählt. Damit ist nach *Terzaghi* sowohl die Filterstabilität als auch die hydraulische Filterwirksamkeit gewährleistet. Das numerische Modell mit dem Basismaterial und dem Auflastfilter ist in der Abb. 4-30 dargestellt.

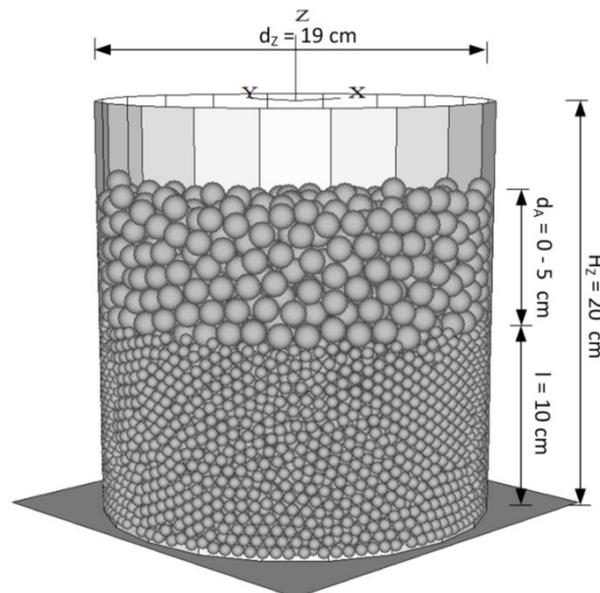


Abb. 4-30: Numerisches Modell

Bei der Festlegung der Zellengröße für die Strömungsberechnung sind folgende Kriterien zu beachten [85].

Um die Strömung in einer ausreichenden Genauigkeit abbilden zu können, muss das Netz ausreichend klein gewählt werden. Dazu muss die Zellenhöhe in Strömungsrichtung Δx_{cfd} mindestens fünf Mal kleiner sein als die gesamte durchströmte Länge l (Gleichung 4-23, Abb. 4-30).

$$\frac{l}{\Delta x_{cfd}} > 5 \quad 4-23$$

Da bei der Strömungsberechnung nicht die Strömung um jeden einzelnen Partikel simuliert wird, sondern die über eine Zelle gemittelte Strömungskraft auf die Partikel übertragen werden, ist es erforderlich, die Porosität in einer Zelle mit ausreichender Genauigkeit zu berechnen. Dazu müssen in Strömungsrichtung mindestens fünf Partikel in eine Zelle passen (Gleichung 4-24).

$$\frac{\Delta x_{cfd}}{2r_p} > 5 \quad 4-24$$

Aufgrund der geringen Partikelanzahl war es nicht möglich beide Kriterien zu erfüllen. Wie der Abb. 4-30 entnommen werden kann, wurden auf der durchströmten Länge $l = 10,0$ cm fünf Zellen angeordnet. Die Zellenhöhe beträgt dann $\Delta x_{cfd} = 2,0$ cm. Damit kann das erste Kriterium gerade noch eingehalten werden. Da der Kugeldurchmesser gleich $2r_p = 0,6$ mm beträgt, können in Strömungsrichtung nur 3,3 Partikel in einer Zelle untergebracht werden. Das zweite Kriterium konnte daher nicht vollkommen eingehalten werden.

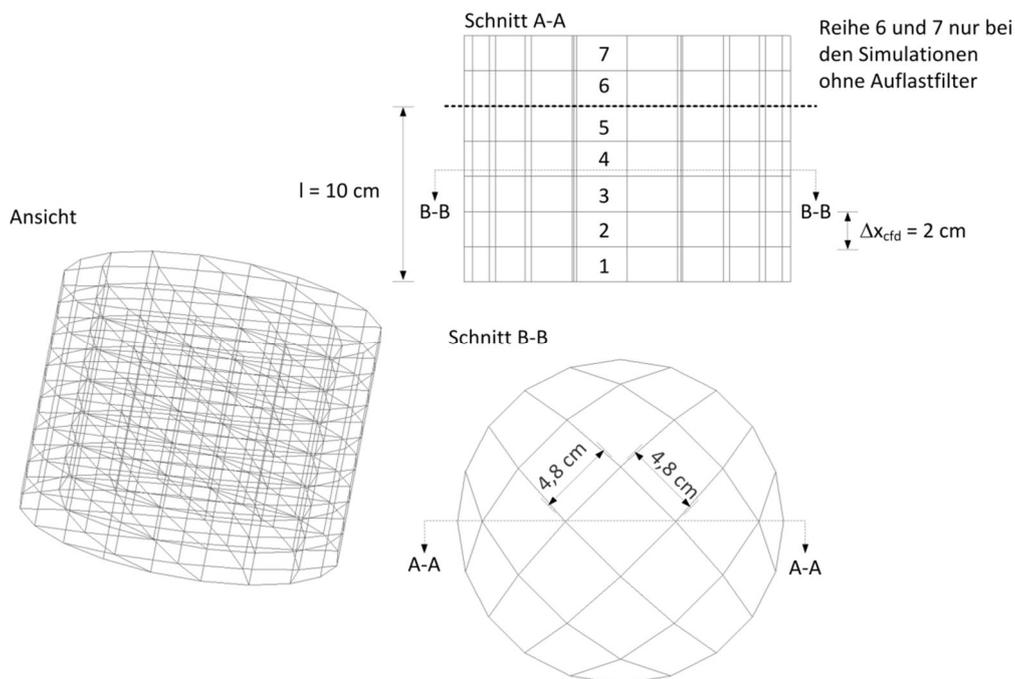


Abb. 4-31: Zelleneinteilung zur Strömungsberechnung

Bei den Simulationen ohne Auflastfilter wurden zusätzlich noch zwei Strömungszellen oberhalb der Kugelpackung modelliert. Dadurch werden auch noch jene Partikel ganz oben auf der Kugelpackung von der Strömung erfasst, welche durch den Strömungswiderstand in z-Richtung verschoben werden. Durch den größeren Partikelradius war dies bei den

Simulationen mit Auflastfilter nicht möglich. Der Auflastfilter wurde daher numerisch nicht durchströmt simuliert.

Für die Auswertung der numerischen Simulationen wurde die Filtergeschwindigkeit v_F , der Strömungswiderstand f_{drag} und die Porosität ε in drei verschiedenen Strömungszellen (MZ 1, MZ 2 und MZ 3) in Abhängigkeit der Rechenschritte ausgewertet. Die Lage der Messzellen im numerischen Modell kann der Abb. 4-32 entnommen werden.

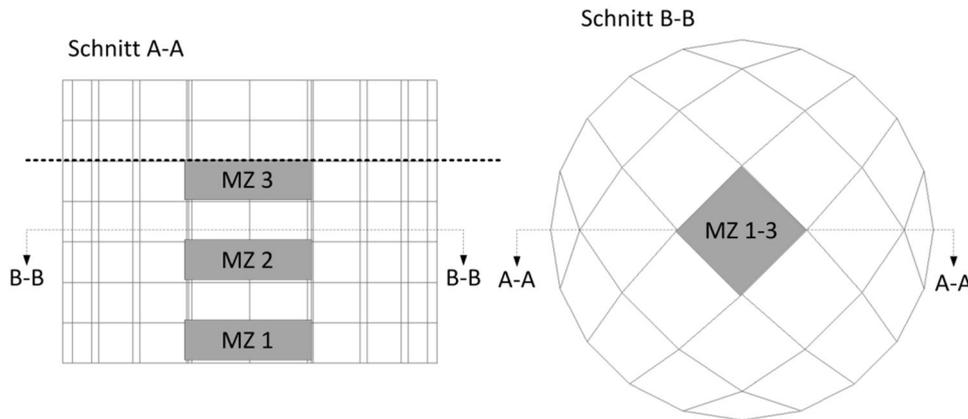


Abb. 4-32: Lage der Messzellen im numerischen Modell

Zusätzlich wurde noch die vertikale Verschiebung Δz eines Partikels in jeder der drei Messzellen sowie der auf eine Partikel wirkende Strömungswiderstand $f_{\text{drag,P}}$ aufgezeichnet. Die Simulationsergebnisse sind im Kapitel 4.4.3 dargestellt.

4.4.2.2 Randbedingungen

Die Randbedingungen für die Strömungsberechnung wurden entsprechend der Abb. 4-33 gewählt. Die Zylinderwandung wurde als undurchlässig modelliert ($v_{F,x} = v_{F,y} = v_{F,z} = 0$) und der oberen Begrenzung wurde ein Druck von null zugewiesen. Die Eintrittsgeschwindigkeit der Flüssigkeit in z-Richtung (ist gleich der Filtergeschwindigkeit v_F) am Boden des Zylinders (hellgrau in der Abb. 4-33) wurde mittels einer implementierten Funktion (`velz`) linear mit den Rechenschritten `cy` bis zu einer vorgegebenen Geschwindigkeit gesteigert. Die Steigerung der Filtergeschwindigkeit betrug $v_F = 0,002 \cdot cy$.

Die zeitlichen Abstände t_c zwischen dem Datenaustausch von PFC^{3D} zu CCFD müssen dabei so klein gewählt werden, dass die Gleichung 4-25 erfüllt ist [85].

$$\frac{\Delta x_{cfd}}{|\vec{u}| \cdot t_c} > 3 \quad 4-25$$

Die Gleichung 4-25 besagt, dass die Informationen zwischen PFC^{3D} und CCFD mindestens drei Mal ausgetauscht (siehe Kapitel 4.4.1) werden müssen, während ein Partikel eine Zelle durchquert. Dieses Kriterium wurde bei allen durchgeführten Simulationen eingehalten.

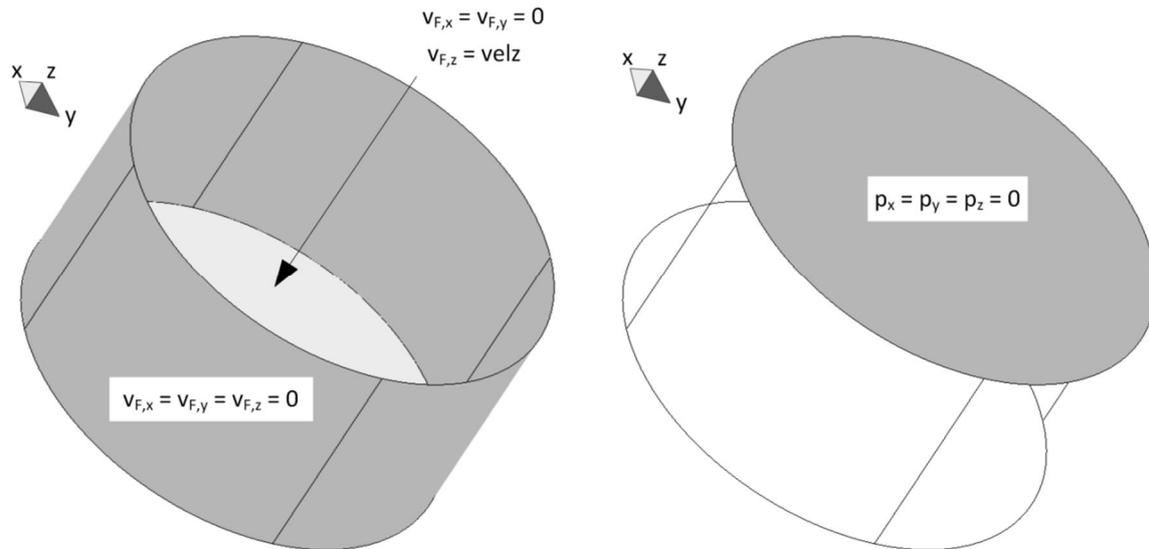


Abb. 4-33: Randbedingungen für die Strömungsberechnungen

4.4.2.3 Eigenschaften der Partikel und der Durchströmungsflüssigkeit

Für die Bestimmung der Scherfestigkeit von nichtbindigen Kugelpackungen kann beim PFC^{3D} nicht der herkömmliche Bodenparameter ϕ verwendet werden. Stattdessen ist bei den hier verwendeten Gleitmodell (Details in ITASCA [84]) ausschließlich der Reibungsbeiwert für den Kontakt zwischen zwei Partikel oder zwischen einer Wandoberfläche und einem Partikel von Bedeutung [82]. Der Reibungsbeiwert kann nicht versuchstechnisch bestimmt werden. Sollen die Eigenschaften eines Bodens nachgebildet werden, sind die Parameter (Kontaktreibungskoeffizient μ_p , Kontaktnormalsteifigkeit k_n und Scherfestigkeit k_s) der einzelnen Partikel so zu wählen, dass sie den in konventionellen Laborversuchen ermittelten Bodeneigenschaften entsprechen.

Lenzi [82] untersuchte in seiner Arbeit den Zusammenhang zwischen dem Kontaktreibungskoeffizienten μ_p und dem effektiven Reibungswinkel ϕ . Dabei simulierte er zahlreiche Scherversuche mit vier verschiedenen Korngrößenverteilungen und variierte den Reibungskoeffizient μ_p zwischen 0 und 1. Des Weiteren stellte er fest, dass die Scherfestigkeit von unterschiedlichen Partikelverteilungen unter denselben Randbedingungen annähernd gleich ist. Der effektiven Reibungswinkel ϕ ist daher nicht von der Partikelverteilung abhängig. Herten [73] gibt zudem den Zusammenhang zwischen Kontaktreibungskoeffizienten μ_p und Reibungswinkel ϕ an.

Im Zuge der numerischen Durchströmungsversuche soll der Einfluss des Reibungswinkel ϕ und der Dicke des Auflastfilters d_A auf den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} untersucht werden. Dazu wurde zwei verschiedene Werte angenommen ($\mu_p = 0,4$ und $0,8$). Nach Herten [73] entsprechen diese Werte für den Kontaktreibungskoeffizienten μ_p einen effektiven Reibungswinkel von $\phi = 30^\circ$ für $\mu_p = 0,4$ und $\phi = 35^\circ$ für $\mu_p = 0,8$. Für die Partikel und für die Wand wurde eine Schersteifigkeit von $k_s = 1,0 \cdot 10^6$ N/m und eine Kontaktnormalsteifigkeit von $k_n = 3,3 \cdot 10^5$ N/m gewählt.

Im Kapitel 2.1.1.1 wurde angegeben, dass die Reynoldszahl für eine laminare Strömung und damit zur Einhaltung der Gültigkeitsgrenzen des Darcy'schen Gesetzes kleiner $Re = 1 \text{ ó } 10$ sein muss. Mit einem angenommenen maximalen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten von $i_{krit} = 2$ und einer daraus folgenden maximalen Filtergeschwindigkeit von $v_F = 9,2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$, einem Porendurchmesser von $d_f = 0,006 \text{ m}$ und einer kinematischen Viskosität von $\eta_{F,K} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (Wasser bei 20 C°) ergibt sich nach Gleichung 2-8 die Reynoldszahl zu $Re = 55$. Die Gültigkeitsgrenzen des Darcy'schen Gesetzes wären daher mit Wasser als Durchströmungsgeschwindigkeit nicht erfüllt.

Es wurde daher Glycerin als durchströmende Flüssigkeit mit einer kinematischen Viskosität von $\eta_{F,K} = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ und einer Wichte von $1,26 \text{ kN/m}^3$ gewählt. Die Reynoldszahl beträgt dann $Re = 5,5$ und liegt unterhalb des kritischen Wertes. Es kann daher von einer laminaren Strömung und der Gültigkeit des Darcy'schen Gesetzes ausgegangen werden.

4.4.3 Ergebnisse der Simulationen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Simulationen hinsichtlich des berechneten Versagensablaufs und des erfassten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} ausgewertet. Dazu werden die in den drei Messzellen (Abb. 4-32) aufgezeichneten Messdaten verwendet. Es wird zwischen den Simulationen mit und ohne Auflastfilter unterschieden.

4.4.3.1 Versagensablauf

Der mittels der numerischen Berechnungen simulierte Versagensablauf lässt sich am besten mittels der Gegenüberstellung der in den drei Messzellen gemessenen Verschiebungen in z-Richtung darstellen. Zuerst wird nun das simulierte Versagen der Kugelpackung ohne Auflastfilter beschrieben. Dazu sind in der Abb. 4-34 die aufgezeichneten Verschiebungen in z-Richtung Δz und der Strömungswiderstand $f_{drag,P}$ eines einzelnen Partikels in Abhängigkeit der Rechenschritte cy dargestellt. Die Abb. 4-35 zeigt die in den drei Messzellen aufgezeichneten Strömungswiderstände f_{drag} sowie die Filtergeschwindigkeit v_F in der MZ2.

Wie aus den beiden Diagrammen hervor geht, steigt der Strömungswiderstand pro Partikel $f_{drag,P}$ sowie der Strömungswiderstände f_{drag} pro Zelle mit den Rechenschritten cy und somit mit der Filtergeschwindigkeit v_F (Abb. 4-35) wie erwartet an.

Ab einer bestimmten Filtergeschwindigkeit v_F bleiben die Strömungswiderstände f_{drag} bzw. $f_{drag,P}$ trotz weiterer Steigerung der Filtergeschwindigkeit v_F konstant. Es können keine weiteren Strömungswiderstände f_{drag} bzw. $f_{drag,P}$ mehr aufgenommen werden. Die einzelnen Partikel sind dann gewichtslos und werden angehoben (Abb. 4-35). Die Filtergeschwindigkeit v_F bei welcher die Partikel gewichtslos werden, wird im Folgenden als kritische Filtergeschwindigkeit $v_{F,krit}$ bezeichnet. Die Differenz zwischen den in den verschiedenen Messzellen wirkenden Strömungswiderstand f_{drag} , ergibt sich aufgrund der unterschiedlichen Porosität ε in den Zellen, welche durch die relativ großen Partikeldurchmesser nicht vermeidbar sind.

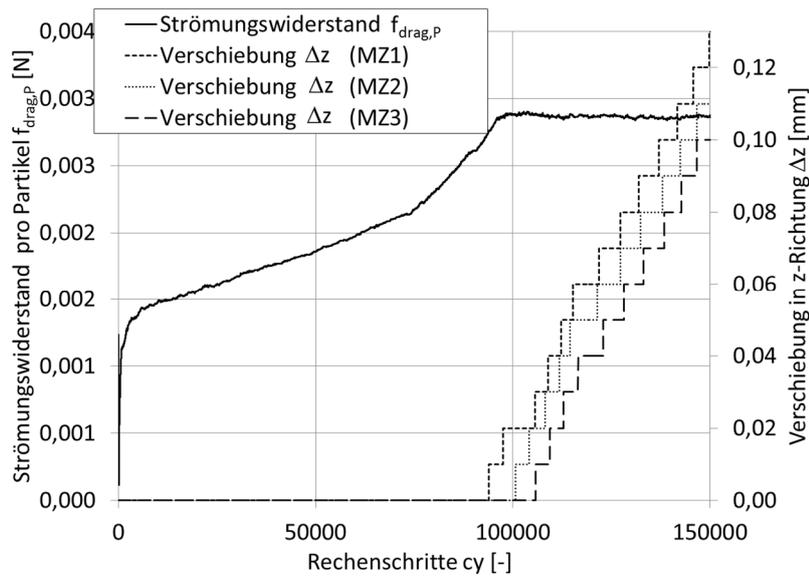


Abb. 4-34: Strömungswiderstand $f_{drag,p}$ und vertikale Verschiebung z pro Partikel ($d_A = 0$ cm und $\mu_P = 0,4$)

Die Auswertung der vertikalen Verschiebungen zeigt (Abb. 4-34), dass sich die Partikel in der obersten Messzelle (MZ1) als erstes anfangen zu heben. Erst einige Rechenschritte später bewegen sich zuerst die Partikeln der MZ2 und dann der MZ3 ebenfalls vertikal nach oben. Dies bedeutet, dass sich zuerst die Partikel im unteren Bereich bewegen und sich diese Partikelverschiebungen von unten nach oben ausbreiten. Dies stimmt mit den Beobachtungen überein, welche *Sentko* [20] bei seinen Versuchen mit Glaskugeln machte.

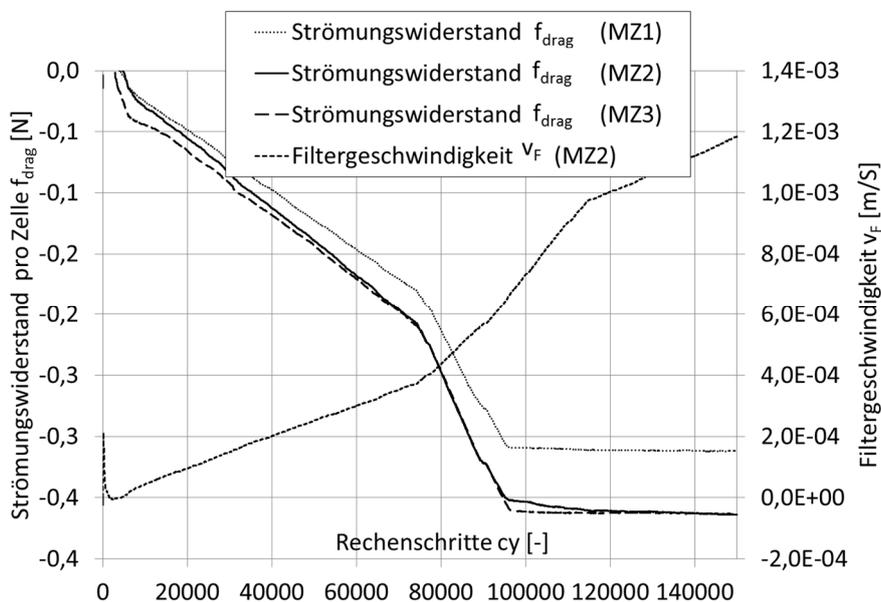


Abb. 4-35: Strömungswiderstand f_{drag} und Filtergeschwindigkeit v_F in der Zelle A ($d_A = 0$ cm und $\mu_P = 0,4$)

Die Reduzierung des effektiven Gewichts der Partikel kann auch am Rückgang der Kontaktkräfte zwischen den einzelnen Partikeln mit zunehmender Filtergeschwindigkeit v_F veranschaulicht werden. Die Abb. 4-36 zeigt die Kontaktkräfte zwischen den einzelnen

Partikel am Anfang der Durchströmung ($v_F \acute{e} 0$) und nach dem Versagen der Kugelpackung ($v_F > v_{F,krit}$). Bei geringen Filtergeschwindigkeiten v_F werden die Kontaktkräfte zwischen den Partikel (Abb. 4-36) mit wachsendem Abstand zur Oberfläche immer größer (maximale Kantaktkraft $f_{contact} = 0,71$ N). Wird hingegen die Kugelpackung mit der kritischen Filtergeschwindigkeit $v_{F,krit}$ durchströmt, wirken nur noch wenige verhältnismäßig kleine Kräfte zwischen den einzelnen Partikeln (maximale Kantaktkraft $f_{contact} = 0,01$ N).

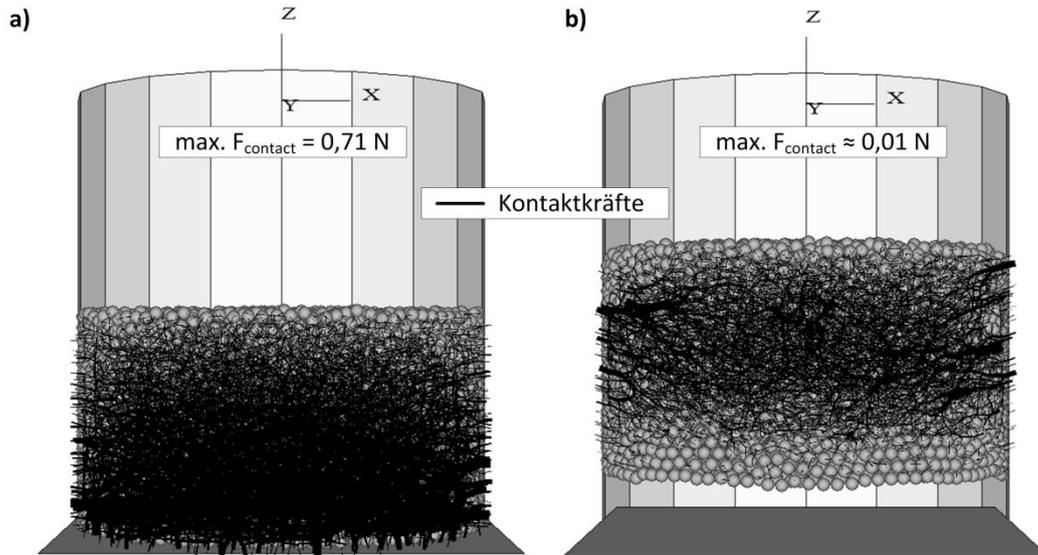


Abb. 4-36: Kontaktkräfte zwischen den Partikel ohne Auflastfilter, a) bei $v_F \acute{e} 0$; b) bei $v_F > v_{F,krit}$

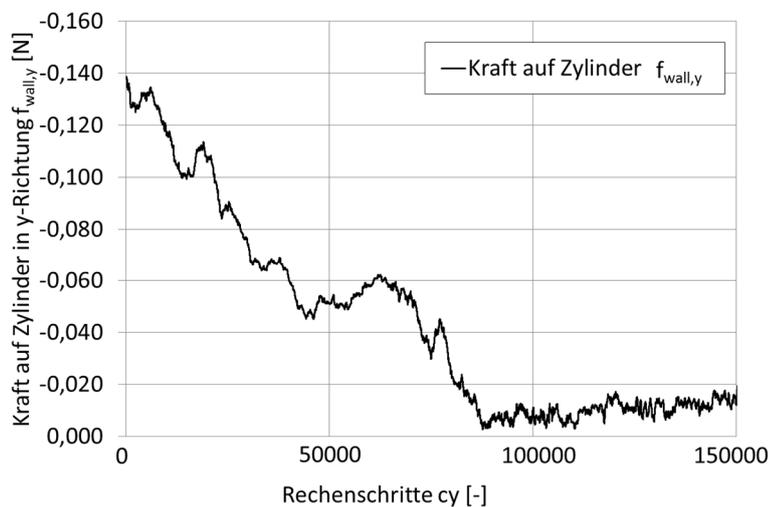


Abb. 4-37: Kontaktkräfte zwischen Partikeln und oberen Drittel der Zylinderwand in y-Richtung

Die Abb. 4-37 zeigt den Verlauf der auf das obere Drittel des Zylinders wirkenden Kontaktkräfte $f_{wall,y}$ zwischen Partikel und Wand in y-Richtung. Die Kontaktkräfte $f_{wall,y}$ werden mit den Rechenschritten cy, also mit der Filtergeschwindigkeit v_F geringer. Wird die kritische Filtergeschwindigkeit $v_{F,krit}$ erreicht, werden die auf den Zylinder wirkenden Kontaktkräfte $f_{wall,y}$ annähernd null. Es wirken daher im kritischen Zustand nahezu keine

Kräfte mehr zwischen Wand und Partikeln. Dies bedeutet, dass ohne Auflastfilter im kritischen Zustand auch keine Reibungskräfte zwischen Wand und Partikel mehr wirken können.

Wird ein Auflastfilter auf die durchströmte Kugelpackung aufgebracht, ändert sich der Verlauf der ausgewerteten Strömungswiderstände f_{drag} , außer dass größere Werte erreicht werden, nicht. Auch hier steigen die Strömungswiderstände f_{drag} mit der Filtergeschwindigkeit v_F zunächst an (Abb. 4-38). Wird die kritische Filtergeschwindigkeit $v_{F,\text{krit}}$ erreicht, können keine weiteren Widerstände mehr mobilisiert werden und die Partikeln werden angehoben.

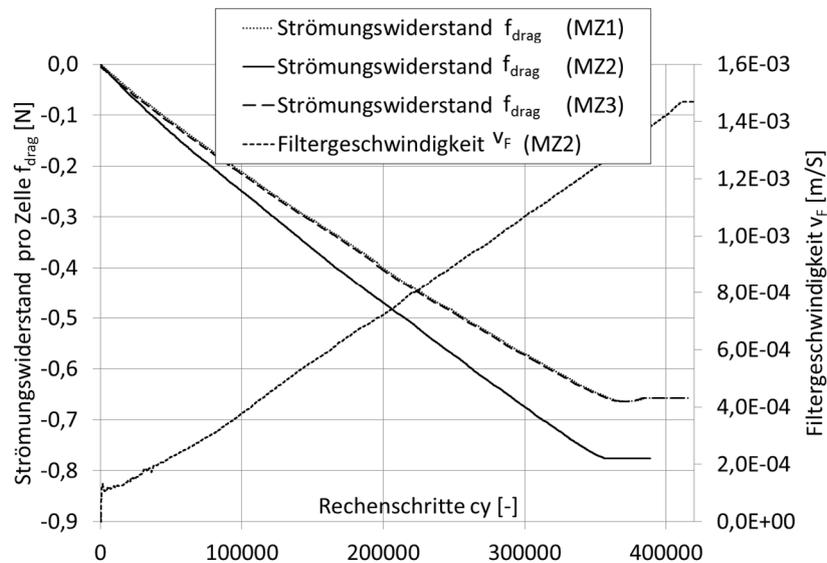


Abb. 4-38: Strömungswiderstand f_{drag} und Filtergeschwindigkeit v_F in der Zelle A ($d_A = 5 \text{ cm}$ und $\mu_P = 0,38$)

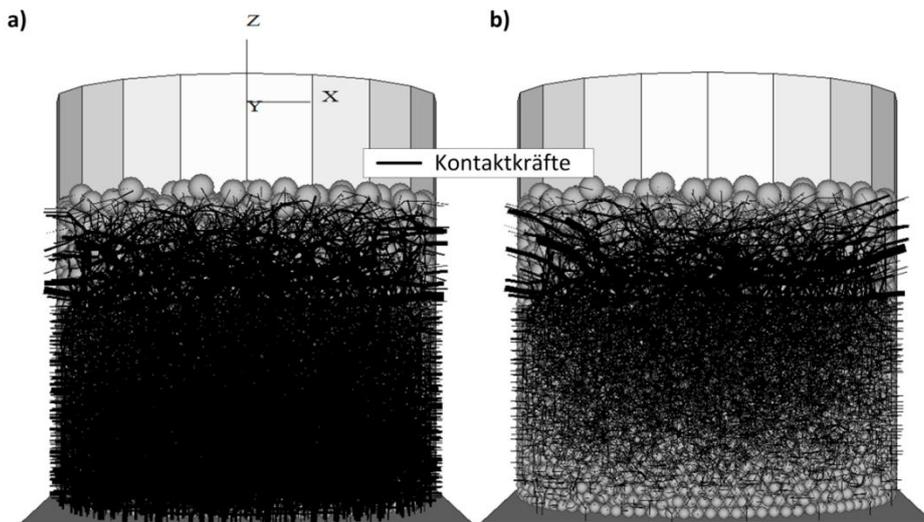


Abb. 4-39: Kontaktkräfte zwischen den Partikel mit Auflastfilter ($d_A = 5 \text{ cm}$), a) bei $i = 0$; b) bei $i = i_{\text{krit}}$

Im Gegensatz zur Simulation ohne Filter wirken jedoch auch im kritischen Zustand noch nennenswerte Kontaktkräfte zwischen den Partikeln (Abb. 4-39). Wie die in der Abb. 4-40 in

Abhängigkeit der Rechenschritte cy dargestellten Kontaktkräfte $f_{wall,y}$ zeigen, wirken auch noch nach dem Erreichen der kritische Filtergeschwindigkeit $v_{F,krit}$ im oberen Drittel der Wand etwas mehr als ein Drittel der Kontaktkräfte.

Demnach werden bei der eindimensionale Durchströmung mit Auflastfilter auch nach den numerischen Simulationen im kritischen Zustand Reibungskräfte zwischen Zylinderwand und Kugelpackung übertragen, die bei der Ermittlung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} angesetzt werden können.

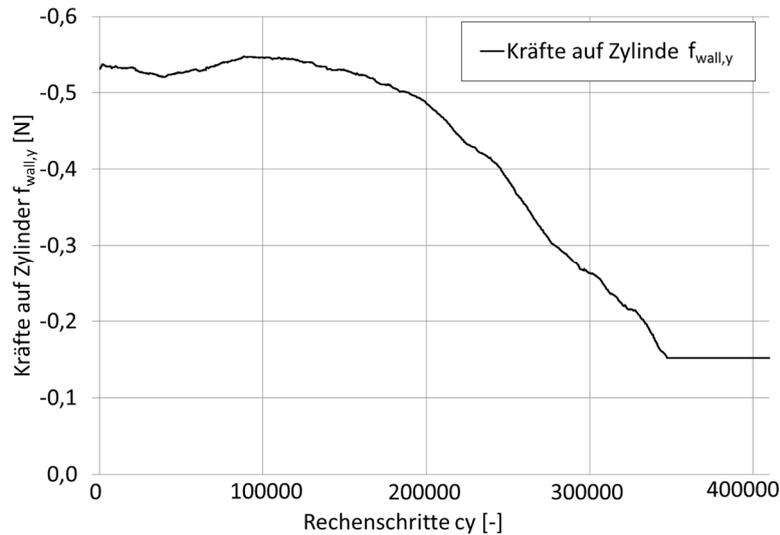


Abb. 4-40: Horizontale Kraft auf den Zylinder

4.4.3.2 Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient

Der kritische spezifische hydraulische Gradienten i_{krit} wurde bei den einzelnen Simulationen mit jener kritischen Filtergeschwindigkeit $v_{F,krit}$ nach der Gleichung 4-26 bestimmt, bei welcher keine weiteren Strömungswiderstände f_{drag} mehr von den Partikeln aufgenommen werden konnten und die Partikeln begannen sich in z -Richtung zu Verschieben.

$$i_{krit} = v_{F,krit} \cdot k_f \quad 4-26$$

Die mittels der Gleichung 4-26 ermittelten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} sind in Abhängigkeit des Verhältnisse d_A/l und des Kontaktreibungskoeffizienten μ_p in der Abb. 4-41 und Abb. 4-42 dargestellt. Da wie oben beschrieben, auch bei der kritischen Filtergeschwindigkeit $v_{F,krit}$ noch Kontaktkräfte zwischen Zylinder und Partikeln wirken, wurden die numerisch berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} mit den nach der Gleichung 4-16 (Berücksichtigung der Gewölbewirkung) berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} gegenübergestellt. Für die Berechnung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} wurde der Beiwert λ ebenfalls mit 0,66 angenommen.

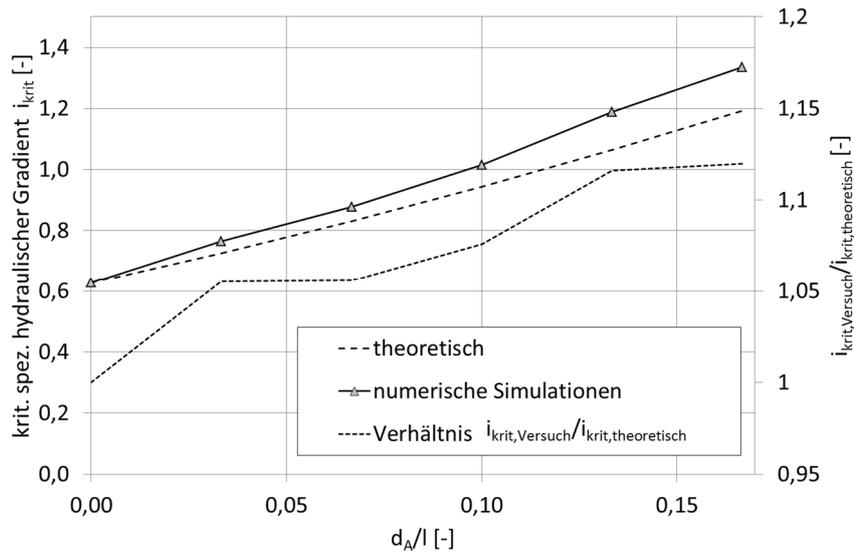


Abb. 4-41: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} mit eine Kontaktreibungsbeiwert von $\mu_P = 0,40$ unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung

Aus den beiden Abbildungen ist ersichtlich, dass es auch bei den numerischen Berechnungen zu einem Anstieg des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} mit dem Verhältnis von d_A/l gekommen ist. Auch die Erhöhung des Kontaktreibungsbeiwert μ_P bewirkt eine Steigerung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} (vgl. Abb. 4-41 und Abb. 4-42), was indirekt den Einfluss des Reibungswinkels wiedergibt.

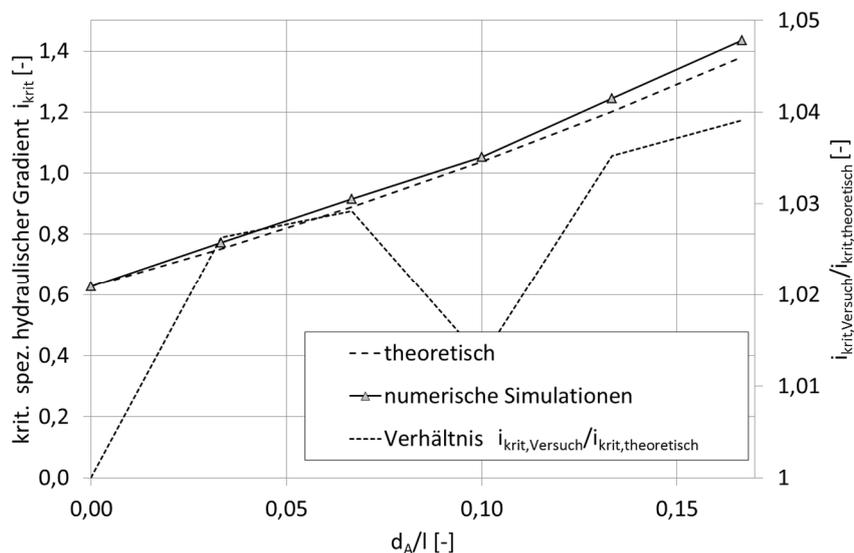


Abb. 4-42: Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit} mit eine Reibungsbeiwert von $\mu_P = 0,40$ unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung

Generell ergibt sich auch bei den mittels der numerischen Simulationen ermittelten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} eine relative gute Übereinstimmung mit den nach Gleichung 4-26 ermittelten Werten. Wird der Beiwert λ variiert, können sogar nahezu deckungsgleiche Kurven produziert werden. In weiteren Untersuchungen sollte daher der

Beiwert λ und damit das Verhältnis von vertikalen zu horizontalen effektiven Spannungen, in Abhängigkeit des spezifischen hydraulischen Gradienten näher untersucht werden.

4.5 Erkenntnisse und Schlussfolgerungen

Folgende Erkenntnisse und Schlussfolgerungen ergeben sich aus den Untersuchungen zum hydraulischen Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen:

- Kritischer spezifischer hydraulischer Gradient i_{krit}

Der Vergleich, der mittels der Versuche bestimmten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} mit den nach der Gleichung 2-18 berechneten Werten zeigte, dass die Ergebnisse zwar ohne Auflastfilter gut übereinstimmen, es jedoch mit steigender Dicke des Auflastfilters zu wachsenden Abweichungen kommt. Mit Auflastfilter wirken auch beim kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} noch effektive vertikale Spannungen σ_v im Versuchsboden. Die dadurch resultierenden Reibungskräfte zwischen Boden und Versuchszylinder können bei der Ermittlung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} nicht vernachlässigt werden

Weitere Untersuchungen haben gezeigt, dass mittels der Berücksichtigung der Gewölbewirkung (Silokräfte) der kritische hydraulische spezifische Gradient i_{krit} auch bei einer Belastung des Basismaterials mit einem Auflastfilter sehr gut theoretisch berechnet werden kann. Es konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und den Berechnungsergebnissen bzw. Simulationsergebnissen erzielt werden. Die Größe der übertragenen Reibungskräfte und die Ausprägung des Gewölbes sind aber maßgebend von der Lagerungsdichte D des Versuchsbodens abhängig. Bei lockerer Lagerungsdichte waren die über die Gewölbewirkung berechneten kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} geringfügig größer als die bei den Versuchen bestimmten.

- Versagensformen und Auflockerung

Die Beobachtung des Versagensablaufs zeigte, dass zwischen dem Versagen mit und ohne Auflastfilter zu unterscheiden ist. In einer vertikal von unten nach oben durchströmte Bodensäule ohne Belastung durch einen Filter bildeten sich zuerst, aufgrund von unvermeidlichen Inhomogenitäten im Boden, kleine lokale Kanäle aus, die noch nicht zum Versagen führen. Erst nach einer weiteren Potentialsteigerung kommt es zu einer Auflockerung des gesamten Basismaterials bis zur lockersten Lagerungsdichte und zum Versagen der Sandsäule.

Befindet sich ein Auflastfilter auf der Bodensäule, verflüssigt sich im kritischen Zustand zuerst der untere Teil des Basismaterials. Der obere Teil, dessen Länge von der Dicke des Auflastfilters und der Lagerungsdichte abhängig ist, wird kurz darauf mit einer unbeeinflussten Lagerungsdichte D angehoben. Die durchströmte Bodensäule versagt daher im unteren Teil durch Verflüssigung des Basismaterials und

im oberen Bereich durch Aufschwimmen. Im Basismaterial findet dabei aufgrund der wirkenden effektiven vertikalen Spannungen keine Auflockerung statt.

Die numerischen Simulationen zeigten, dass die Partikelbewegungen am unteren Ende der Kugelpackung beginnen und sich nach oben hin ausbreiten. Zu ersten vertikalen Partikelbewegungen kommt es erst mit dem Erreichen der kritischen Filtergeschwindigkeit $v_{F,krit}$. Des Weiteren konnte durch die Simulationen gezeigt werden, dass der Kugelpackung ohne Auflastfilter im kritischen Zustand gewichtslos wird. Es können keine rückhaltenden Reibungskräfte angesetzt werden. Bei den Simulationen mit Auflastfilter wirken auch nach dem Erreichen der kritischen Filtergeschwindigkeit $v_{F,krit}$ noch Kontaktkräfte zwischen Zylinder und Kugeln.

5 Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

5.1 Experimentelle Untersuchungen

Zur Bestimmung des Einflusses der Einbindetiefe t und der Dicke des Auflastfilters d_A auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter sowie zur Untersuchung der Bruchmechanik wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt, die im Folgenden näher beschrieben werden.

Die Versuche wurden im Laboratorium des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau an der Universität der Bundeswehr in München durchgeführt. Ziel der experimentellen Untersuchungen war:

- Die Beschreibung der Bruchmechanik, des Bruchablauf und der Bruchkörperform beim hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter.
- Die Bestimmung des Einflusses der Einbindetiefe und der Dicke des Auflastfilter auf die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} .

Für die Beschreibung der verwendeten Versuchsböden (Basismaterial und Auflastfilter) und der zu beachtenden Maßstabeffekte wird auf das Kapitel 4.1.1 und 4.1.2 verwiesen.

5.1.1 Dimensionierung des Versuchsstandes

Bei begrenzten Abmessungen von Modellversuchskästen ergeben sich grundsätzlich Randbedingungen, welche die Versuchsergebnisse beeinflussen können. Bei den Versuchen zum hydraulischen Grundbruch wird insbesondere die Wasserströmung von den Modellrändern beeinflusst. Um die Einflüsse der Modellabmessungen auf die Ergebnisse der Versuchsreihe so gering wie möglich zu halten, wurden die Abmessungen des Modellkastens so gewählt, dass die Wasserströmung möglichst wenig von den Modellrändern beeinflusst wird. Hierzu wurden numerische Strömungsberechnungen durchgeführt, bei welchen durch

schrittweise Verkleinerung der Seitenlängen der Einfluss der Abmessungen auf den Potentialabbau untersucht wurde.

Für das numerische Modell wurde als fixe Größen eine Einbindetiefe der Wand von $t = 10$ cm und eine Potentialdifferenz von $h = 50$ cm gewählt. Der Niveauunterschied zwischen Unter- und Oberwasser wurde mit $\Delta s = 10$ cm festgelegt. Die Versuchskastenränder a , b und u hatten die Anfangsabmessungen (Referenznetz) $a = c = u = 400$ cm (Abb. 5-1). Die Restpotentialhöhen Δh_r wurden in den Punkten $t/2$, t , $3/2 t$ und $t-t/2$ beobachtet (Abb. 5-1).

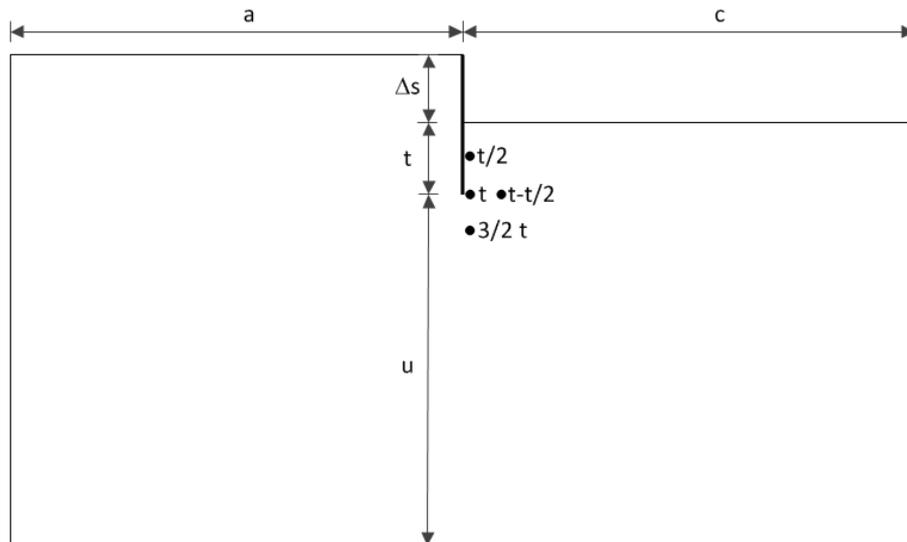


Abb. 5-1: Modell zur Bestimmung der Versuchskastenabmessung

Die Optimierung der Abmessungen des Modellversuchskastens erfolgte in vier Berechnungsschritten. Im 1. Berechnungsschritt wurden die Längen $a = c = u$ schrittweise jeweils um denselben Wert verkleinert, bis sich in den Beobachtungspunkten eine Abweichung von rund 2 % zum Referenznetz ergab. Ausgehend von den im 1. Berechnungsschritt ermittelten Abmessungen, wurde im 2. Berechnungsschritt der Einfluss der Seitenlänge a auf das Potentialnetz untersucht. Dabei wurden die Längen c und u auf der im 1. Berechnungsschritt ermittelten Abmessung konstant gehalten. Danach (3. Berechnungsschritt) wurde die luftseitige Länge c variiert und dabei die Längen a und u konstant gehalten. Zuletzt (4. Berechnungsschritt) wurde die Höhe u variiert, wobei die Längen a und c konstant gehalten wurden.

Gewählt wurden schließlich folgende Abmessungen für den Modellversuchskasten: $a = 100$ cm, $c = 70$ cm und $u = 60$ cm. Die Restpotentialhöhen Δh_r in den ausgewerteten Punkten, welche mit den ausgewählten Modellabmessungen berechnet wurden, unterscheiden sich nur sehr gering von den Restpotentialhöhen Δh_r welche sich mit den Anfangsabmessungen ergeben. In der Tab. 5-1 sind die Abweichungen in den ausgewerteten Punkten angegeben.

Tab. 5-1: Abweichungen zum Referenznetz

Messpunkte	$t/2$	t	$2/3 t$	$t-t/2$
Abweichung [%]	0,73	0,97	0,86	1,54

Die gute Übereinstimmung und somit die geringen Abweichungen der gewählten Modellabmessungen gegenüber dem Ausgangsmodell zeigt sich auch in der Überlagerung der Äquipotentiallinien. In der Abb. 5-2 ist zu erkennen, dass die Äquipotentiallinien, insbesondere links der Zwischenwand, sehr gut übereinstimmen.

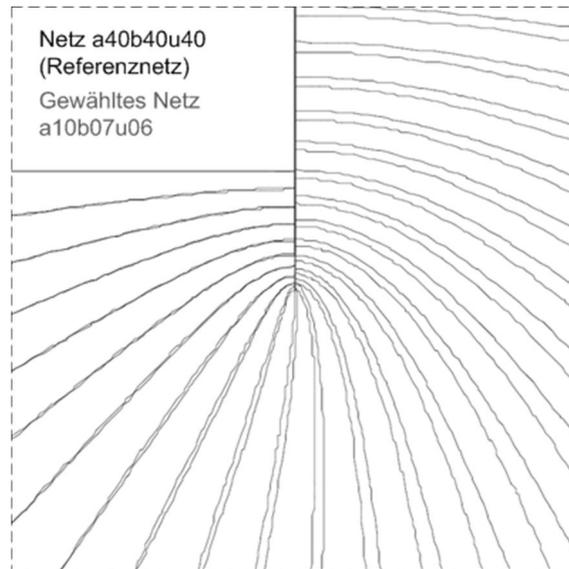


Abb. 5-2: Überlagerung des Referenznetzes mit dem Potentialliniennetz aus den gewählten Abmessungen [86]

Es kann daher für die weiteren experimentellen Untersuchungen des hydraulischen Grundbruchs davon ausgegangen werden, dass die Beeinflussung der Wasserströmung von den Modellrändern vernachlässigbar gering ist.

5.1.2 Aufbau und Konstruktion des Versuchsstandes

Für die experimentellen Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter wurde ein Versuchsstand konstruiert, bei dem eine stufenlose Variation der Einbindetiefe t und der Dicke des Auflastfilters d_A möglich ist.

Der Versuchsstand besteht aus zwei Teilen, dem Versuchskasten (Abb. 5-4, a) und der höhenverstellbaren Wasserversorgung (Abb. 5-4, b), über welche die Potentialdifferenz Δh gesteuert wurde.

Der Versuchskasten hat eine Breite von 170 cm, eine Höhe von 150 cm und eine Tiefe von 40 cm (Abb. 5-3). Um die Vorgänge vor und während des hydraulischen Grundbruchs beobachten zu können, wurde der Versuchskasten aus 3,0 cm dickem Plexiglas hergestellt. Auch die Zwischenwand, welche die Baugrubenwand simuliert, besteht aus Plexiglas. Der Einlass ist mit dem höhenverstellbaren Überlaufbehälter verbunden und der Auslauf auf einer festen Höhe angeordnet. Der Auslauf besteht aus drei kreisförmigen Öffnungen mit einem Durchmesser von jeweils 3 cm, wodurch sichergestellt wurde, dass es zu keinem Aufstau des abströmenden Wassers kommt. Die Zwischenwand kann durch spezielle Verstrebungen auf der für den jeweiligen Versuch erforderlichen Höhe fixiert werden. Die Erhöhung der Potentialdifferenz erfolgte durch das Anheben des Druckbehälters mittels eines Hubwagens.

5 Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

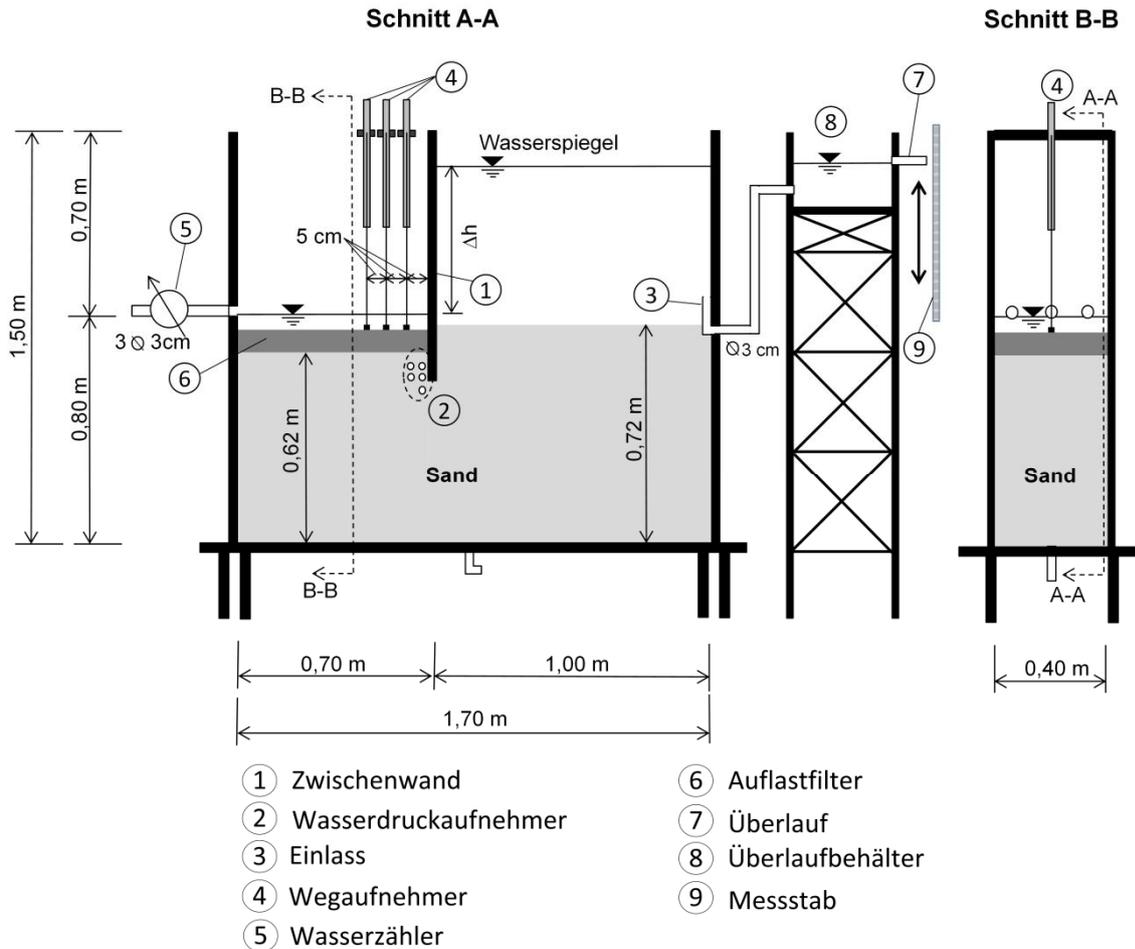


Abb. 5-3: Versuchsstand für die Versuche zum hydraulischen Grundbruch

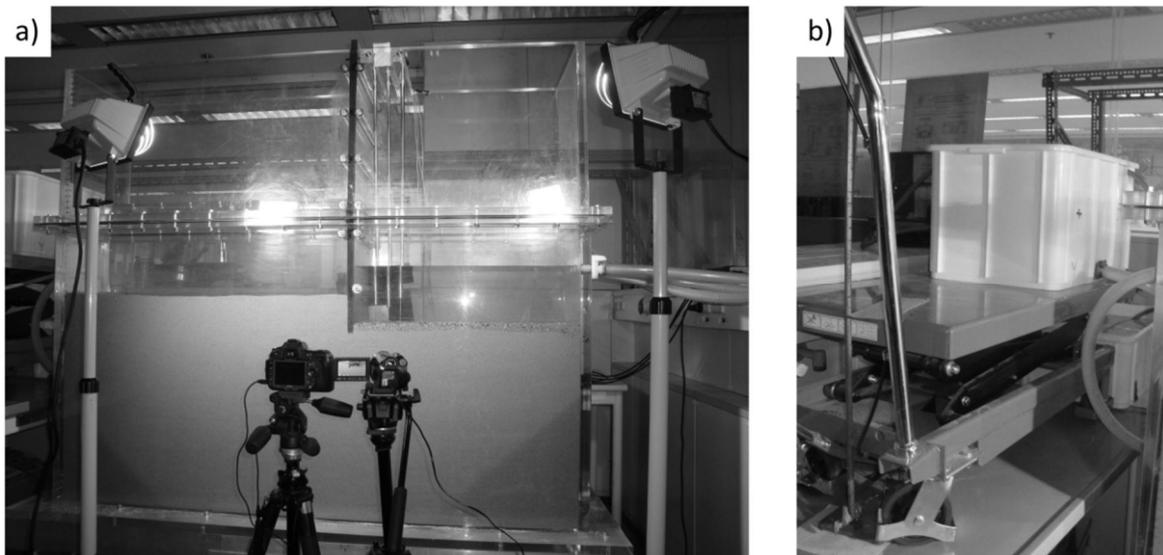


Abb. 5-4: a) Versuchskasten, b) höhenverstellbare Wasserversorgung

5.1.3 Messtechnik

Zur Beobachtung des Versagensmechanismus bei den Versuchen zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter wurde folgende Messtechnik eingesetzt:

- É 3 Wasserdruckaufnehmer
- É 3 Wegaufnehmer
- É Kippzähler
- É Particle Image Velocimetry Method (PIV)
- É Videokamera

Im Bereich des Fußauflagers der Zwischenwand wurden in der Seitenwand des Versuchskastens sieben Öffnungen in einem Abstand von jeweils 4 cm für die Wasserdruckaufnehmer vorgesehen (Abb. 5-5, a). In drei dieser Öffnungen wurden, in Abhängigkeit der Einbindetiefe t der Zwischenwand in den Versuchssand und der Dicke der Auflastfilters d_A , Wasserdruckaufnehmer angeordnet

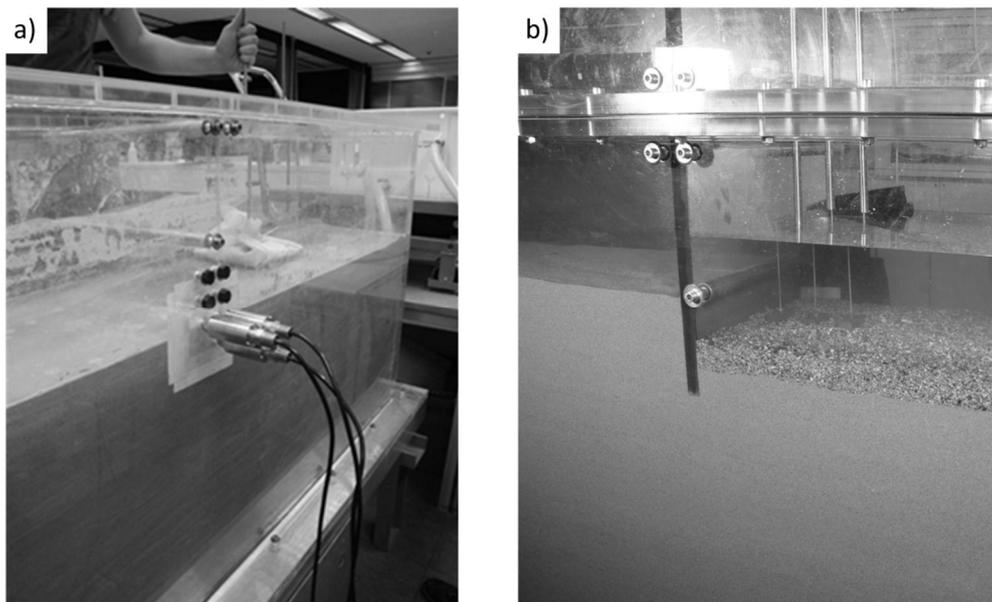


Abb. 5-5: a) Wasserdruckaufnehmer, b)Wegaufnehmer

Die Wasserdruckaufnehmer dienen der Erfassung des Wasserdrucks im Bereich des Wandfußes der Zwischenwand. Wie auch bei den eindimensionalen Durchströmungsversuchen, konnten so die Wasserdruckverhältnisse während der Potentialsteigerung erfasst werden. Weiterhin sind plötzliche Sprünge im Verlauf des gemessenen Wasserdrucks ein Indiz für Umlagerungen bzw. Auflockerungen im Bereich der Aufnehmer. Es wurden auch bei diesen Versuchen die Wasserdruckaufnehmer der Firma GEMS SENSORS des Typs 5000 R mit einem Messbereich von 0 bis 200 mbar verwendet.

Um die Hebungen des Versuchssandes bzw. des Auflastfilters auf der Luftseite der Zwischenwand während der Versuche zu messen, wurden drei Wegaufnehmer in einem

Abstand von 5, 10 und 15 cm zur der Zwischenwand, in der Mitte des Versuchskastens angeordnet (Abb. 5-5, b). Es wurden Wegaufnehmer der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) des Typs W 200 verwendet. Die Anordnung der Wegaufnehmer kann der Abb. 6 entnommen werden.

Zur Erfassung der während des Versuches den Versuchskasten durchströmenden Wassermenge wurde ein Kippzähler hinter den Ablauf des Versuchskastens geschaltet. Es wurde dabei ein Kippzähler der Firma Umwelt- und Fluid- Technik (UFT) mit zweigeteilter Kippschale (Abb. 5-6) verwendet. Während der Messungen wurde jede Kippung über einen Magneten erfasst und digital aufgezeichnet. So konnte mit einer ausreichenden Genauigkeit der Durchfluss Q in Abhängigkeit der Potentialdifferenz Δh erfasst werden.

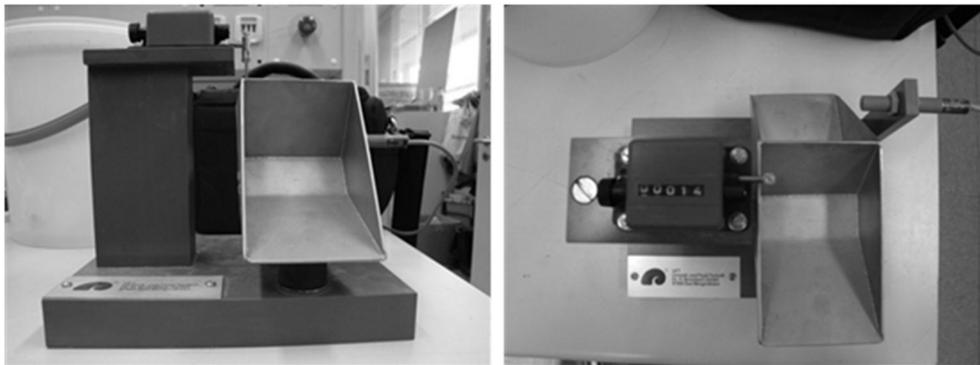


Abb. 5-6: Kippzähler der Firma Umwelt- und Fluid- Technik (UFT)

Um die Vorgänge im Boden besser visualisieren und somit den Versagensmechanismus besser verstehen zu können, wurden die Versuche mittels Fotokamera aufgezeichnet und die Bewegungen des Versuchssands in Abhängigkeit der Potentialdifferenz Δh mittels der Particle Image Velocimetry Methode (PIV-Methode) ausgewertet. Die Particle Image Velocimetry Methode ist eine photogrammetrische Auswertemethode, mit der schon kleinste Bewegungen der Sandkörner erfasst werden können. Im Gegensatz zu konservativen Messmethoden (z.B. farbliche Kennzeichnung von Einstreuschichten) können auch schon Bewegungen festgestellt werden, weit bevor der Bruchzustand erreicht ist. Mit der PIV-Methode kann sowohl die Größe als auch die Richtung der Translation ermittelt werden.

Bei der PIV Methode werden kleine Ausschnitte (Patches) des gesamten Bildes durch eine Serie von Aufnahmen über verfolgt. Dabei wird die Lage eines Patches über die Bilderserie, welche immer vom selben Punkt aus aufgezeichnet wird, verfolgt. Aufgrund der Distanz der einzelnen Ausschnitte (Patches) und einer bekannten Zeitdifferenz zwischen den einzelnen Aufnahmen, kann die Geschwindigkeit und die Richtung der Verschiebung zwischen den Aufnahmen berechnet werden. Für eine genaue Erläuterung der PIV-Methode wird an dieser Stelle auf *Sveen* [87] und *Sveen und Crowen* [88] verwiesen. In der Geotechnik wurde die PIV Methode bereits von einigen Wissenschaftlern angewendet, darunter sind *Withe und Take* [89], *Hauser* [90] und *Gutberlet* [63]. In diesen Werken findet man ebenfalls eine zusammenfassende Beschreibung der PIV-Methode.

Bei der Auswertung der Versuche zum hydraulischen Grundbruch wurde die Freeware *MatPIV* verwendet. Diese Software ist ein Aufsatz für das Programm MATLAB und wurde

von *Sveen* [87] im Rahmen seiner Dissertation programmiert. Eine ausführliche Beschreibung von MatPIV findet man in *Sveen und Crowen* [88] und *Hauser* [90].

Als Input wurden die in einem festgelegten Zeitabstand erstellten Fotos (hier alle 60 Sekunden) in einem 16-Bit Graustufenformat in MatPIV eingelesen. Um dem Programm die Umrechnung von Pixel-Koordinaten auf reale Koordinaten zu ermöglichen, muss vor jedem Versuch ein Referenz-Koordinatensystem definiert werden. Dazu wurde ein schwarzes Aluminiumblech, in welchem Fixpunkte in einem festgelegten Raster eingebracht wurden (Abb. 5-7, a), vor jedem Versuch aufgenommen. Der Koordinatenfehler bei der Berechnung der Koordinatenmatrix soll nach *Hauser* [90] maximal 0,5 betragen. Dieser Wert wurde bei allen Versuchen unterschritten.

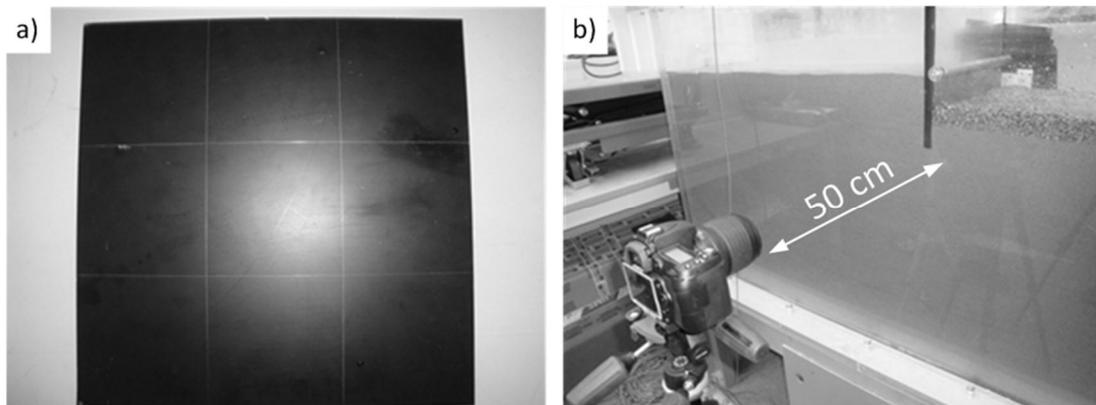


Abb. 5-7: a) Schwarzes Aluminiumblech zur Definition des Koordinatensystems, b) Parallel auf den Versuchskasten ausgerichtete digitale Spiegelreflexkamera

Die Fotos wurden mit einer digitalen Spiegelreflexkamera (Nokia D90) aufgenommen (Abb. 5-7, b). Die Kamera hat eine maximale effektive Auflösung von 12,3 Millionen Pixeln. Zur Vermeidung von Reflektionen an der Plexiglaswand wurde auf das Objektiv ein Polarisationsfilter aufgesetzt. Die Auslösung erfolgte mittels eines Fernauslösers alle 60 Sekunden. Der Abstand des Objektivs der Digitalkamera zur Außenwand des Versuchskastens betrug bei allen Versuchen 50 cm (Abb. 5-7, b). Die Kamera, montiert auf einem stabilen Stativ, wurde mittels Wasserwaage horizontal und mittels Winkeleisen parallel zur Außenwand des Versuchskastens ausgerichtet. Während der Versuche durfte die Kamera unter keinen Umständen bewegt werden, da sonst keine sinnvolle Auswertung möglich war. Aus diesem Grund wurde ein automatischer Fernauslöser verwendet.

Um eine optimale und möglichst konstante Belichtung des Untersuchungsbereiches zu gewährleisten, wurde der Versuchsstand mittels zwei Bauleuchten ausgeleuchtet (Abb. 5-4). Damit das Tageslicht keinen Einfluss auf die Belichtung hat, wurde zusätzlich der Versuchsraum im Labor abgedunkelt.

Das Ergebnis der PIV-Methode sind Verschiebungsbilder parallel zur Außenwand des Versuchskastens. Da der hydraulische Grundbruch bei homogenen Bodenverhältnissen (optimal eingebauter Versuchssand) und bei ebener Strömung ein zweidimensionales Problem ist, kann der Bruchmechanismus gut mit der PIV-Methode dargestellt werden.

5.1.4 Einbau des Versuchsbodens und Versuchsablauf

Der Versuchssand wurde bei allen Versuchen lageweise in 2 cm starken Schichten, unter Wasser, mit einer vorgegebenen Lagerungsdichte von $D = 0,8$ eingebaut. Dazu wurde die für eine Schicht benötigte Trockenmasse m_d des Versuchssandes pro Schicht ermittelt.

Je Schicht wurde die erforderliche Trockenmasse in den Versuchskasten über einen Trichter eingerieselt und dann mit einem selbst konstruierten Stampfer verdichtet (Abb. 5-5, a). Die Einbauhöhe wurde mittels Markierungen, welche an den Seitenrändern des Versuchskastens angebracht wurden, kontrolliert. Somit war ein möglichst homogener Einbau des Versuchssandes gewährleistet.

Der Auflastfilter wurde ebenfalls in 2 cm dicken Schichten unter Wasser eingebaut. Die vorgegebene Lagerungsdichte D des Auflastfilters wurde auf 0,8 festgelegt. Die Verdichtung des Filtermaterials erfolgte gleich der Verdichtung des Versuchssandes.

Beim Versuchsstart befanden sich die Wasserstände auf beiden Seiten der Zwischenwand auf der gleicher Höhe. Es wirkten daher vor dem Versuchsbeginn keine Strömungskräfte f_s auf den Versuchssand. Danach wurden alle Messeinrichtungen gleichzeitig gestartet, um einen direkten Vergleich zwischen den gemessenen Werten und eine genaue Zuordnung der Messwerte zu den einzelnen Potentialstufen zu ermöglichen. Der Zeitpunkt des Versuchsstarts wurde genau im Versuchsprotokoll festgehalten. Daraufhin wurde das Potential stufenweise um 2 cm erhöht. Eine Ausnahme bildete hier der erste Potentialschritt, welcher 10 cm betrug. Die Erhöhung der Potentialdifferenz Δh erfolgte durch das Anheben des Überlaufbehälters mittels Hubwagen. Der Zeitpunkt jeder Potentialsteigerung wurde ebenfalls protokolliert.

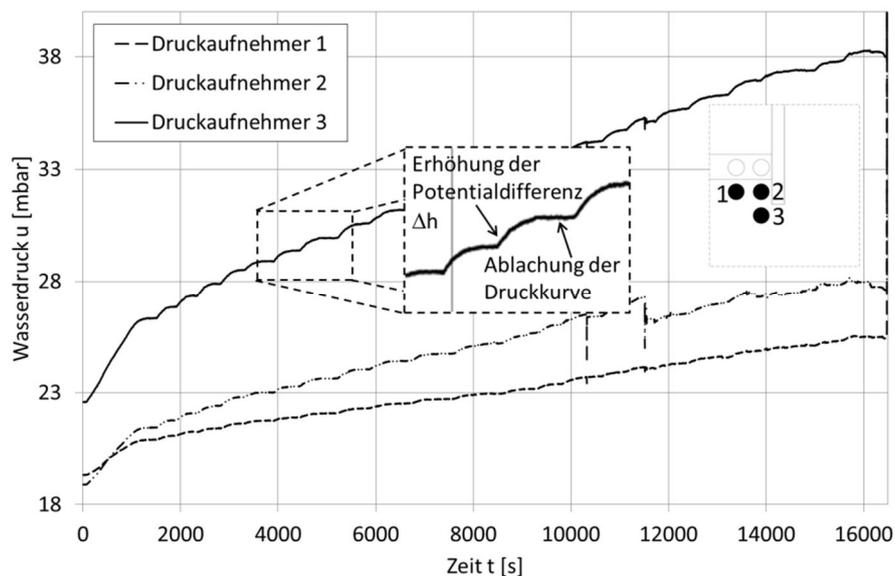


Abb. 5-8: Verlauf der gemessenen Wasserdruckkurve bei Potentialsteigerung

Die Dauer einer Potentialstufe wurde, ähnlich wie bei den eindimensionalen Durchströmungsversuchen, individuell festgelegt. Dazu wurden in erster Linie die Messdaten der Druckaufnehmer verwendet. Flachten die Druckkurven nach einer Potentialsteigerung

wieder ab, konnte davon ausgegangen werden, dass der gesamte Druck der Potentialsteigerung auf die Luftseite durchgedrungen ist (siehe Abb. 5-8).

Bei höheren Potentialstufen, nahe dem Bruchzustand, hat die Drucklinie, aufgrund von Umlagerungen und Auflockerungen im Versuchssand, nicht mehr ihren typischen Verlauf. Die Dauer der Potentialstufen wurde daher in diesem Fall nicht anhand der Drucklinien, sondern mittels der Hebung bestimmt. Zeigten die Wegaufnehmer keinen Anstieg der Hebung mehr an bzw. flachte die Kurve stark ab, wurde das Potential Δh um eine weitere Stufe (2 cm) erhöht. In Ausnahmefällen, wenn sich das Versagen durch hydraulischen Grundbruch schon ankündigte, wurde die Potentialdifferenz Δh um nur 1 cm pro Stufe gesteigert. Die Potentialdifferenz Δh wurde solange erhöht, bis der hydraulische Grundbruch eintrat.

5.1.5 Versuchsergebnisse

Die Tab. 5-2 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter. Insgesamt wurden 18 Versuche durchgeführt, wobei die Einbindetiefe zwischen null und maximal acht Zentimeter und die Dicke des Auflastfilters d_A zwischen null und maximal sechs Zentimeter variiert wurde.

Tab. 5-2: Ergebnisse der Versuche zum hydraulischen Grundbruch

t [cm]	Δs [cm]	t/ Δs	d_A [cm]	$d_A/\Delta s$	D	Δh_{Bruch} [cm]	$\Delta h_{\text{Bruch}}/\Delta s$
5,0	0,0	--	0,0	--	0,8	17,0	--
8,0	10,0	0,8	2,0	0,2	0,8	53,0	5,30
5,0	10,0	0,5	2,0	0,2	0,8	45,0	4,5
4,0	10,0	0,4	2,0	0,2	0,8	38,0	3,8
3,0	10,0	0,3	2,0	0,2	0,8	36,0	3,6
2,0	10,0	0,2	2,0	0,2	0,8	30,0	3,0
1,0	10,0	0,1	2,0	0,2	0,8	28,0	2,8
0,5	10,0	0,1	2,0	0,2	0,8	34,0	3,4
0,0	10,0	0,0	2,0	0,2	0,8	36,0	3,6
5,0	10,0	0,5	4,0	0,4	0,8	63,0	6,3
4,0	10,0	0,4	4,0	0,4	0,8	54,0	5,4
3,0	10,0	0,3	4,0	0,4	0,8	53,0	5,3
2,0	10,0	0,2	4,0	0,4	0,8	53,0	5,3
1,0	10,0	0,1	4,0	0,4	0,8	56,0	5,6
0,5	10,0	0,1	4,0	0,4	0,8	60,0	6,0
0,0	10,0	0,0	4,0	0,4	0,8	66,0	6,6
2,0	10,0	0,2	6,0	0,6	0,8	69,0	6,9
1,0	10,0	0,1	6,0	0,6	0,8	71,0	7,1

Zur Validierung der Versuchsreihe wurde die Reproduzierbarkeit der Versuche in Hinblick auf die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} überprüft. Dazu wurde der Versuch mit einer Einbindetiefe von $t = 1$ cm und einer Dicke des Auflastfilter von $d_A = 2$ cm zweimal ausgeführt. Der Unterschied zwischen den gemessenen kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} beider Versuche betrug ca. 1 cm und ist damit relativ gering. Die Reproduzierbarkeit der Versuchsreihe konnte somit nachgewiesen werden.

Beim Versuch ohne Auflastfilter und einer Einbindetiefe von $t = 5$ cm befand sich die Oberfläche des Versuchssandes auf beiden Seiten auf gleicher Höhe ($\Delta s = 0,0$ cm). Die Ergebnisse dieses Versuchs können daher nicht direkt mit den anderen Versuchsergebnissen verglichen werden.

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse als Verhältnis von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ in Abhängigkeit von $t/\Delta s$ und $d_A/\Delta s$ dargestellt, der beobachtete Bruchablauf beschrieben und die aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse erläutert.

5.1.5.1 Kritische Potentialdifferenz

In der Abb. 5-9 ist das Verhältnis von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ als Funktion von $t/\Delta s$ und $d_A/\Delta s$ dimensionslos dargestellt. Die Abb. 5-9 zeigt daher die Abhängigkeit der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} von der Einbindetiefe t und der Dicke des Auflastfilters d_A .

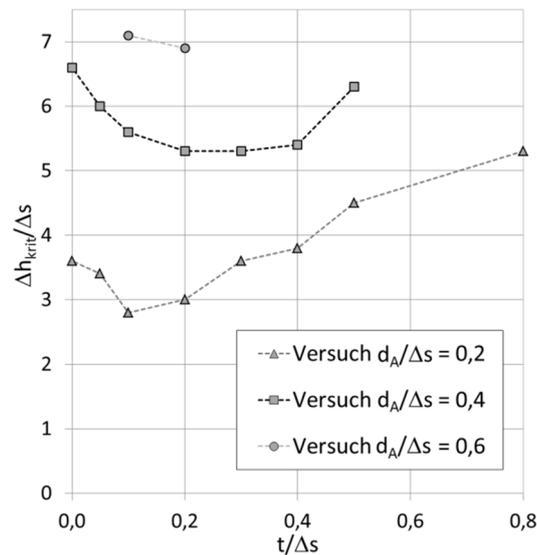


Abb. 5-9: Kritische Potentialdifferenz Δh_{krit}

Zunächst kann festgestellt werden, dass, unabhängig vom Verhältnis $d_A/\Delta s$, bei einem bestimmten Verhältnis von $t/\Delta s$ ein Minimum des Verhältnisses von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ erreicht wird. Dies bedeutet, dass, ausgehend von diesem Minimum, durch eine Reduzierung oder Vergrößerung der Einbindetiefe t (bei konstantem Δs und d_A) höhere kritische Potentialdifferenzen Δh_{krit} erreicht werden können. Damit bestätigen die Versuchsergebnisse die Resultate der numerischen Untersuchungen von *Odenwald und Herten* [8] dahingehend, dass eine gewisse Einbindetiefe t , welche größer als null ist, den ungünstigsten Fall darstellt.

Dieser Effekt soll durch die in Abb. 5-10 dargestellten Versuchsergebnisse nochmals verdeutlicht werden. Bei einer Dicke des Auflastfilters von $d_A = 4$ cm und einer Einbindetiefe von $t = 2$ cm wird eine kritische hydraulische Potentialdifferenz von $\Delta h_{\text{krit}} = 53$ cm erreicht. Beim gleichen Versuch, jedoch ohne Einbindung der Wand in den Sand ($t = 0$ cm), wird eine kritische Potentialdifferenz von $\Delta h_{\text{krit}} = 66$ cm erreicht. Durch eine Reduktion der Einbindetiefe t der Wand um 2 cm, ist eine um 13 cm höhere kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} bis zum Eintritt des hydraulischen Grundbruch notwendig.

Weiterhin zeigen die Versuchsergebnisse, dass mit dem Verhältnis von $d_A/\Delta s$ das Verhältnis von $\Delta h_{krit}/\Delta s$ stark ansteigt. Die Wirkung des Auflastfilter bezüglich der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} ist daher eindeutig. Nach der Abb. 5-9 lässt sich durch eine Erhöhung des Verhältnisses von $d_A/\Delta s$ um 0,2 das Verhältnis von $\Delta h_{krit}/\Delta s$ um ca. 1,6 steigern. Mit $\Delta s = 10$ cm bedeutet dies eine Steigerung der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} um 16 cm, bei einer Erhöhung der Dicke des Auflastfilters d_A um 2 cm. Der Auflastfilter erweist sich daher als sehr effektiv.

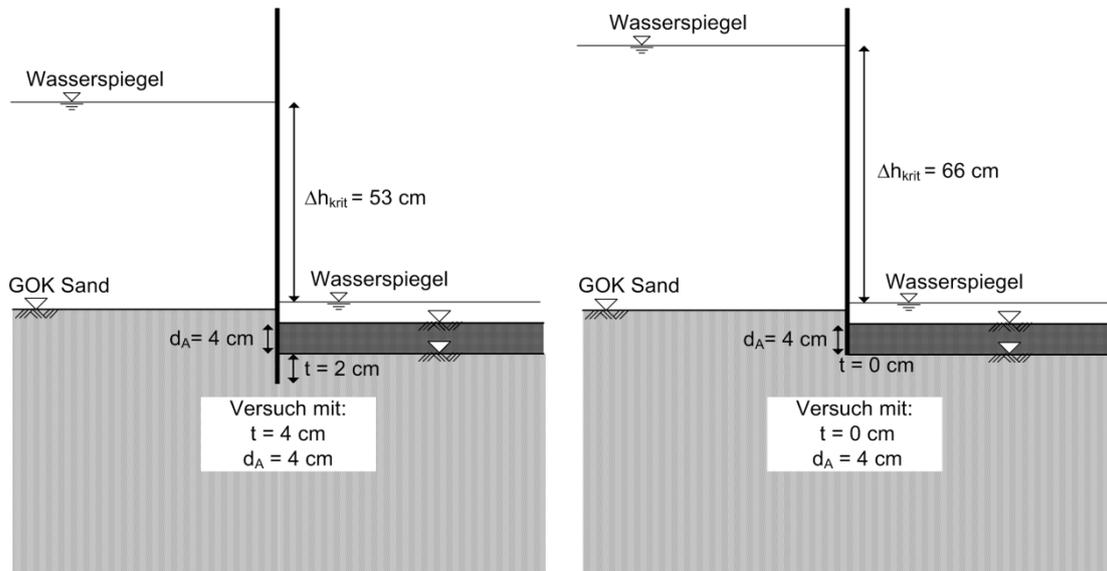


Abb. 5-10: Erhöhung der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} durch eine Reduktion der Einbindetiefe t

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen aus den relevanten Berechnungsansätzen und somit die qualitative und quantitative Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den bestehenden analytischen Berechnungsansätzen wird in einem eigenen Kapitel (Kapitel 5.3) ausführlich behandelt.

5.1.5.2 Versagensablauf

Zur Visualisierung und Charakterisierung des Versagensmechanismus beim hydraulischen Grundbruch wurde, wie bereits erwähnt, die PIV-Methode eingesetzt. Im Gegensatz zu alternativen Messmethoden (z.B. farbliche Kennzeichnung von Einstreuschichten) können auch schon Bewegungen festgestellt werden, lange bevor der Bruchzustand erreicht ist. Mit der PIV-Methode kann sowohl die Größe als auch die Richtung der Translation festgestellt werden.

Der beim Versuch ohne Auflastfilter ($t = 5$ cm) beobachtete Versagensablauf stimmt mit den Beobachtungen aus der Literatur (Kapitel 3.2.2.2) überein. Auf den Bruchablauf beim hydraulischen Grundbruch ohne Auflastfilter wird daher an dieser Stelle nicht näher eingegangen.

In der Abb. 5-12 sind beispielhaft die, mittels der PIV-Methode ermittelten vertikalen, horizontalen und absoluten Verschiebungen des Versuchssandes für verschiedene Potentialdifferenzen Δh , des Versuchs mit einer Einbindelänge von $t = 4$ cm und einer Dicke

des Auflastfilters von ebenfalls $d_A = 4$ cm dargestellt. Die Farbschattierung gibt dabei die Größe der Bewegungen in Zentimeter von Versuchsstart bis zum Ende der jeweiligen Potentialstufe an. Der Vektorplot zeigt die Richtung der Sandbewegung.

In der Abb. 5-11 ist zusätzlich der Verlauf des hydraulischen Grundbruchs anhand des Versuches mit $t = 2$ cm und $d_A = 6$ cm als Fotoserie dargestellt. Mittels der Abb. 5-11 und der Abb. 5-12 wird nun der Versagensablauf beim hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter erläutert.

Bei nahezu allen Versuchen kam es zuerst zu horizontalen Verschiebungen der Sandpartikel unterhalb des Wandfußes in Richtung der Abstromseite. Dies konnte schon bei relativ kleinen Potentialdifferenzen Δh (Abb. 5-12 bei $\Delta h = 42$ cm) festgestellt werden. Vertikale Verschiebungen wurden zu diesem Zeitpunkt noch keine gemessen. Erst bei weiterer Erhöhung der Potentialdifferenz Δh breiteten sich die Sandbewegungen in Richtung der Baugrubenseite hin aus und es kam zuerst zu geringen, mit weiterer Steigerung der Potentialdifferenz Δh dann zu größeren, vertikal nach oben gerichteten Verschiebungen im Abstrombereich ($\Delta h = 44 - 50$ cm in der Abb. 5-12) und somit zu einer Aufwölbung des Versuchssandes (Abb. 5-11). Auch die horizontalen Verschiebungen unterhalb des Wandfußes nahmen zu.

Da auf der Zustromseite keine Sandbewegungen festzustellen sind (Abb. 5-12, $\Delta h = 44 - 50$ cm), muss die Aufwölbung auf der Abstromseite mit einer Volumenvergrößerung und damit mit einer Auflockerung (siehe Kapitel 5.1.5.2.1) des Versuchssandes (in diesem Bereich) einhergehen. Sowohl die Aufwölbung als auch die Auflockerung des Versuchssandes ist in der Abb. 5-11 deutlich zu sehen. Diese ersten Auflockerungen führten jedoch noch nicht zum hydraulischen Grundbruch.

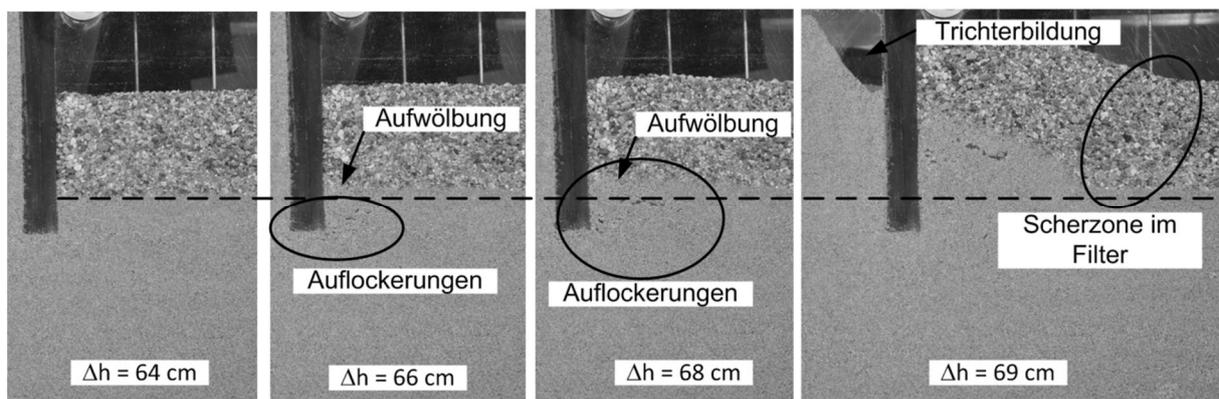


Abb. 5-11: Auflockerungen im Abstrombereich (Versuch mit $t = 2$ cm und $d_A = 6$ cm)

Erst wenn die Sandbewegungen/Auflockerungen auf der Luftseite der Zwischenwand ein gewisses Maß übertroffen hatten, wurde der Sand von der Erdseite nachgespült und es bildete sich ein Trichter aus (Abb. 5-11). Nach der Trichterbildung konnten zwei verschiedene Abläufe des weiteren Bruchvorgangs beobachtet werden. Bei den Versuchen mit einer Dicke des Auflastfilters von $d_A = 4$ cm bzw. 6 cm, kam es nach weniger als zwei Minuten (noch in derselben Potentialstufe) zum plötzlichen hydraulischen Grundbruch. Bei den Versuchen mit einer Dicke des Auflastfilters von $d_A = 2$ cm hingegen dauerte es noch

5 Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

zwischen 20 und 30 Minuten und erforderte weitere Potentialsteigerungen bis der hydraulische Grundbruch eintrat.

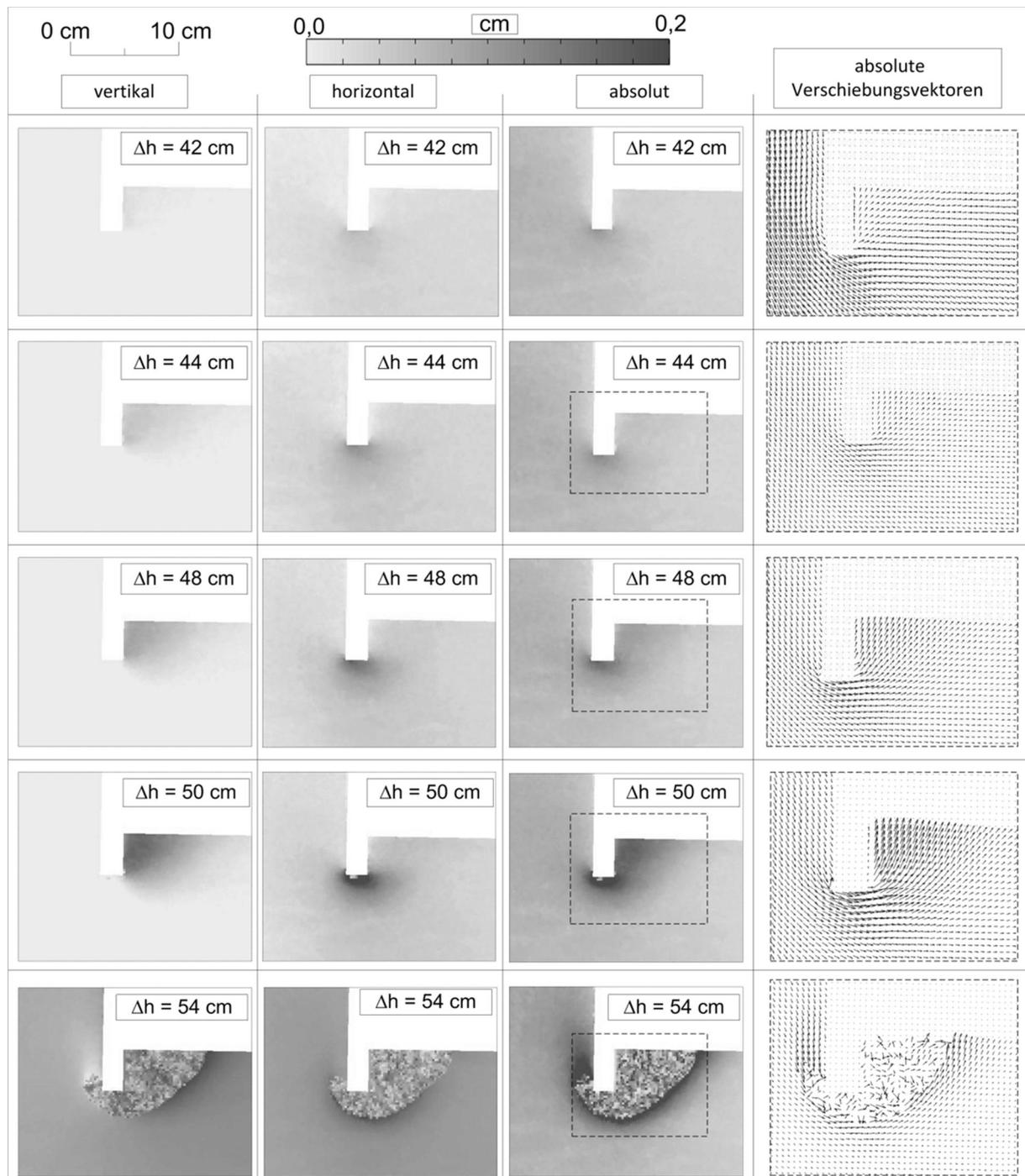


Abb. 5-12: Versagensablauf bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter
(Versuch mit $t = 4 \text{ cm}$ und $d_A = 4 \text{ cm}$)

5.1.5.2.1 Auflockerungen im Versuchssand

Wie bereits oben beschrieben wurde, kommt es im Abstrombereich schon vor dem hydraulischen Grundbruch zu Auflockerungen im Versuchssand. Da es mit der Auflockerung des Versuchssandes zu einer Erhöhung der Wasserdurchlässigkeit und somit zu einer

Veränderung des Durchlässigkeitsbeiwerts k_f kommt, haben diese Auflockerungen auch Einfluss auf den Potentialabbau und damit auf die Potentialverteilung.

Die Abb. 5-13 zeigt die Äquipotentiallinien im Bereich der Zwischenwand mit und ohne Berücksichtigung von Auflockerungen sowie für zwei unterschiedliche Größen des aufgelockerten Bereichs. Die Größe des aufgelockerten Bereichs wurde mittels der PIV-Methode für den Versuch mit $t = 2 \text{ cm}$ und $d_A = 6 \text{ cm}$ und bei Potentialdifferenzen von $\Delta h = 66 \text{ cm}$ (Abb. 5-13, a) bzw. $\Delta h = 69 \text{ cm}$ (Abb. 5-13, b) ermittelt. Der Durchlässigkeitsbeiwert des aufgelockerten Bereichs ist um das 3-fache höher als im übrigen Versuchssand.

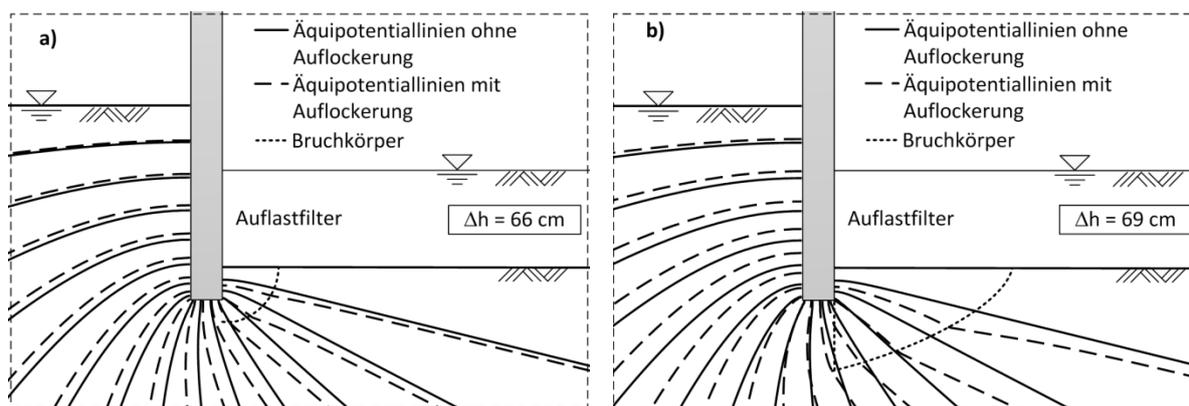


Abb. 5-13: Vergleich der Äquipotentiallinien ohne und mit Berücksichtigung der Auflockerungen (Versuch mit $t = 2 \text{ cm}$ und $d_A = 6 \text{ cm}$), a) bei einer Potentialdifferenz von $\Delta h = 66 \text{ cm}$, b) bei einer Potentialdifferenz von $\Delta h = 69 \text{ cm}$

Wie bereits *Sentko* [20] feststellte, ist der Potentialabbau bei homogenem Untergrund im aufgelockerten Bereich geringer als im restlichen Boden. Dadurch kommt es zu einer Verschiebung des Potentialabbaus in Richtung des nicht aufgelockerten Bereichs stromaufwärts, wodurch in diesem Bereich die spezifischen hydraulischen Gradienten i und die spezifische Strömungskräfte f_s größer werden. Die Verschiebung des Potentialabbaus wird, wie in Abb. 5-13 zu erkennen ist, mit der Größe des aufgelockerten Bereichs immer ausgeprägter. Durch die Verschiebung des Potentialabbaus in Richtung der Zustromseite kommt es zu dem im Kapitel 5.1.5.2 beschriebenen Nachspülen des erdseitigen Bodens. Dies führt schließlich zum hydraulischen Grundbruch.

Die Verschiebung des Potentialabbaus lässt sich auch durch den Vergleich, des mittels der Wasserdruckaufnehmer gemessenen Wasserdrucks u mit dem numerisch berechneten Wasserdruck ohne die Berücksichtigung von Auflockerungen, zeigen.

Dazu wurden, mittels der Software *šFEFLOW 2D 6.0ö*, die Ganglinien des Wasserdrucks u in Abhängigkeit der Potentialdifferenz Δh und der Zeit t an exakt denselben Stellen im numerischen Modell berechnet, an denen während der Versuche die Wasserdrücke u gemessen wurde. Damit ist ein direkter Vergleich der gemessenen Wasserdrücke u mit den numerisch, am nicht aufgelockerten Modell, ermittelten Wasserdrücken u möglich.

Die Abb. 5-14 zeigt den Vergleich des Wasserdrucks u sowie die Lage der Wasserdruckaufnehmer im Versuchsmodell, für den Versuch mit $t = 2 \text{ cm}$ und $d_A = 6 \text{ cm}$. In

der Abbildung ist zu erkennen, dass alle Ganglinien bis zu einer gewissen Potentialdifferenz (ca. $\Delta h = 46$ cm) nahezu parallel zu den gemessenen Kurven der Wasserdruckaufnehmer verlaufen. Dies bedeutet, dass es bis zu dieser Potentialdifferenz Δh noch zu keiner Verzerrung des Potentialliniennetzes und somit zu keinen relevanten Auflockerungen im Versuchssand gekommen ist. Geringere Abweichungen zwischen den Kurven erklären sich anhand geringfügiger Inhomogenität des eingebauten Versuchssand.

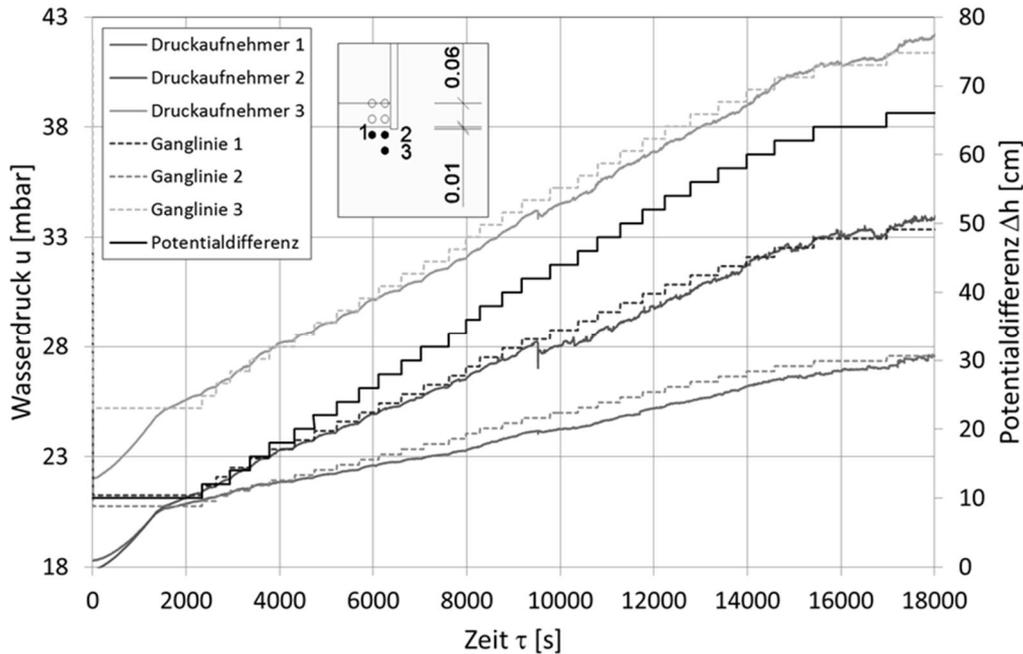


Abb. 5-14: Vergleich der gemessenen Wasserdruckkurven mit den numerisch berechneten Ganglinien des Versuchs mit $t = 2$ cm und $d_A = 6$ cm

Bei einer Potentialdifferenz von $\Delta h = 46$ cm zeigen insbesondere die Druckaufnehmer 2 und 3 einen plötzlichen Druckabfall an, was auf eine Auflockerung des Versuchssandes in diesem Bereich zurückzuführen ist. Durch die Auflockerung verschiebt sich der Potentialabbau in Richtung des Zustrombereichs. Folglich wird bei einer weiteren Potentialsteigerung mehr Potential auf der Zustromseite der Zwischenwand abgebaut. Gegen Ende des Versuches gleichen sich die gemessenen Druckkurven den Ganglinien wieder an. Dies erfolgt wahrscheinlich aufgrund der starken Verschiebungen des Versuchssandes im Zustrombereich (Trichterbildung).

Es ist anzumerken, dass der hydraulische Grundbruch bei den hier ausgewerteten Versuchen nicht auf der Seite der Druckaufnehmer, sondern auf der gegenüberliegenden Seite des Versuchskastens stattgefunden hat. Es ist anzunehmen, dass es im Bereich, in dem der hydraulische Grundbruch initial stattgefunden hat, zu einer stärkeren Verzerrung des Potentialliniennetzes gekommen ist.

5.1.5.3 Gemessene Bruchkörperform

Mittels der PIV-Methode konnte die Form und maximale Breite des Bruchkörpers bei fast allen Versuchen bestimmt werden. In der Abb. 5-16 sind die gemessenen totalen

Verschiebungen sowie die numerisch ermittelten Stromlinien und die kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$, kurz vor dem Versagen durch hydraulischen Grundbruch dargestellt. Dabei sind jene Versuche, bei denen der hydraulische Grundbruch nicht an der beobachteten Seite des Versuchskastens Initial stattgefunden hat und daher der Bruchkörper nicht in seiner tatsächlichen Größe gemessen werden konnte, mit einem schwarzen Punkt gekennzeichnet.

Die Vorgehensweise bei der Definition der gemessenen Bruchkörperform wird nun anhand der Abb. 5-15, in welcher die Begrenzung des Bruchkörpers des Versuches mit $t = 3$ cm und $d_A = 4$ cm dargestellt ist, erläutert. Bei der PIV-Methode werden die Verschiebungen des Versuchssandes anhand des Graustufenmusters zwei übereinander liegender Fotos ermittelt (siehe Kapitel 5.1.3). Sind die Verschiebungen zwischen zwei übereinanderliegenden Aufnahmen zu groß, kann von MatPIV keine Übereinstimmung der überlagerten Fotos mehr gefunden werden, die Verschiebungen sind undefiniert (šgepixelterō Bereich in der Abb. 5-15). Im Folgenden wird als Bruchkörper nun jener Bereich definiert, in dem die Verschiebungen so groß waren, dass sie von MatPIV nicht mehr ermittelt werden konnten. Der šgepixelteō Bereich der PIV-Auswertungen wird daher bei den weiteren Untersuchungen als gemessener Bruchkörper bezeichnet.

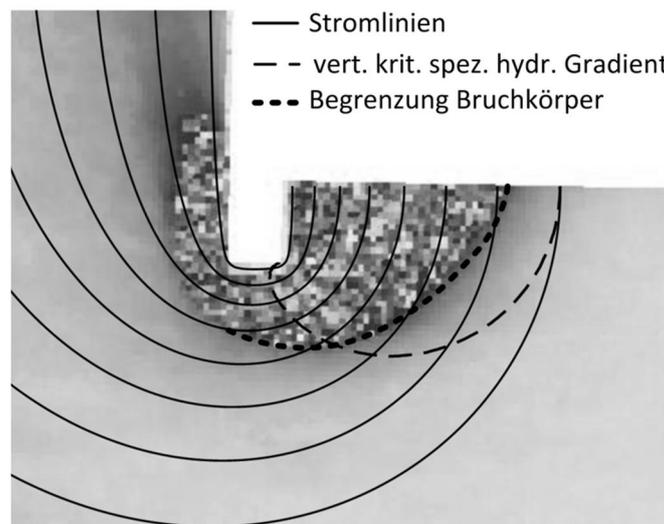


Abb. 5-15: Definition des gemessenen Bruchkörpers am Beispiel des Versuch mit $t = 3$ cm und $d_A = 4$ cm

Aus der Überlagerung, der mittels der PIV-Methode bestimmten totalen Verschiebungen (Bruchkörper) mit den Stromlinien und den vertikalen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ (Abb. 5-16), kann unter anderem die Übereinstimmung der Bruchkörperform mit dem Verlauf der Stromlinien und mit dem vertikalen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ überprüft werden. Dabei zeigt sich, dass sich die Form des Bruchkörpers beim hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter nicht an die Stromlinien anpasst. Eine Begrenzung des Bruchkörpers, wie *Knaupe* [30] es bei seinem Berechnungsansatz für den Nachweis ohne Auflastfilter vorschreibt, scheint daher für den Nachweis mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter nicht zielführend.

5 Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

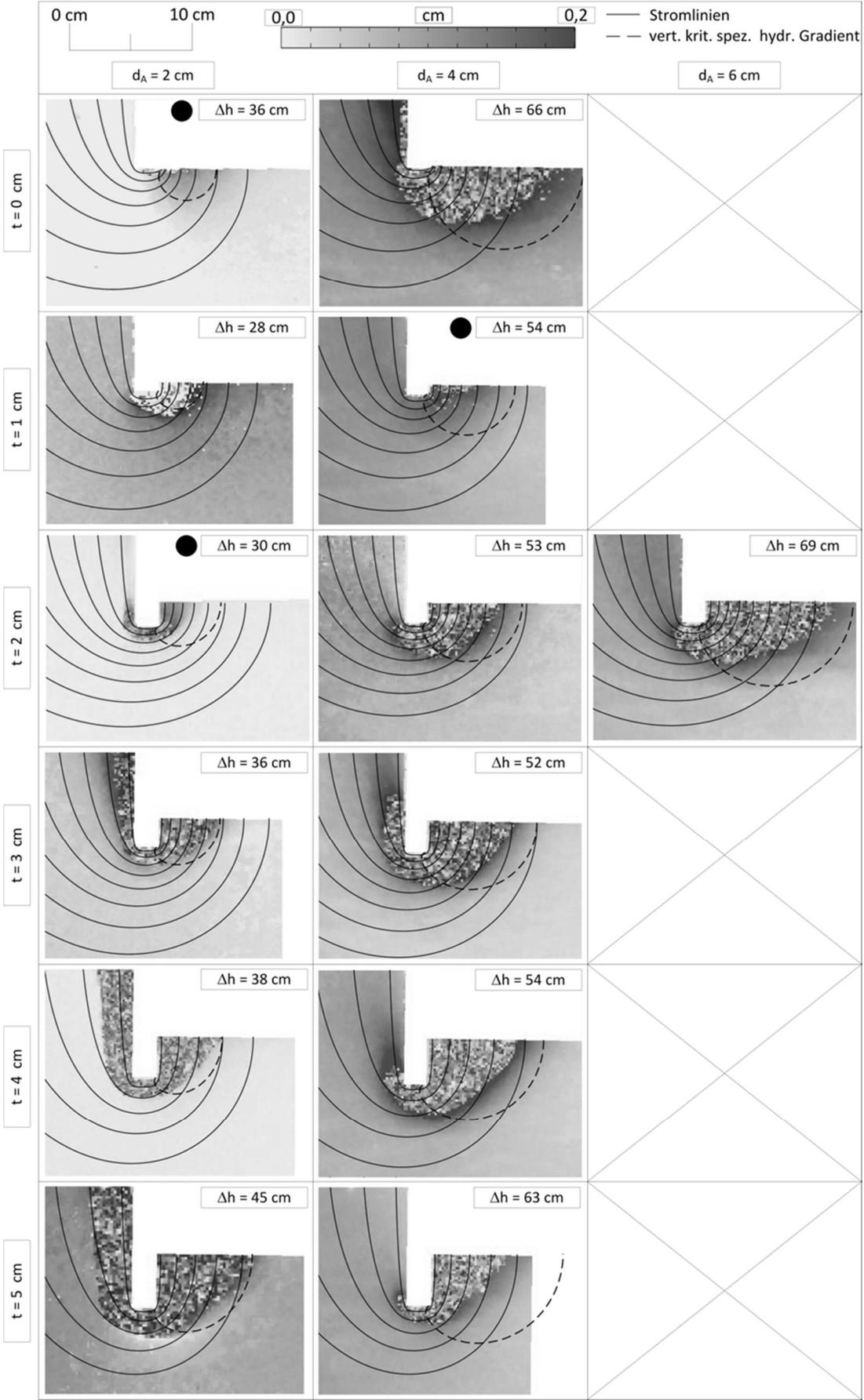


Abb. 5-16: Mittels der PIV-Methode gemessene Bruchkörper

Vergleicht man, wie es bereits *Bafant* [24] vorgeschlagen hat, die Bruchkörperform mit dem vertikalen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ ($i_{z,krit}$ ó Linie), zeigt sich, dass zwischen den Versuchen mit einer Dicke des Auflastfilters von $d_A = 2$ cm und den Versuchen mit $d_A = 4$ cm bzw. $d_A = 6$ cm zu unterscheiden ist. Bei den Versuchen mit $d_A = 2$ cm passt sich der Bruchkörper sehr gut der $i_{z,krit}$ -Linie an. Der Bruchkörper, welcher bei den Versuchen mit einer Dicke des Auflastfilters von $d_A = 4$ cm bzw. $d_A = 6$ cm gemessen wurde, ist etwas kleiner als der von der $i_{z,krit}$ -Linie eingeschlossene Bereich. Dies lässt sich anhand der Dicke des Auflastfilters und der dadurch wirkenden hohen zusätzlichen vertikalen effektiven Spannungen σ_v erklären (genau beschrieben im Kapitel 6).

Generell ist die Übereinstimmung des gemessenen Bruchkörpers mit dem vertikalen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ jedoch sehr gut, weshalb im Kapitel 6 der von *Bafant* [24] entwickelte Ersatzkörper auf die Problematik des hydraulischen Grundbruchs mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter angepasst wird.

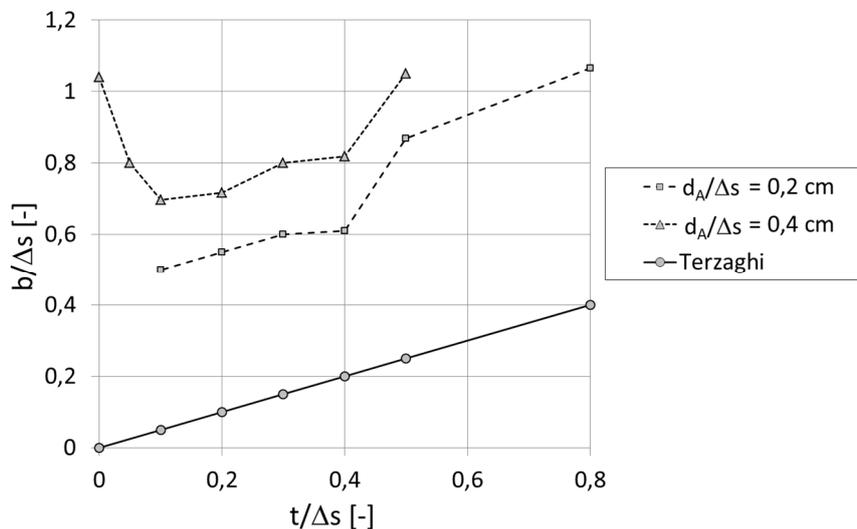


Abb. 5-17: Breite des Bruchkörpers in Abhängigkeit von der Einbindetiefe t und der Dicke des Auflastfilters d_A [91]

Vergleicht man die maximale Breite der gemessenen Bruchkörper der einzelnen Versuche aus der Abb. 5-16 zeigt sich deutlich, dass sowohl die Dicke des Auflastfilters d_A sowie die Einbindetiefe t der Wand einen Einfluss auf die Größe des Bruchkörpers haben. In der Abb. 5-17 sind die in den einzelnen Versuchen ermittelten maximalen Verhältnisse von $b/\Delta s$ in Abhängigkeit von $t/\Delta s$ und $d_A/\Delta s$ zusammen mit $(t/2)/\Delta s$ (Ersatzkörperbreite nach Terzaghi) dargestellt. Der Vergleich der maximal gemessenen Breite des Bruchkörpers und der angesetzten Breite des Ersatzkörpers nach *Terzaghi* zeigt, dass die Breite des Ersatzkörpers deutlich geringer ist als die maximale Breite des beobachteten Bruchkörpers. Zu erkennen ist außerdem, dass die Breite des Bruchkörpers bei einer Dicke von $d_A/\Delta s = 0,4$ bei $t/\Delta s = 0,1$ ein Minimum erreicht. Dies deutet auf einen Zusammenhang zwischen der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} und der maximalen Breite b des Bruchkörpers hin. Weiterhin stimmt dies auch mit den Beobachtungen von *Terzaghi und Peck* [4] überein, die zeigten, dass die durch einen hydraulischen Grundbruch gefährdete Zone je nach Einstauhöhe breiter sein kann

als die halbe Einbindetiefe t . Des Weiteren zeigt die Abb. 5-17, dass die gemessenen Breiten des Bruchkörpers auch beträchtlich von der Stromfadentheorie abweichen.

5.1.5.3.1 Bestimmung der Potentialdifferenz, bei der erste Umlagerungen/Auflockerungen festgestellt wurden

In allen vorangegangenen Untersuchungen wurde die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} mit dem Eintreten des hydraulischen Grundbruchs, also dem Versagen des Versuchsbodens aufgrund der wirkenden Strömungskräfte f_s , definiert.

Im Folgenden sollen nun jene Potentialdifferenzen Δh_{um} ermittelt werden, bei welchen die ersten Bewegungen des Versuchssandes bzw. Auflockerungen festgestellt werden konnten. Dazu werden jene Potentialdifferenzen Δh_{um} bestimmt, bei denen die ersten Unregelmäßigkeiten in den Kurven der Wasserdruckaufnehmer festgestellt bzw. die ersten relevanten Hebungen mittels der Wegaufnehmer gemessen wurden.

Dadurch soll gezeigt werden, bei welchen Potentialdifferenzen Δh es zu ersten relevanten Umlagerungen bzw. Auflockerungen im Versuchssand gekommen ist. Es ist allerdings anzumerken, dass die Bestimmung der Potentialdifferenzen Δh_{um} bei der erste Veränderungen im Bodengefüge auftraten, nur auf den gemessenen Daten der Wasserdruckaufnehmer und Wegaufnehmer beruht, Umlagerungen und/oder Auflockerungen die nicht im Bereich dieser Aufnehmer stattgefunden haben konnten hier nicht berücksichtigt werden.

In der Abb. 5-18 sind die Verhältnisse von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ und $\Delta h_{\text{um}}/\Delta s$ in Abhängigkeit von $t/\Delta s$ und von $d_A/\Delta s$ dargestellt.

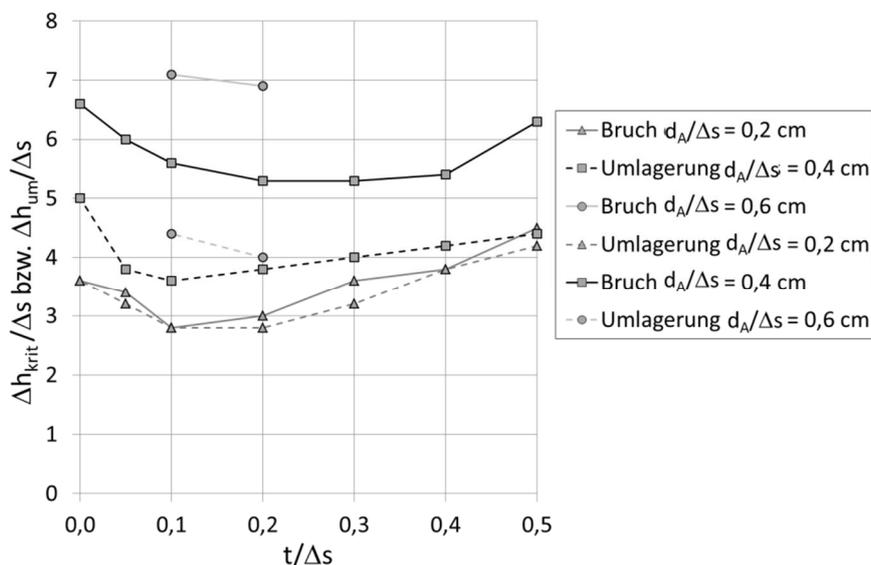


Abb. 5-18: Bestimmung der kritischen Potentialdifferenz anhand erster Umlagerungen/Auflockerungen

In der Abb. 5-18 ist zu erkennen, dass die Kurven qualitativ gut miteinander übereinstimmen, der quantitative Abstand sich aber mit dem Verhältnis von $d_A/\Delta s$ vergrößert. Die beiden Kurven für ein Verhältnis von $d_A/\Delta s = 0,2$ liegen noch nahezu übereinander. Bei einem Verhältnis von $d_A/\Delta s = 0,4$ und $0,6$ haben die beiden Kurven schon einen erheblichen Abstand

zueinander. Bei den in *Tanaka et al.* [48] präsentierten Versuchsergebnissen ohne Auflastfilter (Abb. 3-12), wurden die ersten Hebungen ebenfalls erst kurz vor dem Versagen gemessen. Mit der Dicke des Auflastfilters wird demnach jene Potentialdifferenz Δh größer, welche zwischen den ersten Auflockerungen/Umlagerungen und dem Versagen durch hydraulischen Grundbruch liegt.

Dies lässt sich wie folgt erklären. Durch die Überlagerung des Versuchssandes mit einem Auflastfilter, kommt es schon vor dem Eintreten des hydraulischen Grundbruchs zu spannungslosen Bereichen im Sand ($\sigma_v = 0$, Abb. 6-2). In diesen Bereichen kommt es dann zu Auflockerungen bzw. Umlagerungen im Versuchssand, welche jedoch noch nicht zum Versagen führen. Je dicker der Auflastfilter ist, desto früher entstehen im Verhältnis zum Erreichen der kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} diese spannungslosen Bereiche im Versuchssand und desto größer sind diese Bereiche. Daher wird der Unterschied zwischen der Potentialdifferenz Δh_{um} bei welcher erste Umlagerungen bzw. Auflockerungen festgestellt werden, und der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} , bei der tatsächlich ein Versagen durch hydraulischen Grundbruch eintritt, mit steigender Dicke des Auflastfilters d_A immer größer.

5.1.6 Erkenntnisse aus den Versuchen zum hydraulischen Grundbruch

Folgende Erkenntnisse konnten aus den Versuchen zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter erlangt werden:

- Kritische Potentialdifferenz Δh_{krit}

Es konnte festgestellt werden, dass bei einer unterströmten Wand mit baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter eine bestimmte Einbindetiefe t den ungünstigsten Fall darstellt. Wird die Einbindetiefe t entweder verringert oder vergrößert, steigt die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch an. Demnach kann es durch eine Reduzierung der Einbindetiefe tatsächlich zu einer Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch kommen.

Der Vergleich der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} mit jener Potentialdifferenz Δh_{um} bei welcher erste Umlagerungen/Auflockerungen festgestellt wurden, zeigte, dass mit der Dicke des Auflastfilters auch jene Potentialdifferenz Δh größer wird, welche zwischen den ersten Auflockerungen/Umlagerungen und dem Versagen durch hydraulischen Grundbruch liegt. Bei großen Dicken des Auflastfilters finden daher schon weit vor dem Versagen erste Umlagerungen/Auflockerungen im Boden statt und es bedarf noch einer erheblichen Potentialsteigerung bis es zum Versagen kommt. Ohne Auflastfilter oder bei geringen Dicken des Auflastfilters bedarf es hingegen im Verhältnis nur eine geringe Potentialsteigerung ab den ersten Umlagerungen/Hebungen bis der hydraulische Grundbruch eintritt.

- Versagensablauf und Auflockerungen

Im Hinblick auf den Versagensablauf konnte im Zuge der Versuche beobachtet werden, dass zuerst Bewegungen des Versuchssandes unterhalb des Wandfußes stattfinden. Bei weiterer Potentialsteigerung breiteten sich Verschiebungen in

Richtung der Baugrubenseite hin aus und es kommt zuerst zu geringen, mit weiterer Steigerung der Potentialdifferenz Δh dann zu größeren, vertikal nach oben gerichteten Sandbewegungen bzw. Auflockerungen im Abstrombereich und somit zu einer Aufwölbung des Versuchssandes. Dies führte jedoch noch nicht zum hydraulischen Grundbruch. Dazu bedarf es einer weiteren Potentialsteigerung bis der Boden von der Erdseite nachgespült wird und es dadurch zu einer Trichterbildung kommt.

Nach der Trichterbildung ist der Ablauf des hydraulischen Grundbruchs von der Dicke des Auflastfilters abhängig. Bei Auflastfilterdicken von $d_A = 4$ cm bzw. 6 cm kommt es nach kurzer Zeit (noch in derselben Potentialstufe) zum plötzlichen hydraulischen Grundbruch. Bei einer Dicke des Auflastfilters von $d_A = 2$ cm hingegen, dauert es noch zwischen 20 und 30 Minuten und erforderte weitere Potentialsteigerungen bis der hydraulischen Grundbruch eintritt.

Weiterhin konnte die Auflockerung des Versuchssandes auf der Abstromseite visuell beobachtet sowie mittels der Wasserdruckmessungen erkannt werden. Die Potentialdifferenz, die zwischen den ersten Auflockerungen und dem Versagen durch hydraulischen Grundbruch liegt, steigt mit der Dicke des Auflastfilters an.

- Bruchkörperperform

Die Überlagerung des gemessenen Bruchkörpers mit den numerisch berechneten Stromlinien sowie dem vertikalen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ hat gezeigt, dass der gemessene Bruchkörper gut mit dem von der $i_{z,krit}$ -Linie eingeschlossenen Bereich übereinstimmt. Eine Übereinstimmung mit den Stromlinien konnte nicht festgestellt werden.

Des Weiteren hat die Auswertung der maximalen Breiten des Bruchkörpers zur Erkenntnis geführt, dass die Bruchkörperbreite sowohl von der Dicke des Auflastfilters d_A als auch von der Einbindetiefe t abhängig ist. Auch ist die beobachtete maximale Breite des Bruchkörpers bei allen Versuchen mit Auflastfilter weitaus größer als die beim Ansatz nach *Terzaghi* für den Ersatzkörper gewählte halbe Einbindetiefe der Wand ($b = t/2$) und weicht daher auch erheblich von der Stromfadentheorie ab.

5.2 Analytische Beschreibung des Einflusses der Einbindetiefe auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

Der Grund, weshalb beim hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter und geringen Einbindetiefen t höhere kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} erreicht werden können als bei größeren Einbindetiefen t , ist auf die Abhängigkeit der Restpotentialhöhe Δh_r im Bereich des Wandfußes von der Einbindetiefe t zurückzuführen.

Um nachzuvollziehen, wie es zum Anstieg der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch durch die Reduktion der Einbindetiefe t kommen kann, ist es erforderlich, den

Zusammenhang zwischen der Restpotentialhöhe Δh_r im Bereich des Fußes der Baugrubenumschließung und der Einbindetiefe t zu betrachten.

5.2.1 Analytische Formulierung des hydraulischen Restpotentials am Wandfuß

Die bezogene Strömungskraft S ergibt sich beim Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* [6] alleine aus dem hydraulischen Restpotential Δh_r direkt am Wandfuß (Stromfaden). Als rückhaltende Kraft wirkt nur die Gewichtskraft unter Auftrieb $G_B \div$ eines Bodenprismas, dessen Höhe gleich der Einbindetiefe t ist und dessen Breite b vernachlässigbar klein angenommen wird. Somit ist beim Verfahren nach *Baumgart/Davidenkoff* ein direkter Schluss zwischen der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, dem Restpotential Δh_r am Wandfuß der Baugrubenverbauung und der Einbindetiefe t sowie der Dicke des Auflastfilters d_A möglich.

In *Odenwald und Herten* [8] wurde die Restpotentialhöhe Δh_r am Wandfuß mittels numerischen Simulationen bestimmt und dimensionslos als funktionale Beziehung zwischen $t/\Delta h$ und $\Delta h_r/\Delta h$ dargestellt (Kapitel 1.2.1). Die numerischen Simulationen wurden mit folgenden Randbedingungen durchgeführt:

- An den oberen Modellrändern beidseits der unterströmten Wand wurde ein konstantes Grundwasserpotential auf Höhe der jeweiligen Geländeoberfläche vorgegeben.
- Die Baugrubenwand wurde als vollkommen undurchlässig angenommen.
- Die Wanddicke hatte keinen Einfluss auf die Grundwasserströmung.
- Die Modellränder hatten keinen Einfluss auf die Grundwasserströmung.
- Die Durchlässigkeit wurde über den gesamten Modellbereich homogen und isotrop angenommen.

Da die funktionale Beziehung zwischen $t/\Delta h$ und $\Delta h_r/\Delta h$ numerisch ermittelt wurde, ist in *Odenwald und Herten* keine analytische Formel für die Bestimmung der Restpotentialhöhe Δh_r am Wandfuß angegeben.

In der Literatur existieren einige Verfahren, mit welchen die Restpotentialhöhe Δh_r am Fußpunkt der Baugrubenumschließung mit einem analytischen Ansatz näherungsweise bestimmt werden kann. Die folgenden drei Verfahren gelten für dieselben Randbedingungen, wie sie von *Odenwald und Herten* für die numerischen Berechnungen angewendet wurden.

- Verfahren nach *Schulze/Kastner* [25]
- Verfahren nach *Brinch Hansen* [92]
- Verfahren nach *Brinch Hansen und Hessner* [93]

Somit ist ein direkter Vergleich der Ergebnisse dieser drei analytischen Näherungsverfahren mit den numerischen Berechnungen von *Odenwald und Herten* möglich.

Der Vergleich der Ergebnisse der oben genannten Ansätze zur Berechnung der Restpotentialhöhe Δh_r am Wandfuß mit den numerischen Ergebnissen zeigt, dass die

analytischen Ergebnisse nach *Brinch Hansen* am besten mit den numerischen Ergebnissen nach *Odenwald* und *Herten* übereinstimmen (Abb. 5-19). Die analytische Formulierung der Restpotentialhöhe Δh_r am Wandfuß erfolgt für die weiteren Untersuchungen daher nach *Brinch Hansen*.

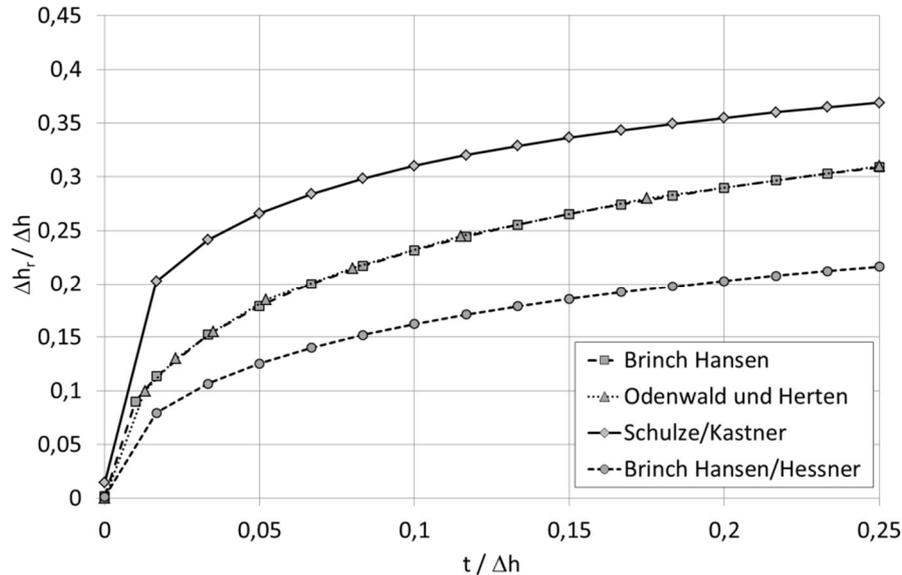


Abb. 5-19: Vergleich der funktionalen Beziehungen zwischen $t/\Delta h$ und $\Delta h_r/\Delta h$

Die Gleichung (Gleichung 5-1) für die Berechnung der Restpotentialhöhe Δh_r am Wandfuß nach *Brinch Hansen* lautet:

$$\Delta h_r = \frac{t \cdot \sqrt{t + \Delta h} + (t + \Delta h) \cdot \sqrt{t}}{\sqrt{t + \Delta h} + \sqrt{t}} - t = t \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{\Delta h}{t}} - 1 \right) \quad 5-1$$

Um die Ergebnisse der Berechnung nach *Brinch Hansen* auch in Abhängigkeit von $\Delta h_r/\Delta h$ darstellen zu können, muss die Gleichung 5-1 nach $\Delta h_r/\Delta h$ umgestellt werden.

$$\frac{\Delta h_r}{\Delta h} = \frac{t \cdot \sqrt{t + \Delta h}}{\Delta h} - \frac{t}{\Delta h} = \frac{t}{\Delta h} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{\Delta h}{t}} - 1 \right) \quad 5-2$$

5.2.2 Analytische Ermittlung der erforderlichen Dicke des Auflastfilters nach Baumgart/Davidenkoff

Damit bei der Verwendung des Berechnungsansatzes nach *Baumgart/Davidenkoff* ein Gleichgewicht zwischen der treibenden Strömungskraft und der rückhaltenden Gewichtskraft herrscht, muss bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter die Gleichung 5-3 erfüllt sein.

$$d_A \cdot \gamma_A' + t \cdot \gamma_B' \geq \Delta h_r \cdot \gamma_W \quad 5-3$$

Wählt man nun den Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* zur Bestimmung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, so kann die Restpotentialhöhe Δh_r am Wandfuß für die oben angegebenen Randbedingungen nach der Gleichung 5-1 ermittelt werden. Wird

des Weiteren für die Berechnung angenommen, dass die Wichte des Bodens unter Auftrieb $\gamma_{B\div}$ und die Wichte des Auflastfilters unter Auftrieb $\gamma_{A\div}$ gleich der Wichte des Wassers γ_W ist, so können diese Parameter aus der Gleichung 5-3 gekürzt werden. Nun lässt sich aus der Gleichung (Gleichung 5-3) die erforderliche Dicke des Auflastfilters bestimmen (Gleichung 5-4):

$$d_A = \Delta h_r - t \quad 5-4$$

Bezieht man die erforderliche Filterhöhe d_A auf die Potentialdifferenz Δh , ergibt sich die dimensionslose Kennzahl $d_A/\Delta h$ zur Ermittlung der erforderlichen Dicke des Auflastfilters d_A (Gleichung 5-5):

$$\frac{d_A}{\Delta h} = \frac{\Delta h_r}{\Delta h} - \frac{t}{\Delta h} \quad 5-5$$

Unter Verwendung der funktionalen Beziehung zwischen $t/\Delta h$ und $\Delta h_r / \Delta h$ (Gleichung 5-2), kann die dimensionslose Kennzahl $d_A/\Delta h$ zur Ermittlung der erforderlichen Filterdicke d_A in Abhängigkeit von $t/\Delta h$ dargestellt werden (Abb. 5-20).

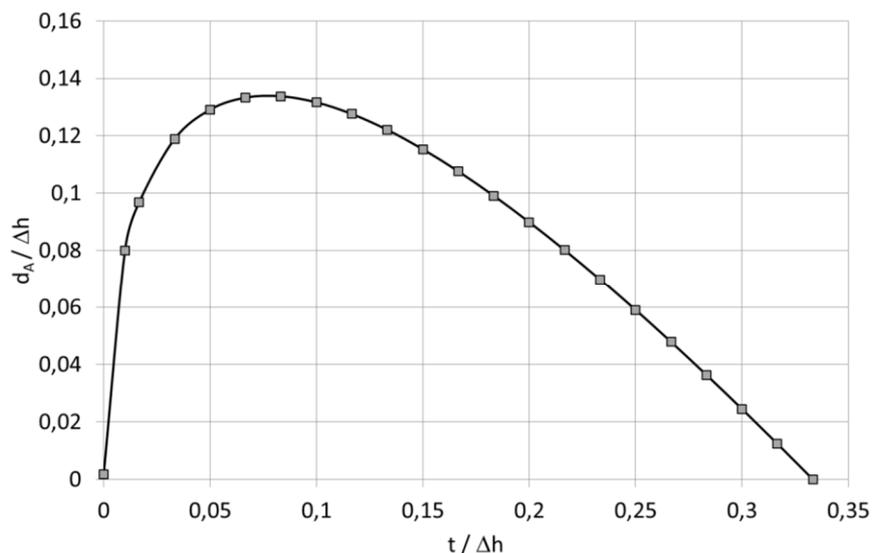


Abb. 5-20: Funktionale Beziehung $t/\Delta h$ zur Ermittlung der erforderlichen Dicke des Auflastfilters d_A

Wie bereits beschrieben, ergibt sich sowohl nach *Odenwald und Herten* als auch bei den Versuchen (Abb. 5-9) bei einer bestimmten Einbindetiefe t und konstanter Potentialdifferenz Δh ein Maximum für die erforderliche Filterdicke d_A . Verringert man, ausgehend von diesem Maximum, die Einbindetiefe t , reduziert sich die erforderliche Filterdicke bis auf null.

Dieser widersprüchliche Zusammenhang lässt sich anhand der Gleichung 5-1 für das Restpotential Δh_r am Wandfuß wie folgt erklären.

Die rückhaltende effektive Gewichtskraft unter Auftrieb $G\div$ ergibt sich beim Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* nach der Gleichung 5-6.

$$G' = d_A \cdot \gamma_A' + t \cdot \gamma_B' \quad 5-6$$

Laut der Gleichung 5-6 erhöht sich die rückhaltende Gewichtskraft unter Auftrieb G' bei konstanter Dicke des Auflastfilters d_A , linear mit der Einbindetiefe t .

Die bezogene Strömungskraft S wächst im Gegensatz dazu nicht linear mit der Einbindetiefe t an, sondern entsprechend der Gleichung 5-7.

$$S = \Delta h_r \cdot \gamma_w \quad 5-7$$

Vergleicht man nun, ausgehend von einem Verhältnis von $t/\Delta h = 0$, den Anstieg der rückhaltenden effektiven Gewichtskraft G' mit dem Anstieg der bezogenen Strömungskraft S , so zeigt sich (Abb. 5-21), dass bei einem größer werdenden Verhältnis von $t/\Delta h$ zuerst die angreifende bezogene Strömungskraft S stärker ansteigt als die rückhaltende effektive Gewichtskraft G' . Die erforderliche Dicke des Auflastfilters d_A , bei konstanter Potentialdifferenz Δh , wird also größer. Die Steigung der bezogenen Strömungskraft S gleicht sich jedoch mit steigendem Verhältnis von $t/\Delta h$ immer weiter der Steigung der rückhaltenden effektive Gewichtskraft G' (Einbindetiefe t) an. Für jenen Punkt, in dem die Steigung der treibenden Kraft S gleich dem Anstieg der rückhaltenden effektive Gewichtskraft G' ist, ergibt sich für eine konstante Potentialdifferenz Δh die größte erforderliche Dicke des Auflastfilters d_A .

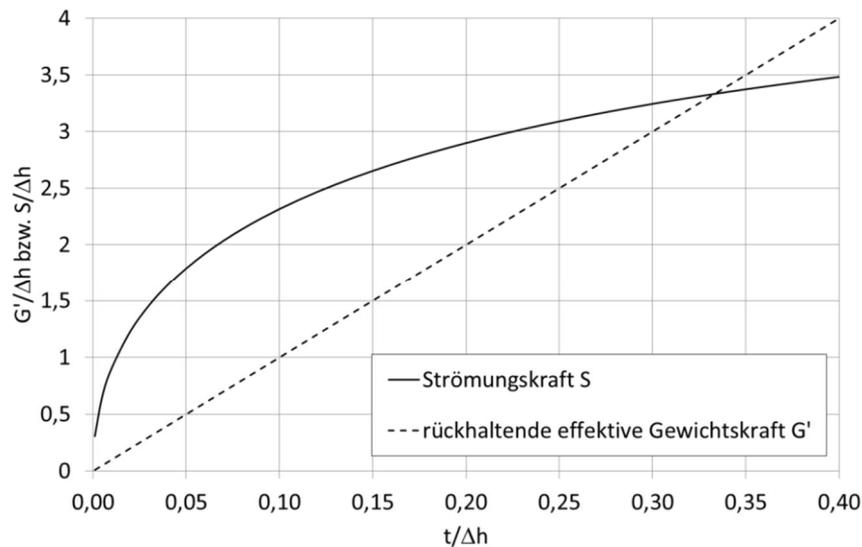


Abb. 5-21: Funktionale Beziehung zwischen $G'/\Delta h$ bzw. $S/\Delta h$ und $t/\Delta h$

Bei weiterer Steigerung des Verhältnisses von $t/\Delta h$ steigt das Verhältnis von $G'/\Delta h$ stärker an als das Verhältnis von $S/\Delta h$. Die erforderliche Dicke des Auflastfilters d_A , bei konstanter Potentialdifferenz Δh , nimmt somit ab.

Um zu untersuchen, welches Verhältnis von $t/\Delta h$ bezüglich der erforderlichen Filterdicke d_A am ungünstigsten ist, muss die Steigung der Kurven der bezogenen Strömungskraft S und der Gewichtskraft unter Auftrieb G' betrachtet werden. Dazu wurden die Gleichungen 5-6 und 5-7 nach t abgeleitet.

$$\frac{dG'}{dt} = \gamma_B' \quad 5-8$$

$$\frac{dS}{dt} = \left(\sqrt{\frac{t+\Delta h}{t}} - \frac{h}{2 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{t+\Delta h}{t}}} - 1 \right) \cdot \gamma_W \quad 5-9$$

Die beiden Funktionen (Gleichung 5-8 und 5-9) sind in der Abb. 5-22 für $\gamma_W = \gamma_B' = 10 \text{ kN/m}^3$ dargestellt. Mittels des Gleichsetzens der beiden Funktionen kann nun exakt jenes Verhältnis von $t/\Delta h$ bestimmt werden, in dem die Steigung der beiden Kurven gleich ist und sich bei konstanter Potentialdifferenz Δh die größte erforderliche Filterdicke d_A ergibt.

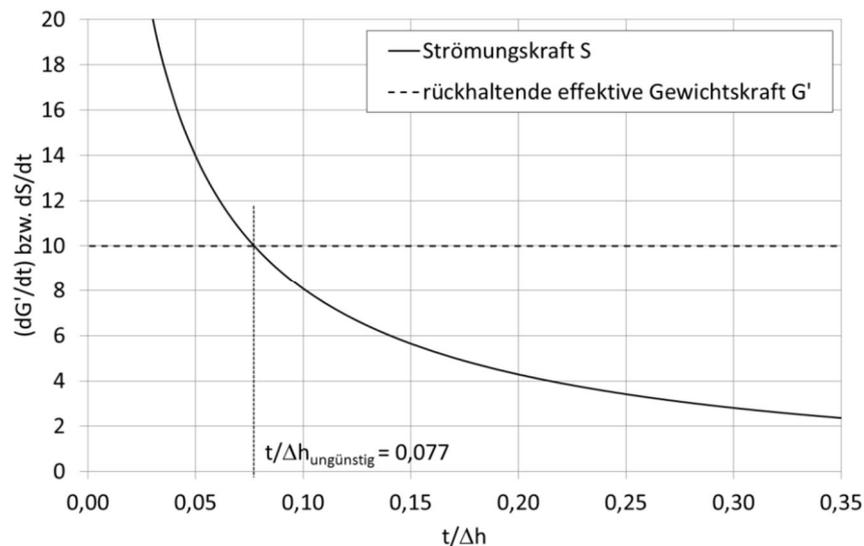


Abb. 5-22: Bestimmung des ungünstigsten Verhältnisses von $t/\Delta h$

Die Steigung der beiden Kurven ist bei einem Verhältnis von $t/\Delta h = 0,077$ gleich groß. Die maximal erforderliche Dicke des Auflastfilters d_A , oder anders formuliert, die geringste Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei konstanter Dicke des Auflastfilters d_A (Abb. 5-23), ergibt sich für den Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* bei einem Verhältnis von $t/\Delta h = 0,077$.

Für den Fall, dass ein Auflastfilter auf die Baugrubensohle aufgebracht wird, kann der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nach den Berechnungsverfahren nach *Baumgart/Davidenkoff*, *Terzaghi* und *Odenwald/Herten* erfolgen (siehe Kapitel 3.2). Eine Bewertung bzw. Verifizierung dieser Berechnungsansätze war auf der Grundlage der in der Literatur beschriebenen Untersuchungsergebnisse bis jetzt nicht möglich.

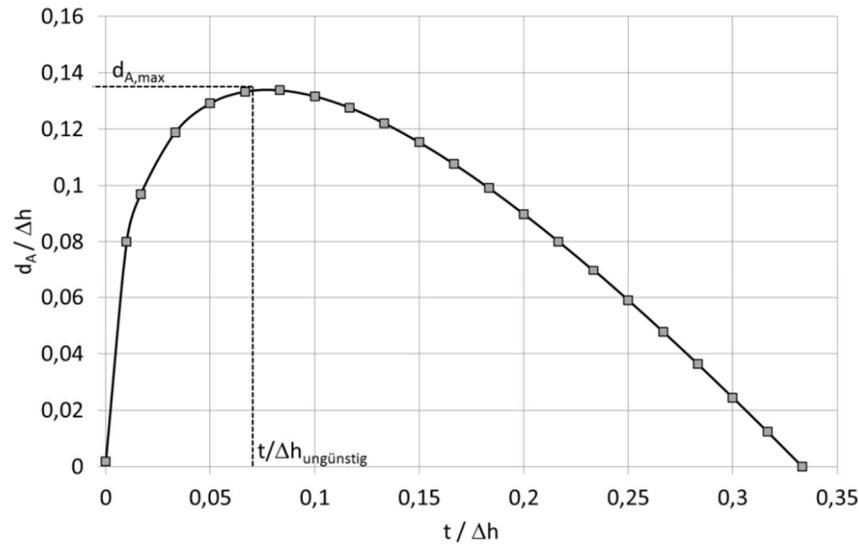


Abb. 5-23: Erforderliche Dicke des Auflastfilters $d_A / \Delta s$

5.3 Bewertung der existierenden Berechnungsansätze auf Grundlage der Versuchsergebnisse

Die Beurteilung bzw. Verifizierung der oben genannten Berechnungsansätze erfolgt nun anhand der im Kapitel 5.1 beschriebenen Ergebnisse der eigenen Versuche zum hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter. Dazu war es erforderlich ein numerisches Modell zu erstellen, mit welchem die Strömungsverhältnisse bei einer Wandumströmung im Modellversuchskasten in Abhängigkeit der Potentialdifferenz Δh und der Einbindetiefe t simuliert werden konnten. Mittels der Ergebnisse der numerischen Berechnungen war es dann möglich, die Strömungskräfte f_s sowie die rechnerischen kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} der jeweiligen Berechnungsansätze für die verschiedenen Verhältnisse von $t/\Delta s$ und $d_A/\Delta s$ zu ermitteln. Somit ist ein direkter Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen möglich.

5.3.1 Bestimmung der Restpotentialhöhen mittels numerischer Simulationen

Zur Berechnung der Strömungsverhältnisse im Versuchsmodell wurde mittels der Finiten-Elemente-Software *ŠFEFLOW 2D 6.0š* ein numerisches Modell mit den Randbedingungen der Modellversuche erstellt. Das numerische Modell ist mit allen Abmessungen in der Abb. 5-24 dargestellt.

5 Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

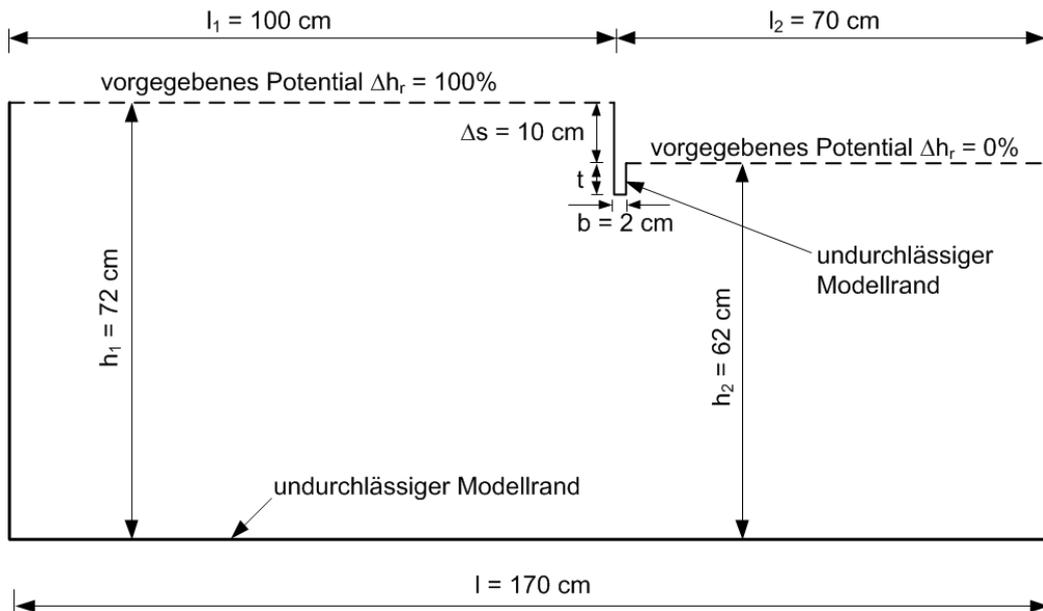


Abb. 5-24: Numerisches Modell zur Ermittlung des Strom- und Äquipotentialliniennetzes im Modellversuchskasten

Mit dem in der Abb. 5-24 dargestellten numerischen Modell wurden die, für die nachstehenden Vergleiche erforderlichen Restpotentialhöhen Δh_r und somit die innerhalb der verschiedenen Ersatzkörper angreifenden Strömungskräfte S in Abhängigkeit der Einbindetiefe t und der Potentialdifferenz Δh ermittelt.

Die Abb. 5-25 zeigt beispielhaft das Strom- und Potentialliniennetz für das Versuchsmodell mit einer Einbindetiefe von $t = 3$ cm.

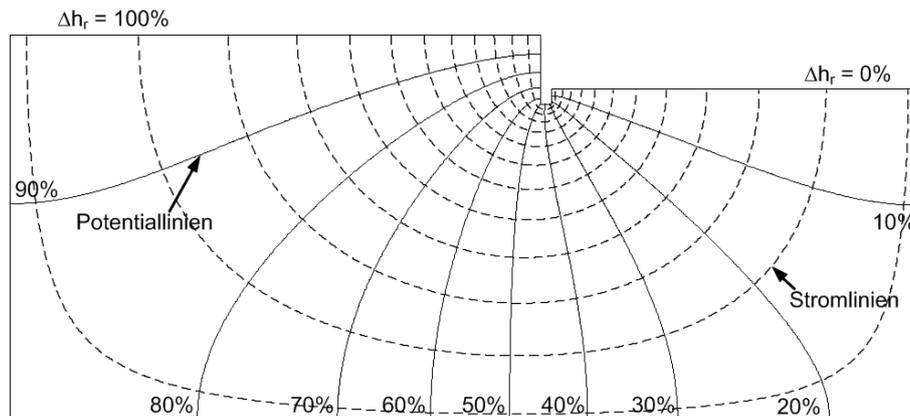


Abb. 5-25: Strom- und Äquipotentialliniennetz des Versuchsmodells ($t = 3$ cm)

Um die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} für die Versuchsrandbedingungen nach den Berechnungsansätzen nach *Baumgart/Davidenkoff*, *Terzaghi* und *Odenwald/Herten* ermitteln zu können, müssen die Restpotentialhöhen Δh_r für verschiedene Punkte als Funktion der Einbindetiefe t und der Potentialdifferenz Δh bekannt sein. In der Abb. 5-26 sind die für die verschiedenen Verfahren erforderlichen Restpotentialhöhen ($\Delta h_{r,1}$, $\Delta h_{r,2}$ und Δh_z) dargestellt. Die Berechnungsansätze sind im Kapitel 3.2.1 ausführlich beschrieben.

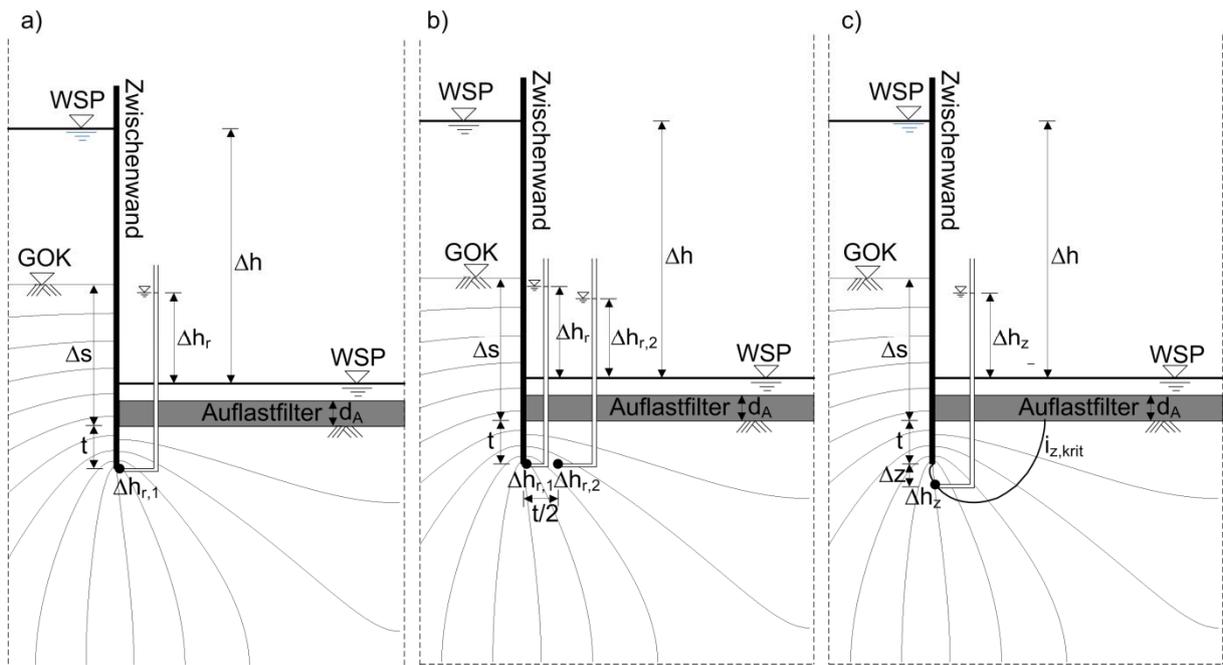


Abb. 5-26: Erforderliche Restpotentiale der Berechnungsansätze a) nach Baumgart/Davidenkoff, b) nach Terzaghi und c) nach Odenwald/Herten

Zur Bestimmung der Restpotentialhöhen $\Delta h_{r,1}$, $\Delta h_{r,2}$ und Δh_z wurden zahlreiche numerische Simulationen durchgeführt, bei welchen die Restpotentialhöhen an den erforderlichen Stellen ausgewertet wurden. Bei den Simulationen wurde sowohl die Einbindetiefe t als auch die Potentialdifferenz Δh variiert. Das Ergebnis der Berechnungen ist die dimensionslose funktionale Beziehung zwischen $\Delta h_r/\Delta s$, $t/\Delta s$ und $\Delta h/\Delta s$.

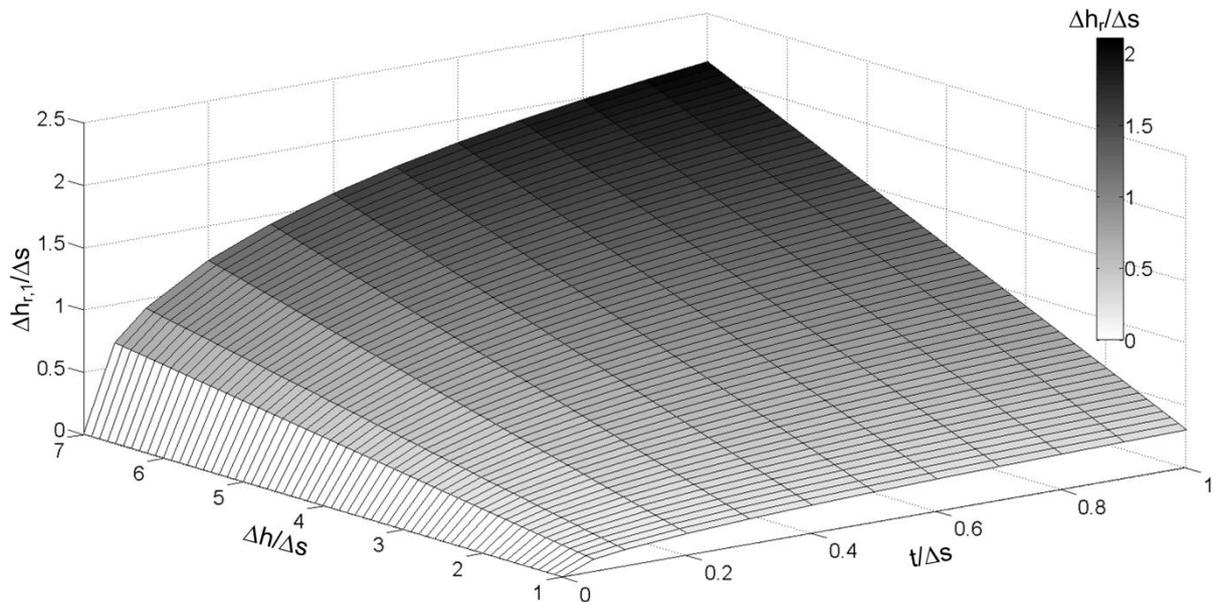


Abb. 5-27: Dimensionslose Beziehung zwischen $\Delta h_{r,1}/\Delta s$, $t/\Delta s$ und $\Delta h/\Delta s$

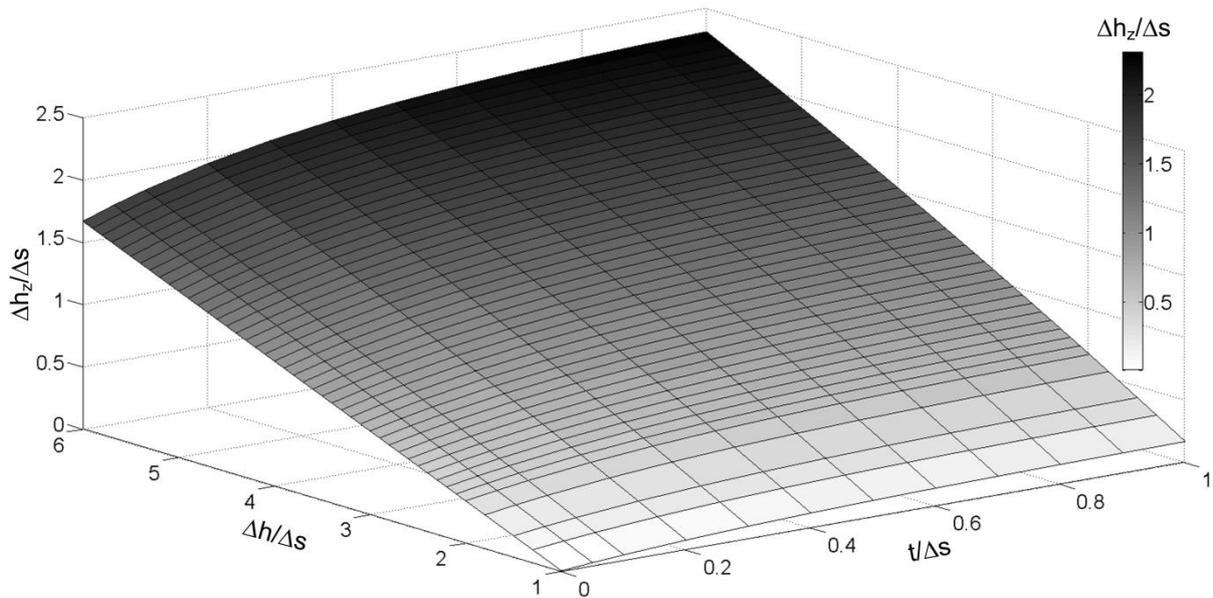


Abb. 5-28: Dimensionslose Beziehung zwischen $\Delta h_z/\Delta s$, $t/\Delta s$ und $\Delta h/\Delta s$

In der Abb. 5-27 und der Abb. 5-28 sind die dimensionslosen funktionalen Beziehungen für die Restpotentialhöhe am Wandfuß $\Delta h_{r,1}$ und unterhalb des Wandfußes Δh_z als dreidimensionales Diagramm dargestellt. Aus den beiden Diagrammen ist ersichtlich, dass das Verhältnis von $\Delta h_{r,1}/\Delta s$ bei einem Verhältnis von $t/\Delta s$ unabhängig vom Verhältnis $\Delta h/\Delta s$ immer null ist. Hingegen wird das Verhältnis von $\Delta h_z/\Delta s$ nur zu null, wenn neben dem Verhältnis $t/\Delta s$ auch das Verhältnis von $\Delta h/\Delta s$ null ist.

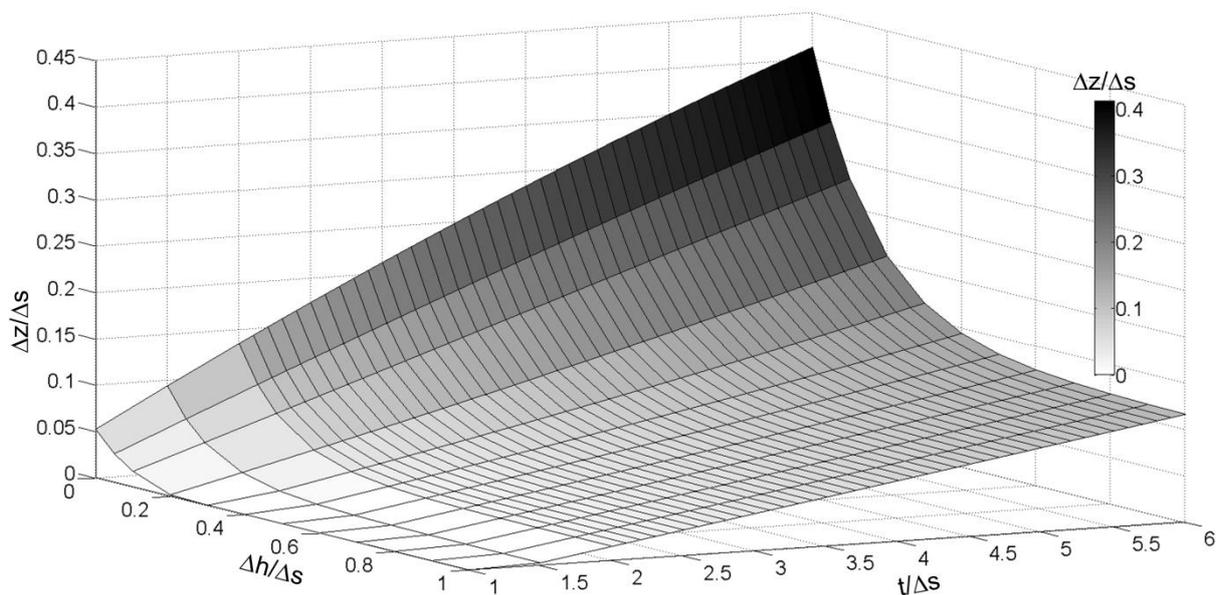


Abb. 5-29: Dimensionslose Beziehung zwischen $\Delta z/\Delta s$, $t/\Delta s$ und $\Delta h/\Delta s$

Zusätzlich wird für die Anwendung des Berechnungsansatzes von *Odenwald/Herten* der vertikale Abstand Δz zwischen dem Wandfuß und dem Ansatzpunkt der Restpotentialhöhe Δh_z benötigt (Abb. 5-26, c). Auch der Abstand Δz wurde mittels numerischen Simulationen in Abhängigkeit der Einbindetiefe t und der Potentialdifferenz Δh

näherungsweise ermittelt. Die Abb. 5-29 zeigt die numerisch ermittelte Beziehung zwischen $\Delta z/\Delta s$, $t/\Delta s$ und $\Delta h/\Delta s$ in einem dreidimensionalen Diagramm.

Mittels der numerisch ermittelten funktionalen Beziehungen ist die Berechnung der bezogenen Strömungskräfte S und damit der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} möglich. Im Folgenden werden die Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen verglichen.

5.3.2 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsansätzen

Die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} ist rechnerisch jene Potentialdifferenz Δh , bei welcher die bezogenen Strömungskräfte S im entsprechenden Ersatzkörper gleich der Gewichtskraft unter Auftrieb $G\div$ desselben Ersatzkörpers ist. Bei den hier betrachteten Berechnungsansätzen werden keine Reibungskräfte berücksichtigt. Die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} ist daher erreicht, wenn folgende Ungleichung (Gleichung 5-10) erfüllt ist:

$$S = G' \tag{5-10}$$

Die rückhaltende Gewichtskraft unter Auftrieb $G\div$ sowie die bezogenen Strömungskräfte S berechnen sich nach den entsprechenden Gleichungen der einzelnen Berechnungsansätze, welche im Kapitel 3.2.1 angegeben sind.

Für die Berechnung der rückhaltenden Gewichtskraft unter Auftrieb $G\div$ wurde die Wichte unter Auftrieb des Versuchssandes $\gamma_{B\div}$ und des Auflastfilters $\gamma_{A\div}$ nach Tab. 4-1 für eine Lagerungsdichte von $D = 0,8$ verwendet.

In den Abb. 5-30 bis Abb. 5-32 sind die Verhältnisse von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$, welche sich für die Randbedingungen des Modellversuchskastens nach den Berechnungsansätzen nach *Baumgart/Davidenkoff*, *Terzaghi* und *Odenwald/Herten* ergeben, in Abhängigkeit von $t/\Delta s$ und $d_A/\Delta s$ dimensionslos den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Mit Hilfe des Vergleichs der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen kann gezeigt werden, inwieweit die existierenden Berechnungsergebnisse quantitativ und qualitativ mit den Versuchen übereinstimmen.

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass die Versuche mit dicht gelagerten, homogenen Sand durchgeführt wurden. Aufgrund der Erkenntnisse aus der Literatur (Kapitel 5.1.5.1), kann davon ausgegangen werden, dass sich bei Versuchen mit geringerer Lagerungsdichte D des Versuchssandes auch geringere kritische Potentialdifferenzen Δh_{krit} ergeben. Die hier dargestellten Ergebnisse haben daher vorerst nur für homogenen und dichtgelagerten Sand Gültigkeit.

Betrachtet man die Berechnungsergebnisse, welche in den Abb. 5-30 bis Abb. 5-32 dargestellt sind, zeigt sich, dass unabhängig vom Berechnungsansatz das Verhältnis von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ immer bei einem bestimmten Wert von $t/\Delta s$ ein Minimum erreicht. Somit ergibt sich sowohl bei den Versuchsergebnissen als auch bei den Berechnungsergebnissen bei konstanter Dicke des Auflastfilters d_A , für ein bestimmtes Verhältnis $t/\Delta s$, die geringste kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} . Dies stimmt mit den in *Odenwald* und *Herten* [8] gewonnenen Erkenntnissen überein. Die Ursache dafür wurde bereits im Kapitel 5.2 ausführlich erläutert.

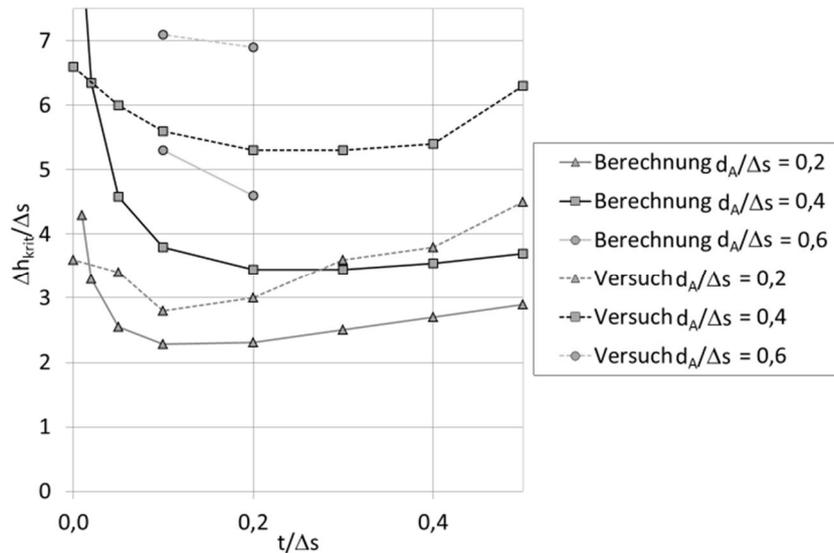


Abb. 5-30: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen nach *Baumgart/Davidenkoff*

Wie die Gegenüberstellung der Ergebnisse in der Abb. 5-30 des Weiteren zeigt, liegt der Ansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* für kleine Werte von $t/\Delta s$ auf der unsicheren Seite (für $t/\Delta s < 0,03$). In diesem Bereich wurden bei den Versuchen geringere kritische Potentialdifferenzen Δh_{krit} erreicht als sich rechnerisch ergeben. Dies bestätigt auch die theoretischen Überlegungen von *Odenwald* und *Herten* (siehe Kapitel 1.2.2), wonach der Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* bei geringen Einbindetiefen t auf der unsicheren Seite liegt und die kritische Potentialdifferenzen Δh_{krit} gegen unendlich konvergiert. Um dies zu vermeiden, muss wie nach *Odenwald* und *Herten* die bezogene Strömungskraft S auch unterhalb des Wandfußes mit berücksichtigt werden.

Zusätzlich zeigt der Vergleich in der Abb. 5-30, dass das berechnete Verhältnis von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$, für Werte von $t/\Delta s > 0,05$, stets kleiner als das über die Versuche ermittelte Verhältnis von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ ist. In diesem Bereich liegt der Berechnungsansatz auf der sicheren Seite. Weiterhin ist zu bemerken, dass der quantitative Abstand zwischen den Versuchsergebnissen und den Berechnungsergebnissen mit dem Verhältnis von $d_A/\Delta s$ stark ansteigt.

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse nach *Terzaghi* mit den Versuchsergebnissen zeigt ein ähnliches Bild (Abb. 5-31). Auch der Berechnungsansatz nach *Terzaghi* liegt für kleine Werte von $t/\Delta s$ auf der unsicheren Seite (für $t/\Delta s < 0,05$). Da der Berechnungsansatz nach *Baumgart/Davidenkoff* konservativer als jener nach *Terzaghi* ist, sind die Berechnungsergebnisse nach *Terzaghi* zum einen schon bei etwas geringeren Werten von $t/\Delta s$ größer als die Versuchsergebnisse und zum anderen ist der Abstand zwischen den Berechnungsergebnissen und den Versuchsergebnissen etwas geringer. Der quantitative Abstand steigt auch hier mit dem Verhältnis von $d_A/\Delta s$ stark an.

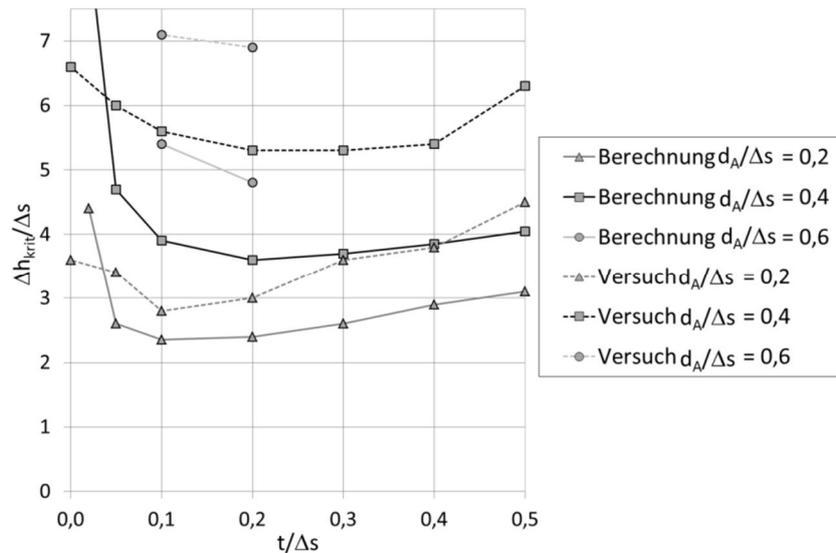


Abb. 5-31: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen nach *Terzaghi*

Das nach *Odenwald/Herten* rechnerisch ermittelte Verhältnis von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ ist als einziges, unabhängig vom Verhältnis von $t/\Delta s$, immer kleiner als das mittels der Versuche bestimmte Verhältnis von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ (Abb. 5-32). Dies lässt sich dadurch begründen, dass beim Berechnungsansatz nach *Odenwald/Herten* auch die bezogenen Strömungskräfte S unterhalb des Wandfußes berücksichtigt werden. Die bezogene Strömungskraft S im Ersatzkörper wird daher auch nicht null, wenn die Zwischenwand nicht in den Untergrund einbindet ($t/\Delta s = 0$).

Aufgrund der zusätzlich berücksichtigten bezogenen Strömungskraft S unterhalb des Wandfußes, ist der Abstand zwischen den Versuchsergebnissen und den Berechnungsergebnissen nach *Odenwald/Herten* größer als nach *Baumgart/Davidenkoff*. Der Unterschied zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen steigt auch hier mit dem Verhältnis von $d_A/\Delta s$ weiter an.

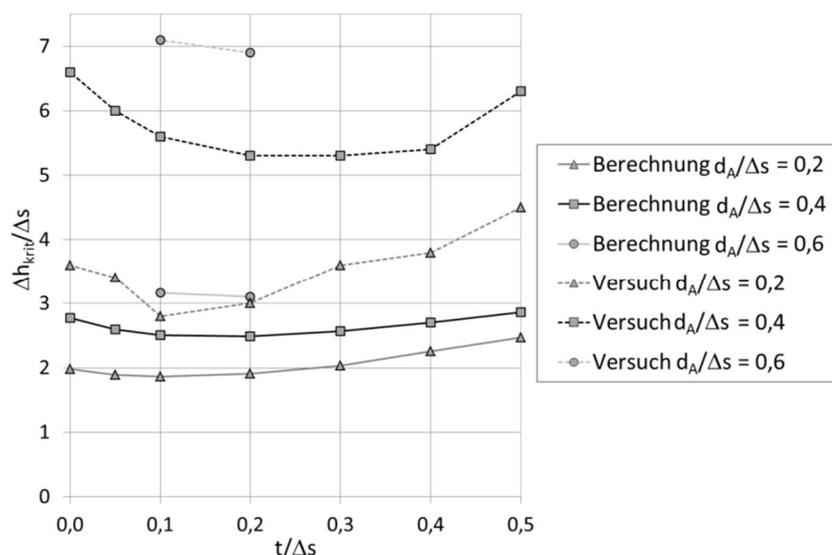


Abb. 5-32: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen nach *Odenwald/Herten*

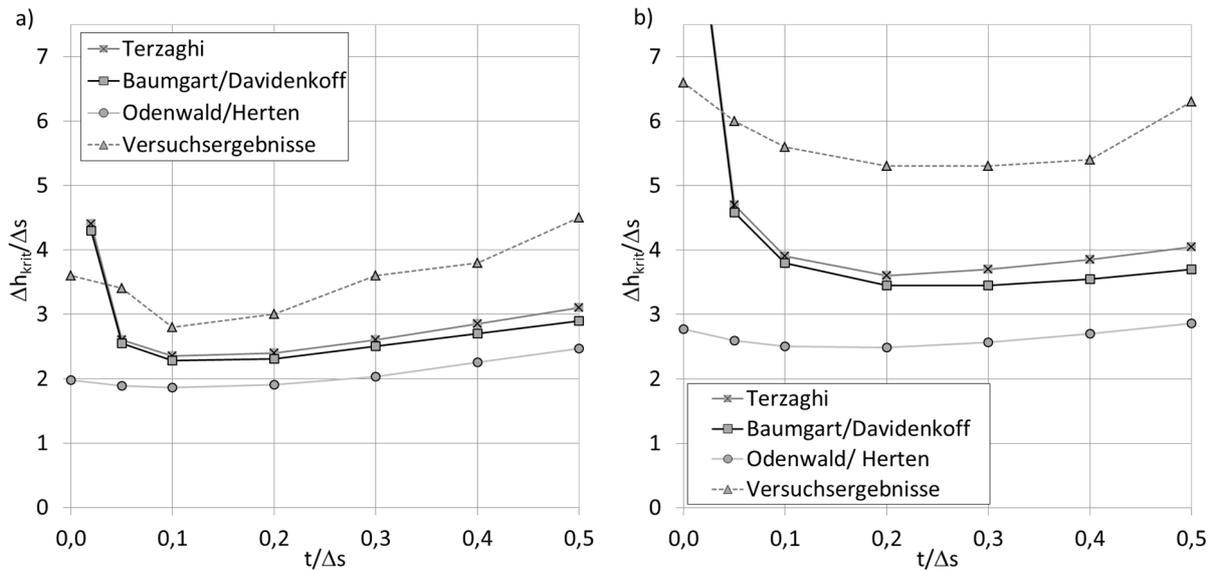


Abb. 5-33: Vergleich der Ergebnisse bei einem Verhältnis von a) $d_A/\Delta s = 0,2$ und b) $d_A/\Delta s = 0,4$

In der Abb. 5-33 sind die nach den einzelnen Berechnungsverfahren ermittelten Verhältnisse $d_A/\Delta s$ nochmals zusammen mit den Versuchsergebnissen dargestellt. Anhand dieser Darstellung lässt sich zum einen deutlich zeigen, dass der Abstand zwischen den Berechnungsergebnissen aller Ansätze und den Versuchsergebnissen mit dem Verhältnis von $d_A/\Delta s$ stark ansteigt. Zum anderen geht aus den Abbildungen hervor, dass der Berechnungsansatz nach *Odenwald/Herten* mit großem Abstand das konservativste Nachweisverfahren ist.

Bei der Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen nach *Baumgart/Davidenkoff* und *Terzaghi* zeigt sich, dass die mittels der Versuche ermittelten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} um ca. ein Drittel größer sind (Abb. 5-33). Für den Berechnungsansatz nach *Odenwald/Herten* ergeben sich sogar aus den Versuchen doppelt so große Potentialdifferenzen Δh_{krit} .

5.3.3 Bewertung und Schlussfolgerungen

Der Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und den Berechnungsergebnissen nach *Baumgart/Davidenkoff*, *Terzaghi* und *Odenwald/Herten* führt zu folgenden Erkenntnissen:

- Sowohl die versuchstechnisch ermittelten als auch die numerisch berechneten Bruchkurven weisen bei einem bestimmten Verhältnis von $t/\Delta s$ ein Minimum auf.
- Die nach *Baumgart/Davidenkoff* und *Terzaghi* berechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} liegen bei kleinen Einbindetiefen unterhalb der Versuchsergebnisse und daher auf der unsicheren Seite.
- Die Berechnungsergebnisse nach *Odenwald/Herten* sind stets kleiner als die mittels der Versuche bestimmten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} . Der Ansatz von

Odenwald/Herten liegt daher, unabhängig vom Verhältnis von $t/\Delta s$, immer auf der sicheren Seite.

- Der Ansatz nach *Odenwald/Herten* liefert sehr konservative Werte und kann zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen.

Der große quantitative Unterschied zwischen den Ergebnissen nach *Odenwald/Herten* und den Modellversuchen resultiert unter anderem aus dem stark vereinfachten Ersatzkörper (Stromfaden). Wie die Auswertung der Versuche zeigte (Abb. 5-16 und Abb. 5-17), hat der Bruchkörper immer eine gewisse Breite, welche von $t/\Delta s$ und $d_A/\Delta s$ abhängig ist. Der Stromfaden stellt daher hinsichtlich der Bruchkörperbreite nur eine grobe Vereinfachung dar.

Weiterhin werden nur das Eigengewicht des Versuchssandes und des Auflastfilters als rückhaltende Kraft angesetzt, Reibungskräfte werden nicht berücksichtigt. Jedoch wirken, wie die Untersuchungen zum Versagen von vertikal durchströmten Bodensäulen gezeigt haben, beim hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter auch im kritischen Zustand rückhaltende Reibungskräfte im Auflastfilter und Basismaterial.

Das Berechnungsverfahren nach *Odenwald/Herten* kann also zu einer sehr unwirtschaftlichen Bemessung führen. Die Berechnungsansätze nach *Baumgart/Davidenkoff* und *Terzaghi* liegen hingegen bei geringen Einbindetiefen und luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter auf der unsicheren Seite.

Das Ziel von weiteren Untersuchungen ist es daher, einen geeigneteren Ersatzkörper zu definieren, dessen Bruchkurven besser mit den Ergebnissen der Modellversuche übereinstimmen.

6 Entwicklung eines modifizierten Ersatzkörpers zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

Die bisherigen Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter haben gezeigt, dass die zur Zeit existierenden Berechnungsansätze entweder bei geringen Einbindetiefen auf der unsicheren Seite liegen (Berechnungsansatz nach *Terzaghi* und *Baumgart/Davidenkoff*) oder sehr konservativ und damit unwirtschaftlich sind (Berechnungsansatz nach *Odenwald/Herten*).

Des Weiteren haben die Modellversuche zum hydraulischen Grundbruch gezeigt, dass die gemessene Bruchkörperform und damit auch die Bruchkörperbreite sowohl von der Einbindetiefe als auch von der Dicke des Auflastfilters abhängig ist. Bis dato wird dies von keinem Berechnungsansatz berücksichtigt. Außerdem konnte mittels der eindimensionalen Durchströmungsversuche gezeigt werden, dass, durch die Belastung des Basismaterials mit einem Filter, auch im kritischen Zustand effektive vertikale Spannungen wirken, welche rückhaltende Reibungskräften bzw. sogar die Ausbildung eines Gewölbes zur Folge haben.

Ziel ist es daher, einen Ersatzkörper zu definieren, dessen Form sowohl von der Dicke des Auflastfilters als auch von der Einbindetiefe abhängig ist und welcher eine Berücksichtigung der wirkenden Reibungskräfte erlaubt.

6.1 Definition der modifizierten Ersatzkörperform

Baflant [24] definierte jenen Bereich, in welchem der Boden aufgrund des vertikal nach oben strömenden Wassers versagen kann, mittels des vertikalen kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten $i_{z,krit}$ (siehe Kapitel 3.2.1.4). Diese Vorgehensweise hat entscheidende Vorteile:

- Der Anteil der Strömungskräfte S unterhalb des Wandfußes kann berücksichtigt werden.

- Die Ersatzkörperform ist abhängig von den hydraulischen Randbedingungen und der Potentialdifferenz Δh und somit von der Dicke des Auflastfilters
- Die Ersatzkörperform ist abhängig von den Bodenparametern des Basismaterials und des Auflastfilters

Die Definition eines modifizierten Ersatzkörpers erfolgt daher auf Grundlage der Untersuchungen von *Baflant*.

Wie bereits *Baflant* in seinen Untersuchungen feststellte, kann nur jener Bereich durch hydraulischen Grundbruch versagen, in welchem die lokale vertikale spezifische Strömungskraft $f_{s,z}$ größer ist als die Wichte unter Auftrieb $\gamma_B \delta$. Das gilt für jenen Bereich, in dem der vertikale spezifische hydraulische Gradient i_z größer als der spezifische kritische spezifische hydraulische Gradient $i_{z,krit}$ ist (grauer Bereich in der Abb. 6-1). Der kritische spezifische hydraulische Gradient $i_{z,krit}$ kann nach der Gleichung 2-14 berechnet werden. Die Linie, welche den gefährdeten Bereich begrenzt, wird im Folgenden als $i_{z,krit}$ - Linie und der Bereich innerhalb der $i_{z,krit}$ - Linie als $i_{z,krit}$ - Bereich bezeichnet.

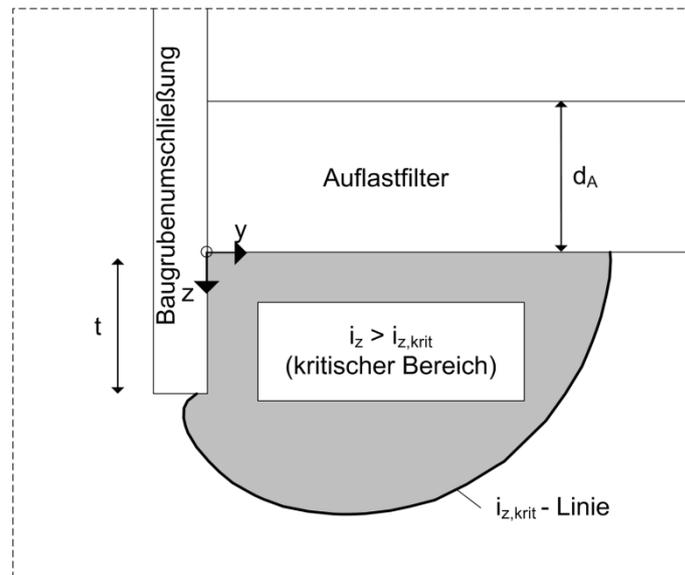


Abb. 6-1: Definition des kritischen Bereichs

Die Größe des kritischen Bereichs ist zum einen von den hydraulischen Randbedingungen des betrachteten Modells und zum anderen von der Potentialdifferenz Δh abhängig. Die Größe des kritischen Bereichs ist mittels numerischer Berechnungen zu bestimmen.

Bei geringen Potentialdifferenzen Δh ist der kritische Bereich relativ klein und es wirken aufgrund der Überlagerung mit einem Auflastfilter im gesamten Basismaterial effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v\div}$. Wie in der Abb. 6-2, a dargestellt, werden zwar die effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ im kritischen Bereich mit der Tiefe z geringer, aufgrund der Überlagerung mit dem Auflastfilter werden sie jedoch nicht zu null. Das Gleichgewicht in einem beliebigen vertikalen Schnitt zwischen den bezogenen Strömungskräften S und den Gewichtskräften unter Auftrieb $G\div$ (Gleichung 6-1), ist für alle Tiefen z erfüllt.

$$z \cdot \gamma_B' + d_A \cdot \gamma_A' \geq \Delta h_r \cdot \gamma_W \quad 6-1$$

In der Gleichung 6-1 ist z der Abstand zur y -Achse (Bodenoberfläche) und Δh_r die Restpotentialhöhe in der Tiefe z . Solange die Gleichung 6-1 für jeden beliebigen Schnitt entlang der y -Achse erfüllt ist, kann es auch ohne dem Ansatz von Reibungskräften zu keinem hydraulischen Grundbruch kommen. Erst wenn die Gleichung 6-1 für einen beliebigen Punkt nicht mehr erfüllt ist, würde nach dem Ansatz von *Odenwald/Herten* ohne Berücksichtigung von Reibungskräften ein hydraulischer Grundbruch erfolgen (Abb. 6-2, b).

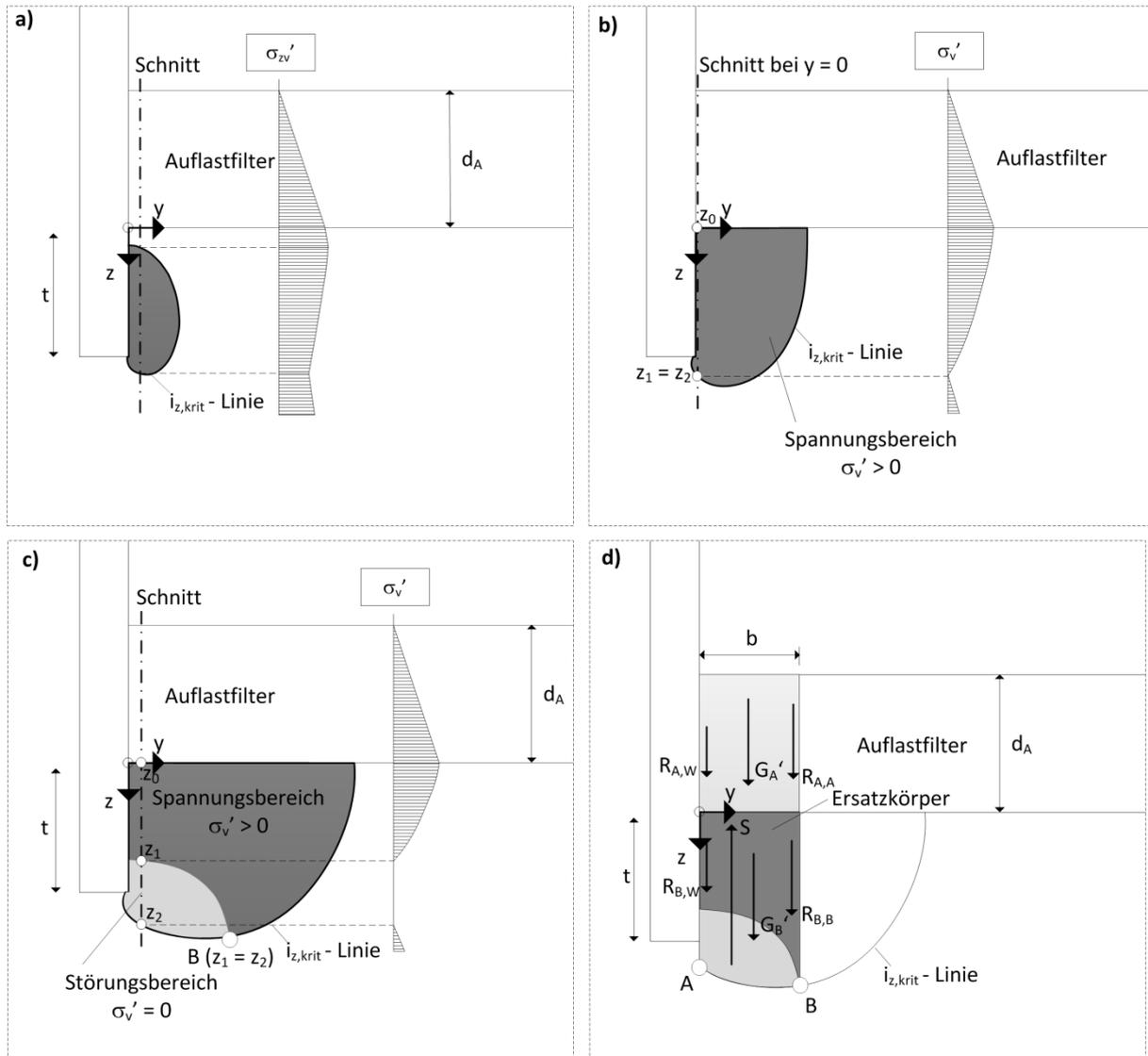


Abb. 6-2: Definition eines modifizierten Ersatzkörpers

Wird jedoch davon ausgegangen, dass außer dem Eigengewicht des Basismaterials und des Auflastfilters noch zusätzliche rückhaltende Kräfte T wirken, ist eine weitere Steigerung der Potentialdifferenz Δh möglich. Berücksichtigt man diese rückhaltenden Kräfte nicht, so entsteht bei einer weiteren Steigerung der Potentialdifferenz Δh um den Wandfuß ein Bereich, in dem aufgrund der Strömungskraft keine effektiven vertikalen Spannungen (es sind keine Druckspannungen mehr vorhanden) wirken ($\sigma_v = 0$). Dieser Bereich wird, wie auch von *Bafant* [24], im Folgenden als „Störungsbereich“ (Abb. 6-2, c) bezeichnet. Der restliche kritische Bereich außerhalb des Störungsbereichs wird dagegen als Spannungsbereich bezeichnet. Für einen vertikalen Schnitt durch den Störungsbereich, zwischen der

Baugrubenumschließung und dem Punkt B ($z_1 = z_2$), ist zwischen den Punkten z_1 und z_2 die Gleichung 6-1 nicht erfüllt (Abb. 6-2, b). Die Gleichung muss nach *Baflant* [24] um einen weiteren Term T erweitert werden (Gleichung 6-2).

$$z \cdot \gamma_B' + d_A \cdot \gamma_A' + T \geq \Delta h_r \cdot \gamma_w \quad 6-2$$

Rechts des Punktes B entlang der y-Achse ist die Gleichung 6-1 für jeden beliebigen Punkt erfüllt und somit kann es hier zu keinem Versagen kommen. Für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist daher nur der Bereich zwischen der Baugrubenumschließung und dem Punkt B relevant.

Die in der Abb. 6-2 dargestellten effektiven vertikalen Spannungen $\sigma_{v\div}$ entsprechen der Modellvorstellung, dass es durch die wirkenden Strömungskräfte zu keinen Spannungsumlagerungen kommt. Tatsächlich wird sich jedoch die Verteilung der effektiven durch die wirkenden Strömungskräfte etwas anders darstellen als in der Abb. 6-2 dargestellt.

Die zusätzliche rückhaltende Kraft T setzt sich zum größten Teil aus den Reibungskräften im Spannungsbereich des Basismaterials und den Reibungskräften im Auflastfilter zusammen. Wird davon ausgegangen, dass die wirkenden Kräfte im ganzen Bereich der Abstromseite im Gleichgewicht sein müssen, ist der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch anhand des in der Abb. 6-2, d dargestellten Ersatzkörpers zu führen. Dabei wird der Störungsbereich nicht, sondern nur der darüber liegende Spannungsbereich berücksichtigt. Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch entspricht aufgrund der Überlagerung mit dem Auflastfilter einen Nachweis gegen Aufschwimmen. Dabei können Reibungskräfte im Spannungsbereich des Basismaterials und im Auflastfilter angesetzt werden.

Der Ersatzkörper (Abb. 6-2, d) wird nach unten hin vom Punkt A bis zum Punkt B durch die $i_{z,krit}$ Linie begrenzt. Da rechts vom Punkt B auch ohne Ansatz von Reibungskräften das Grenzgleichgewicht nicht überschritten wird, wird eine vertikale Scherfuge durch den Punkt B angenommen, in der über die gesamte Höhe effektive vertikale Spannungen $\sigma_{v\div}$ wirken. Auf der linken Seite wird der Ersatzkörper durch die Wand und deren vertikale Verlängerung bis zum Punkt A definiert. Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist dann nach der Gleichung 6-3 zu führen.

$$S \leq G_B' + G_A' + R_{A,W} + R_{A,A} + R_{B,W} + R_{B,B} \quad 6-3$$

In der Gleichung 6-3 ist S die im Ersatzkörper wirkende bezogene Strömungskraft welche nach Gleichung 6-4 berechnet werden kann. Die weiteren Zeichen in der Gleichung haben folgende Bedeutung: G_B' ist das Gewicht des berücksichtigten Basismaterials unter Auftrieb, G_A' ist das Gewicht des berücksichtigten Auflastfilters unter Auftrieb, $R_{A,W}$ ist die Reibungskraft zwischen Filter und Baugrubenwand, $R_{A,A}$ ist die Reibungskraft in der Scherfuge im Auflastfilter, $R_{B,W}$ ist die Reibungskraft zwischen Basismaterial und Baugrubenumschließung und $R_{B,B}$ ist die Reibungskraft in der Scherfuge im Basismaterial. Die bezogene Strömungskraft S im modifizierten Ersatzkörper kann theoretisch nach Gleichung 6-4 bestimmt werden.

$$S = \gamma_w \cdot \int_0^b \Delta h_r(z) \cdot dz \quad 6-4$$

Da aber die Funktion von $\Delta h_r(z)$ entlang der $i_{z,\text{krit}}$ σ Linie analytisch nicht bestimmt werden kann, muss die bezogene Strömungskraft S numerisch ermittelt werden.

6.2 Bestimmung der wirkenden rückhaltenden Kräfte

Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass die zusätzlich wirkende Kraft T nur aus den Reibungskräften entlang der Ränder des Ersatzkörpers besteht (Abb. 6-2, d). Die Größe der im Spannungsbereich (Abb. 6-2) wirkenden Reibungskräfte ($R_{A,W}$, $R_{A,A}$, $R_{B,W}$ und $R_{B,B}$) soll anhand der Beobachtungen aus den durchgeführten Modellversuchen, insbesondere aus den eindimensionalen Durchströmungsversuchen, abgeleitet werden. Der Versagensablauf bei den eindimensionalen Durchströmungsversuchen mit Filter war vergleichbar mit jenen beim hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter (Abb. 6-3).

Beim Versagen des Bodens kommt es sowohl beim hydraulischen Grundbruch als auch bei der eindimensionalen Durchströmung im unteren Bereich des Ersatzkörpers zu einem spannungslosen Bereich (keine Druckspannungen vorhanden) im Basismaterial (vgl. Kapitel 4.1.6.2). Hier können keine rückhaltenden Reibungskräfte angesetzt werden. Oberhalb des spannungslosen Basismaterials wirken jedoch auch im kritischen Zustand effektive vertikale Spannungen σ_v (Abb. 6-3), weshalb dort an den Rändern des Ersatzkörpers Reibungskräfte angesetzt werden können. Im hydraulisch wirksamen Auflastfilter wirken ebenfalls effektive vertikale Spannungen σ_v , welche Reibungskräfte in den Scherfugen bewirken.

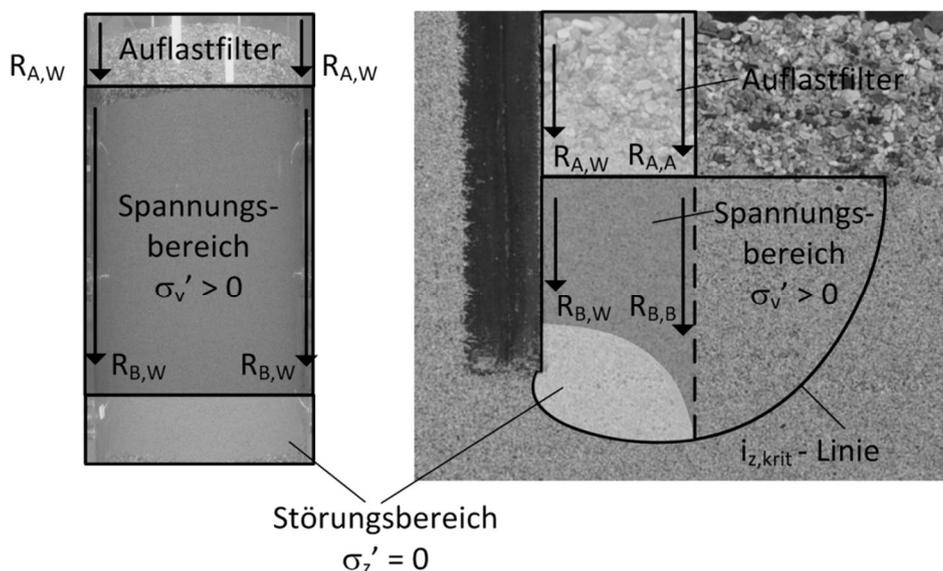


Abb. 6-3: Gegenüberstellung des Versagens einer vertikal durchströmten Bodensäule und Versagens durch hydraulischen Grundbruch mit Auflastfilter

Die Auswertung der eindimensionalen Durchströmungsversuche hat gezeigt, dass sich der kritische spezifische hydraulische Gradient i_{krit} am besten über die Berücksichtigung der Gewölbewirkung im Auflastfilter und im Basismaterial berechnen lässt. Auch beim hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter dürfte sich

zumindest im Auflastfilter ein Art Gewölbe ausbilden. Jedoch sind nicht alle theoretischen Voraussetzungen für die Gewölbewirkung, wie zum Beispiel unverschiebliche Auflager, gegeben. Von einer Berücksichtigung der Gewölbewirkung beim Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch wird daher abgesehen.

Tanaka und Toyokuni [21] setzten bei der Auswertung ihrer eindimensionalen Durchströmungsversuche die Reibung entlang der Zylinderwandung zur Bestimmung des kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} (siehe Kapitel 3.1.2, Gleichung 3-1) an. Die horizontale Erddruckkraft berechnen sie dabei mittels des Erdrudruckbeiwerts K_0 . Auf der Luftseite einer Baugrubenumschließung stellt sich aufgrund der Verformung der Baugrubenumschließung meist der passive Erddruck ein. Zur Mobilisierung des passiven Erddruckes sind jedoch ausreichende Verformungen der Baugrubenumschließung erforderlich, die von der Steifigkeit der Baugrubenumschließung abhängen. Da eine volle Mobilisierung nicht generell gewährleistet ist, wird im Folgenden daher die horizontalen Erddruckkräfte, wie bei der eindimensionalen Durchströmung nach *Tanaka und Toyokuni* [21] und beim hydraulischen Grundbruch nach *Aulbach* [94], mittels des Erdrudruckbeiwerts K_0 berechnet.

Zusätzlich ist jedoch zu beachten, dass die kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten i_{krit} bei den eindimensionalen Durchströmungsversuchen stark von der Lagerungsdichte des Basismaterials und des Auflastfilters abhängig waren. Auch die in der Literatur dargestellten Versuchsergebnisse zum hydraulischen Grundbruch zeigen die starke Abhängigkeit der kritischen Potentialdifferenz von der Lagerungsdichte D . Die rückhaltenden Reibungskräfte sollten daher sowohl im Auflastfilter als auch im Basismaterial nur bei dichter und homogener Lagerung angesetzt werden. Bei lockerer Lagerungsdichte des Auflastfilters und des Basismaterials würde dann der modifizierte Ersatzkörper dem erweiterten Stromfaden nach *Odenwald/Herten* entsprechen.

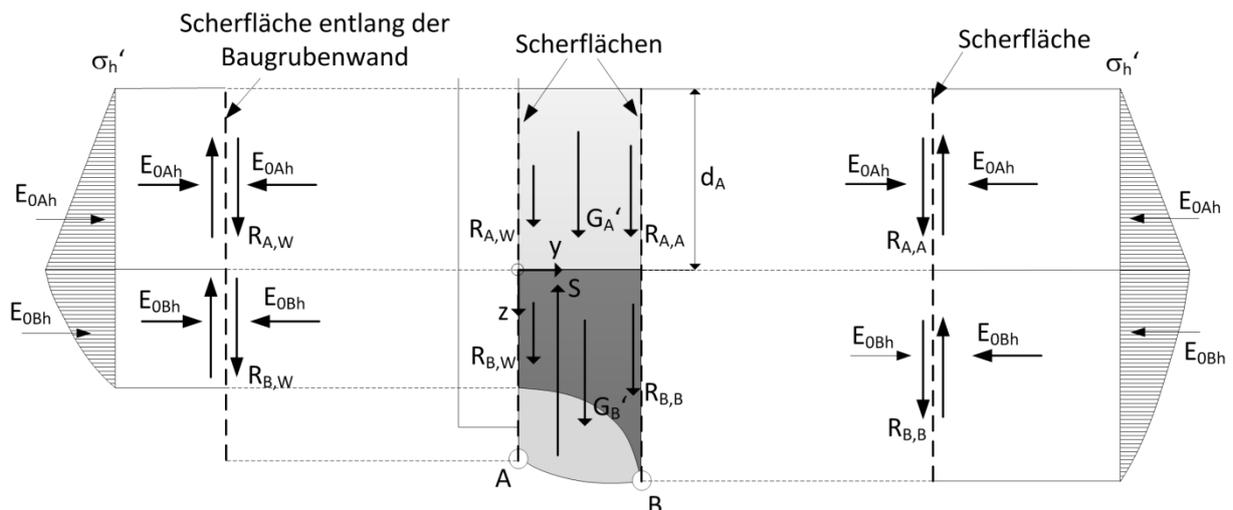


Abb. 6-4: Rückhaltende Reibungskräfte entlang der Scherflächen des Ersatzkörpers

Unter der Annahme, dass auf der Abstromseite auf beiden Seiten des Ersatzkörpers der Erdrudruck K_0 wirkt, können die rückhaltenden Reibungskräfte im Auflastfilter $R_{A,A}$ und

zwischen Auflastfilter und Baugrubenwand $R_{A,W}$ nach den folgenden beiden Gleichungen (Gleichung 6-5 und 6-6) ermittelt werden.

$$R_{A,A} = K_{0,A} \cdot \gamma_A' \cdot \frac{d_A^2}{2} \cdot \tan \varphi_A' \quad 6-5$$

$$R_{A,W} = K_{0,A} \cdot \gamma_A' \cdot \frac{d_A^2}{2} \cdot \tan \delta_A \quad 6-6$$

Die Reibungskräfte $R_{B,B}$ bzw. $R_{B,W}$ entlang der Scherfugen im Basismaterial bzw. zwischen Basismaterial und Wand können theoretisch ermittelt werden durch:

$$R_{B,B} = \left[\int_{z=0}^{z(\sigma_v'=0)} (\gamma_B' \cdot d_A + \gamma_B' \cdot z - f_S(z) \cdot z) \cdot dz \right] \cdot K_{0,B} \cdot \tan \varphi_B' \quad 6-7$$

$$R_{B,W} = \left[\int_{z=0}^{z(\sigma_v'=0)} (\gamma_B' \cdot d_A + \gamma_B' \cdot z - f_S(z) \cdot z) \cdot dz \right] \cdot K_{0,B} \cdot \tan \delta_B \quad 6-8$$

Praktisch ist es jedoch nicht möglich, die Funktion der spezifischen Strömungskraft $f_S(z)$ entlang der beiden Scherfugen analytisch zu bestimmen. Für die Praxis empfiehlt es sich daher, die entlang der Scherflächen wirkenden Strömungskräfte f_S mittels numerischer Berechnungen zu ermitteln.

Die Reibungskraft $R_{B,W}$ zwischen Basismaterial und Wand ist je nach Dicke des Auflastfilters vernachlässigbar klein, da entlang der Wand die größten vertikale nach oben gerichteten Strömungskräfte wirken und die effektiven vertikalen Spannungen daher verhältnismäßig klein sind.

Mit den nach den Gleichungen 6-5 bis 6-8 ermittelten Reibungskräften R sowie dem Gewicht des Ersatzkörpers und des Auflastfilters unter Auftrieb und der im Ersatzkörper wirkenden bezogenen Strömungskraft S kann der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (ohne dem Ansatz von Sicherheiten) nach der Gleichung 6-3 geführt werden.

6.3 Bewertung und Überprüfung des modifizierten Ersatzkörpers

Die oben beschriebenen Überlegungen zum Ansatz der Kräfte an einem modifizierten Ersatzkörper zu Berechnung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter, sollen im Folgenden, durch den Vergleich mit den im Kapitel 5 beschriebenen Versuchsergebnissen und den bereits existierenden Berechnungsansätzen, bewertet und verifiziert werden. Dazu wurde der Quotient von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ in Abhängigkeit von $t/\Delta s$ und $d_A/\Delta s$, basierend auf dem im Kapitel 6.1 beschriebenen modifizierten Ersatzkörper für dicht gelagerte Böden, bestimmt.

Die Abb. 6-5 und Abb. 6-6 zeigen die mittels des modifizierten Ersatzkörpers berechneten und mittels der Versuchsreihe bestimmten Verhältnisse von $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ in Abhängigkeit von $t/\Delta s$. Außerdem sind die bereits im Kapitel 5.3.2 beschriebenen Ergebnisse der auf Grundlage der Berechnungsansätze nach *Terzaghi*, *Baumgart/Davidenkoff* und *Odenwald/Herten* in den Abbildungen eingetragen.

Zunächst ist zu bemerken, dass bei Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper ermittelten Werte für $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$, wie bei den Versuchsergebnissen, bei einem bestimmten Verhältnis von $t/\Delta s > 0$ ein Minimum erreichen. Dahingehend stimmen die Berechnungsergebnisse auch mit den Ergebnissen der übrigen untersuchten Berechnungsansätzen (Kapitel 5.3.2) überein.

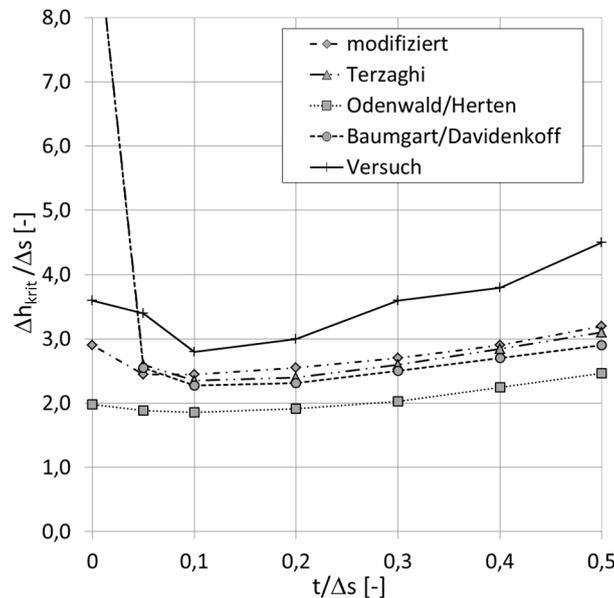


Abb. 6-5: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen für $d_A/\Delta s = 0,2$

Aus den Abbildungen geht zusätzlich hervor, dass die theoretische Bruchkurve, welche mittels des Ansatzes der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper bestimmt wurde, sowohl qualitativ als auch quantitativ gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Der Abstand zwischen den Versuchen und den durch Berechnungen ermittelten Werten für $\Delta h_{\text{krit}}/\Delta s$ steigt mit dem Verhältnis von $d_A/\Delta s$ etwas an, was am zunehmenden Einfluss einer nicht berücksichtigten Gewölbewirkung liegen könnte. Wie auch beim Berechnungsansatz von *Odenwald/Herten*, liegen die Berechnungsergebnisse aber stets unterhalb der Versuchsergebnisse und daher auf der sicheren Seite. Der Abstand zu der Kurve für die Versuchsergebnisse ist jedoch weitaus geringer als nach *Odenwald/Herten* und daher weniger konservativ.

Werden die Berechnungsergebnissen nach *Baumgart/Davidenkoff* und *Terzaghi* mit den Ergebnissen, welche sich beim Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper ergeben, verglichen, zeigt sich ebenfalls eine sehr gute quantitative als auch qualitative Übereinstimmung. Die beim Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper berechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} liegen etwas oberhalb der nach *Terzaghi* berechneten Werte, was auf die Berücksichtigung der Reibungskräfte zurückzuführen ist. Jedoch steigt die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} , im Gegensatz zu den Berechnungsergebnissen nach *Baumgart/Davidenkoff* und *Terzaghi*, nicht mit geringer werdendem Verhältnis von $t/\Delta s$ gegen unendlich an. Der Ansatz liegt daher auch für geringe Werte von $t/\Delta s$ auf der sicheren Seite.

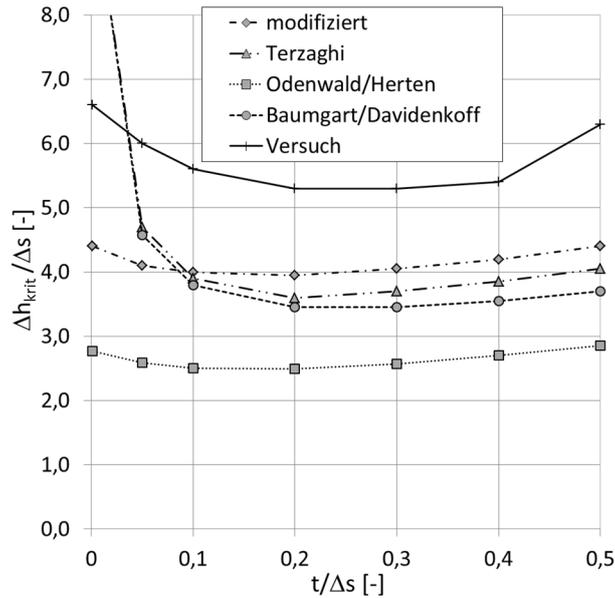


Abb. 6-6: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen für $d_A/\Delta s = 0,4$. Zusammenfassend lässt der Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen folgende Erkenntnisse zu:

- Die beim Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper berechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} sind immer kleiner als die aus den Versuchen bestimmten Werte.
- Die beim Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper berechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} liegen deutlich näher an den Versuchsergebnissen als die nach *Odenwald/Herten* berechneten Werte und sind daher weniger konservativ.

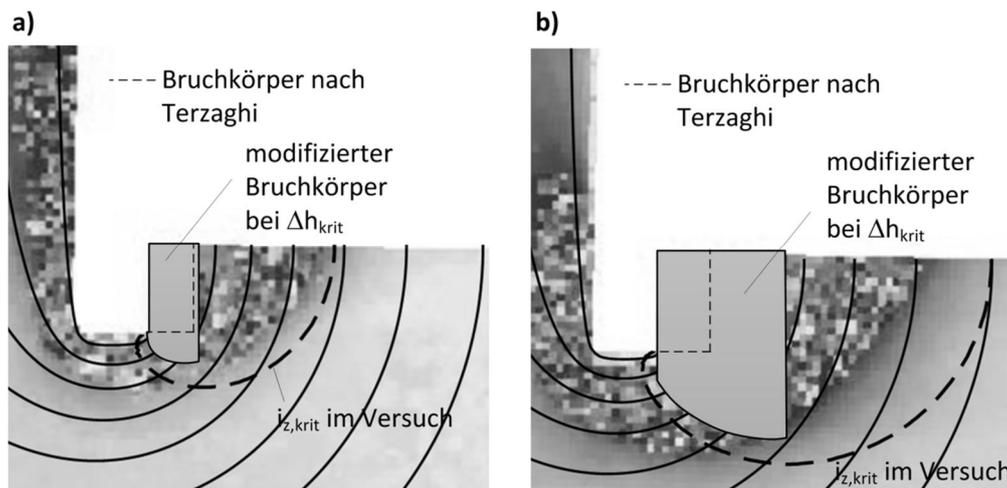


Abb. 6-7: Vergleich der theoretischen Bruchkörperform mit dem gemessenen Bruchkörper, a) Versuch mit $t/\Delta s = 0,3$ und $d_A/\Delta s = 0,2$, b) Versuch mit $t/\Delta s = 0,3$ und $d_A/\Delta s = 0,2$

Der Unterschied zwischen den Ergebnissen bei Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper und den Versuchsergebnissen begründet sich zum einen durch die nicht berücksichtigte Verspannungen im Versuchsboden und zum anderen durch die Verschiebung

des Potentialliniennetzes aufgrund von Auflockerungen im Basismaterial (siehe Kapitel 5.1.5.2.1).

In der Abb. 6-7 sind, beispielhaft für die Versuche mit $t/\Delta s = 0,3$ und $d_A/\Delta s = 0,2$ bzw. $d_A/\Delta s = 0,4$, die bei der kritischen Potentialdifferenz Δh_{krit} gemessenen Bruchkörper sowie die theoretischen, modifizierten Ersatzkörper dargestellt. Zum weiteren Vergleich ist ebenfalls der Ersatzkörper nach *Terzaghi* abgebildet.

Aus der Abb. 6-7 geht hervor, dass der modifizierte Ersatzkörper zwar kleiner ist als der gemessene Bruchkörper, sich aber vor allem bei größerer Dicke des Auflastfilters deutlich besser dem gemessenen Bruchkörper anpasst als der Ersatzkörper nach *Terzaghi*. Der berechnete Ersatzkörper ist etwas kleiner als der gemessene Bruchkörper, da sich aus den Berechnungen bei geringeren Potentialdifferenzen Δh_{krit} ein Versagen ergibt als bei den Versuchen.

6.4 Anwendungsbeispiel

Im Folgenden werden die oben dargestellten Überlegungen, bezüglich des Ansatzes der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei luftseitiger Sicherung, auf ein konkretes Beispiel angewendet. In der Abb. 6-8 ist eine Baugrube neben einem freien Gewässer dargestellt. Der Baugrubenverbau besteht aus einer Spundwand, welche 1,5 m in die Sandschicht einbindet ($t = 1,5$ m). Auf der Baugrubensohle wird der Kies, welcher sowohl hydraulisch filterwirksam als auch filterstabil gegenüber dem Sand ist, in einer Dicke von $d_A = 0,75$ m belassen und dient somit als Auflastfilter. Der Grundwasserstauer befindet sich 15 m unterhalb der Geländeoberkante. Die maximale Potentialdifferenz beträgt $\Delta h = 6,5$ m. Der Bodenaufbau und die Bodenparameter sind der Abb. 6-8 zu entnehmen.

Wird der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nun anhand des im Kapitel 6.1 erläuterten Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper geführt, ergibt sich eine Ersatzkörperbreite von $b = 0,34$ m. Das Auftriebsgewicht des Ersatzkörpers inklusive des berücksichtigten Auflastfilters beträgt $G_{\div} = 8,2$ kN/lfm und die nach den Gleichungen 6-5 bis 6-7 berechneten Reibungskräfte entlang der Seiten des Ersatzkörpers ergeben sich zu $R_{A,A} = 0,92$ kN/lfm, $R_{A,W} = 0,41$ kN/lfm, $R_{B,B} = 2,06$ kN/lfm. Die Reibungskraft $R_{B,W}$ kann vernachlässigt werden. Für die Bestimmung der Reibungskräfte wurde der Erdruhedruckbeiwert mit $K_0 = 1 - \sin \varphi$ berechnet und der Wandreibungswinkel mit $\delta = \varphi/2$ berücksichtigt.

Die Summe der rückhaltenden Kräfte ergibt sich somit zu $R_{\text{ges}} = 11,52$ kN/lfm. Die im Ersatzkörper wirkende bezogene Strömungskraft beträgt $S = 9,3$ kN/lfm. Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mittels des Ansatzes der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper wäre daher nach der Gleichung 6-3 erfüllt. Der Ausnutzungsgrad ohne Berücksichtigung von Sicherheiten beträgt $\mu = 0,81$.

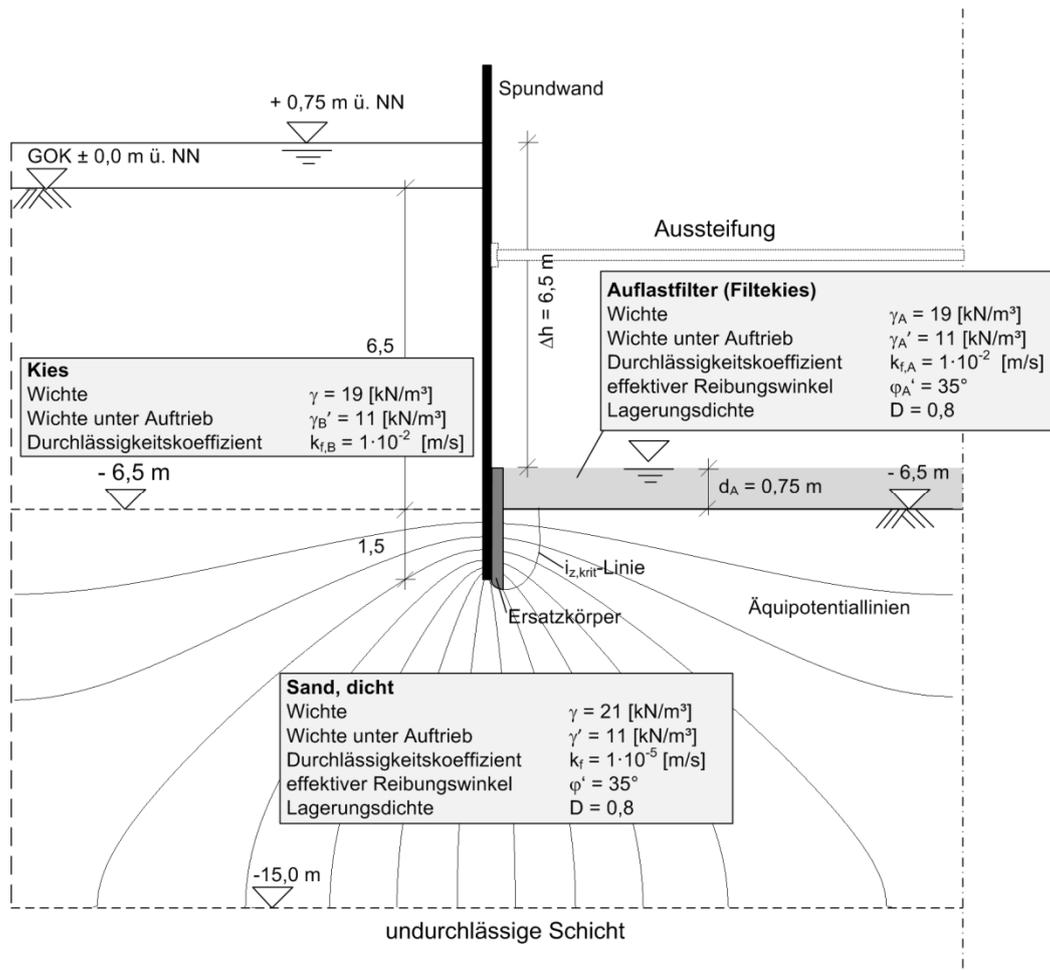


Abb. 6-8: Umströmte Spundwand mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter

Wird der Nachweis nach *Terzaghi* geführt, ergibt sich die rückhaltende Gewichtskraft unter Auftrieb zu $G \div = 18,5$ kN/lfm und die im Ersatzkörper wirkende bezogene Strömungskraft zu $S = 16,5$ kN/lfm. Nach *Terzaghi* ergibt sich der Ausnutzungsgrad ohne Berücksichtigung von Sicherheiten zu $\mu = 0,89$ und ist damit etwas größer als der Ausnutzungsgrad welcher beim Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper berechnet wurde.

Das Sicherheitsniveau beider Berechnungsverfahren ist, wie bereits der Vergleich im Kapitel 6.3 gezeigt hat, für relativ große Einbindetiefen t ungefähr gleich groß.

6.5 Diskussion und Schlussfolgerungen

Die bei Ansatz der Kräfte am vorgestellten modifizierten Ersatzkörper berechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} stimmen bei dicht gelagerten Böden sowohl quantitativ als auch qualitativ gut mit den Versuchsergebnissen überein und liegen deutlich näher bei den Versuchsergebnissen als die Berechnungsergebnisse nach *Odenwald/Herten*. Generell, abgesehen bei kleinen Verhältnissen von $t/\Delta s$, weichen die Berechnungsergebnisse nicht weit von den Ergebnissen nach *Terzaghi* ab. Die direkte Berücksichtigung der Reibungskräfte bei dicht gelagerten, homogenen Böden und die Definition der Bruchkörperform auf Grundlage der $i_{z,krit}$ -Linie scheinen daher zielführend.

Bei lockerer Lagerungsdichte des Basismaterials ist eine Berücksichtigung der Reibungskräfte nicht zu empfehlen. In diesem Fall entspricht der Berechnungsansatz dann dem nach *Odenwald/Herten*. Somit kann sichergestellt werden, dass die kritische Potentialdifferenz Δh_{krit} auch bei lockerer Lagerungsdichte des Bodens nicht überschätzt wird, wie dies zum Beispiel bei Verwendung des Berechnungsansatzes nach *Terzaghi* der Fall sein kann.

Für die Verifizierung und ggf. weitere Entwicklung des Berechnungsansatzes sind zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Dabei sollten vor allem der Einfluss der Bodeneigenschaften und die Auswirkungen von Inhomogenität im Boden näher analysiert werden. Des Weiteren ist anzumerken, dass die Anwendung des vorgestellten Berechnungsansatzes mit Ansatz der Kräfte am modifizierten Ersatzkörper mit großem Berechnungsaufwand verbunden ist, welcher mit der Praxis nicht zu vereinbaren ist. Gegebenenfalls sind daher, im Zuge weiterer Untersuchungen, ähnlich wie es bereits *Aulbach und Ziegler* [33] für den Fall ohne Auflastfilter gemacht haben, Bemessungsdiagramme zu erstellen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Zur Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch besteht die Möglichkeit, einen Auflastfilter auf die Baugrubensohle aufzubringen und somit den Widerstand gegen die vertikale Strömungskraft zu erhöhen. Untersuchungen von *Odenwald und Herten* haben jedoch gezeigt, dass der in Deutschland in der DIN 1054:2010-12 vorgegebene Berechnungsansatz nach *Terzaghi* zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter und geringen Einbindetiefen, auf der unsicheren Seite liegen kann. Dies wurde durch die bei diesen Randbedingungen maßgebenden Strömungskräfte unterhalb des Wandfußes begründet, die beim Berechnungsansatz von *Terzaghi* nicht berücksichtigt werden. Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse wurde von *Odenwald und Herten* ein erweiterter Berechnungsansatz entwickelt, welcher zusätzlich die vertikalen Strömungskräfte unterhalb des Fußes der Baugrubenverbauung berücksichtigt.

Ziel dieser Arbeit war es, die Gültigkeit und die Anwendbarkeit bzw. die Anwendungsgrenzen der zur Verfügung stehenden Berechnungsansätze zu untersuchen und zu prüfen. Des Weiteren war zu untersuchen, inwieweit die Berechnungsansätze aufgrund der getroffenen Vereinfachungen von den tatsächlichen Verhältnissen abweichen und welchen Einfluss diese Vereinfachungen auf den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch haben. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen war ein verbesserter Bemessungsansatz zu entwickeln.

Um ein besseres Verständnis für die physikalischen Vorgänge beim hydraulischen Grundbruch zu bekommen, wurde zunächst das Versagen vertikal durchströmter Bodensäulen näher untersucht. Dabei war zu klären, welchen Einfluss die Lagerungsdichte des Versuchsbodens und die Dicke des Auflastfilters auf den Bruchvorgang und den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten bei der eindimensionalen Durchströmung haben. Des Weiteren war zu analysieren, welche Kräfte in Abhängigkeit der beiden Parameter zusätzlich zu der Gewichtskraft unter Auftrieb entgegen der Strömungskraft wirken.

Im Rahmen der durchgeführten eindimensionalen Durchströmungsversuche und durch eine ausführliche Literaturrecherche konnte folgendes festgestellt werden:

- Eine von unten nach oben durchströmte Sandsäule ohne Auflastfilter versagt zuerst durch die plötzliche Bildung eines lokalen Erosionskanals (Piping). Nach einer weiteren Potentialsteigerung kommt es dann zu einer, meist von unten beginnenden, allgemeinen Kornumlagerung, bei der das Korngefüge über die gesamte durchströmte Länge in die lockerste Lagerungsdichte übergeht.
- Befindet sich ein Auflastfilter auf der Bodensäule, kommt es beim Versagen, aufgrund der vertikalen Durchströmung zu einer Verflüssigung des unteren Teils des Basismaterials. Der obere Teil, dessen Länge von der Dicke des Auflastfilters und der Lagerungsdichte abhängig ist, schwimmt mit einer nahezu unbeeinflussten Lagerungsdichte auf. Die durchströmte Bodensäule versagt daher im unteren Bereich durch Verflüssigung des Basismaterials und im oberen Bereich durch Aufschwimmen.
- Der kritische spezifische hydraulische Gradient kann bei vertikal durchströmten Bodensäulen ohne Auflastfilter bei lockerer Lagerungsdichte geringer sein als er sich auf Grundlage des Berechnungsansatzes nach *Terzaghi* ergibt. Bei Böden mit einer hohen Lagerungsdichte werden jedoch die auf Grundlage des Berechnungsansatzes nach *Terzaghi* berechneten Werte für den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten übertroffen.
- Der aus den Versuchen mit Auflastfilter bestimmte kritische spezifische hydraulische Gradient ist, in Abhängigkeit der Dicke des Auflastfilters und der Lagerungsdichte, immer größer als der auf Grundlage des Berechnungsansatzes nach *Terzaghi* berechnete Wert. Die Reibungskräfte zwischen Versuchszylinder und Versuchsboden können bei Aufbringungen eines Auflastfilters auf dem durchströmten Bodenmaterial nicht vernachlässigt werden. Es bildet sich ein Gewölbe im Zylinder aus (Silokräfte). Die Ermittlung des kritischen hydraulischen Gradienten muss unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung erfolgen. Die Größe der übertragenen Reibungskräfte und die Ausprägung des Gewölbes sind aber maßgeblich von der Lagerungsdichte D des Versuchsbodens und der Dicke des Auflastfilters abhängig.

Regelungen, wie ein Auflastfilter auf der Baugrubensohle beim Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch zu berücksichtigen ist, existieren nur für die Berechnungsansätze von *Terzaghi*, *Baumgart/Davidenkoff* und *Odenwald/Herten*. Bei diesen Ansätzen wird der Filter als zusätzliche Auflast berücksichtigt, ohne sich direkt auf die Ersatzkörperform auszuwirken. Auch werden keine rückhaltenden Reibungskräfte berücksichtigt. Der Einfluss eines Auflastfilters auf den Bruchablauf, die Bruchkörperform und die kritische Potentialdifferenz beim hydraulischen Grundbruch sind in der Literatur nur unzureichend beschrieben.

Es wurden daher kleinmaßstäbliche Laborversuche zum hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter durchgeführt, mit welchen der Einfluss eines Auflastfilters und der Einbindetiefe der Wand auf die kritische Potentialdifferenz, die Bruchkörperform und den Bruchablauf näher untersucht wurde. Die Auswertung der Versuche führte zu folgenden Erkenntnissen:

- Eine bestimmte Einbindetiefe t stellt den ungünstigsten Fall dar. Wird die Einbindetiefe t entweder verringert oder vergrößert, steigt die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch an.
- Die nach *Baumgart/Davidenkoff* und *Terzaghi* berechneten kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} können bei geringen Einbindetiefen tatsächlich auf der unsicheren Seite liegen. Die kritischen Potentialdifferenzen Δh_{krit} nach *Odenwald/Herten* hingegen waren stets deutlich kleiner als die Versuchsergebnisse. Der Ansatz nach *Odenwald/Herten* kann bei dicht gelagerten Böden zu sehr unwirtschaftlichen Ergebnissen führen.
- In Bezug auf den Versagensablauf beim hydraulischen Grundbruch mit luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter konnte festgestellt werden, dass die Sandbewegungen und Auflockerungen unterhalb des Wandfußes beginnen und sich bei weiterer Potentialsteigerung in Richtung der Baugrubenseite hin ausbreiten. Dies führt jedoch noch nicht zum hydraulischen Grundbruch. Dazu kommt es erst, wenn der Boden von der Erdseite nachgespült wird und es dadurch zu einer Trichterbildung kommt.
- Die Auswertung der maximalen Breiten des Bruchkörpers hat zur Erkenntnis geführt, dass die Breite des Bruchkörpers sowohl von der Dicke des Auflastfilters d_A als auch von der Einbindetiefe t abhängig ist. Auch war die beobachtete maximale Breite des Bruchkörpers bei allen Versuchen mit Auflastfilter weitaus größer als die halbe Einbindetiefe der Wand. Zudem stimmt der gemessene Bruchkörper gut mit dem von der $i_{z,\text{krit}}$ -Linie eingeschlossenen Bereich überein. Eine Übereinstimmung mit den Stromlinien konnte nicht festgestellt werden.

Aufbauend auf den Ergebnissen der eindimensionalen Durchströmungsversuche und den Versuchen zum hydraulischen Grundbruch, wurde ein modifizierter Ersatzkörper entwickelt, welcher, entsprechend der Erkenntnisse aus den Modellversuchen bei dichter Lagerungsdichte des Bodens, die Berücksichtigung der wirkenden Reibungskräfte zulässt und dessen Form und Breite von der Einbindetiefe und der Potentialdifferenz abhängig ist. Die Bruchkörperform wird über den kritischen spezifischen hydraulischen Gradienten definiert. Erste Verifizierungen anhand der Versuchsergebnisse zeigten eine gute Übereinstimmung. Bei lockerer Lagerungsdichte des Bodens sind keine Reibungskräfte anzusetzen, in diesem Fall entspricht der modifizierte Ersatzkörper dem erweiterten Stromfaden nach *Odenwald/Herten*.

Für die Verifizierung und ggf. weitere Entwicklung des Berechnungsansatzes sind zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Dabei sollten vor allem der Einfluss der Bodeneigenschaften und die Auswirkungen von Inhomogenität im Boden näher analysiert werden.

Nach der Klärung der oben genannten Punkte können auf der Grundlage des modifizierten Berechnungsansatzes Bemessungsdiagramme erstellt werden, mit welchen, in Abhängigkeit der hydraulischen Randbedingungen, der Bodeneigenschaften und der wirkenden Potentialdifferenz die erforderliche Dicke des Auflastfilters bestimmt bzw. die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nachgewiesen werden kann.

Literaturverzeichnis

- [1] DIN 1054 (2010), §Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1ö.
- [2] DIN EN 1997-1 (2010), §Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004+AC:2009ö.
- [3] DIN EN 1997-1/NA (2009), §Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regelnö.
- [4] K. Terzaghi und R. Peck, Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer Verlag, 1961.
- [5] EAU, Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen, 11 Hrsg., Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 2012.
- [6] R. Davidenkoff, Unterläufigkeit von Stauwerken, Düsseldorf: Werner Verlag, 1970.
- [7] M. Herten und E. Dornecker, §Haverie an der Kanalbrücke Lippe und Hinweise zum Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch,ö *Wechselwirkungen Boden-Wasser-Bauwerk - Beiträge zum 9. Geotechnik Tag München*, pp. 57-67, 2010.
- [8] B. Odenwald und M. Herten, §Hydraulischer Grundbruch: neue Erkenntnisse,ö *Bautechnik*, Nr. 85, pp. 585-595, 2008.
- [9] K. Terzaghi und R. Jelinek, Theoretische Bodenmechanik, Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1954.
- [10] K. Terzaghi, §Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung,ö *Die Wasserkraft*, pp. 445-449, 1922.
- [11] H. Darcy, Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon, Dijon, 1856.
- [12] H.-G. Kempfert und M. Raithel, Bodenmechanik und Grundbau, Bd. 1: Bodenmechanik, Berlin: Bauwerk Verlag, 2007.
- [13] K.-F. Busch, L. Luckner und K. Tiemer, Geohydraulik, 3 Hrsg., Berlin/Stuttgart: Gebrüder Borntraeger, 1993.
- [14] M. Ludewig, §Die Gültigkeit des Darcyschen Gesetzes bei Sanden und Kiesen,ö *Hochschule für Bauwesen Leipzig*, Nr. 12, pp. 415-421, 1965.
- [15] B. Odenwald, U. Hekel und H. Thormann, §Grundwasserströmung - Grundwasserhaltung,ö in *Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren*, 7 Hrsg., K. J. Witt, Hrsg., Weimar, Ernst & Sohn, 2009, pp. 485-654.

-
- [16] P. Forchheimer, Zur Grundwasserbewegung nach isothermischen Kurvenscharen, Wien: Hölder, 1917.
- [17] K. Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Leipzig/Wien: Franz Deuticke, 1925.
- [18] M. Herzog, Versuche und Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch, *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, Bd. 5/6, Nr. 33, pp. 52-59, 1938.
- [19] J. Schmidbauer, Die Schwimmsanderscheinung beim senkrecht aufsteigenden Grundwasserstrom, Streck, Hrsg., Hannover: Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Hannover, Dissertation, 1950.
- [20] M. Sentko, Der zeitliche Verlauf des Schwimmsandaufbruches und der Einfluss der geometrischen Anordnung der Baugrubenumschließungen auf das kritische Gefälle, Bd. 7, Leussink, Hrsg., Karlsruhe: Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana, Dissertation, 1961.
- [21] T. Tanaka und E. Toyokuni, Seepage-Failure Experiments on the Multi-Layered Sand Columns, *Soil and Foundation Engineering*, Bd. 4, pp. 13-36, 1991.
- [22] T. Tanaka und A. Verruijt, Seepage failure of sand behind sheet piles -The mechanism and practical approach to analyze-, Bd. 39, Nr. 4, pp. 27-35, June 1999.
- [23] T. Tanaka, S. Song, Y. Shiba, S. Kusumi und K. Inoue, Seepage Failure of Sand in Three Dimensions -Experiments and Numerical Analysis-, *ICSE, Paris*, pp. 1535-1542, 2012.
- [24] Z. Baffant, Grundbruch unter der Spundwand, *Die Bautechnik*, Nr. 52, pp. 595-602, 1940.
- [25] H. Kastner, Über die Standsicherheit von Spundwänden in strömenden Grundwasser, *Die Bautechnik*, Bd. 8/9, Nr. 21, pp. 66-70, 1943.
- [26] J. McNamee, Seepage Into Sheeted Excavation, *Geotechnique*, pp. 229-241, 1949.
- [27] A. Marsland, Model experiments to study the influence of seepage on the stability of a sheeted excavation in sand, *Geotechnique*, Bd. Nr. 6, pp. 223-241, 1953.
- [28] H. Ehß, Grundlagen zum hydraulischen Grundbruch bei Stauhaltung im durchlässigen Erdreich, *Der Bauingenieur*, Bd. 11, Nr. 35, pp. 423-431, 1960.
- [29] H. Müller-Kirchenbauer, Zur Mechanik der Fließsandbildung und des hydraulischen Grundbruchs, Bd. Heft 17, H. Leussink, Hrsg., Karlsruhe: Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Fridericiana, 1964.
- [30] W. Knaupe, Hydraulischer Grundbruch an Baugrubenumschließungen, Bd. 15, R. I. u. T. Schriftenreihe der Bauforschung, Hrsg., Berlin, 1968.

-
- [31] J. Huder, šGedanken zum hydraulischen Grundbruch in Baugruben,ö *Schweizer Ingenieure und Architekt*, Bd. 25, pp. 723-727, 1990.
- [32] M. Ziegler, A. Benjamin, H. Heller und D. Kuhlmann, šDer Hydraulische Grundbruch ó Bemessungsdiagramme zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe,ö *Bautechnik*, Bd. 86, Nr. 9, pp. 529-541, 2009.
- [33] B. Aulbach und M. Ziegler, šHydraulischer Grundbruch - Formel zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe,ö *Bautechnik*, Bd. 90, Nr. 10, pp. 631-641, 2013.
- [34] R. B. Wudtke und J. K. Witt, šHydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund: Schadensmechanismen und Nachweisstrategie,ö *Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München*, Nr. 46, p. 33 ó 44, 2010.
- [35] A. Hettler, šHydraulischer Grundbruch: Literaturübersicht und offene Fragen,ö *Bautechnik*, Bd. 9, Nr. 85, pp. 578-584, 2008.
- [36] H. Saurwein und W. Fellin, šDer Hydraulische Grundbruch: Überschlagsformel zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe,ö *Tagungsbeiträge der 9. Österreichischen Geotechniktagung*, pp. 161-168, 2013.
- [37] E. Perau, šHydraulischer Grundbruch und Versagen des Erdwiderlagers von Baugrubenwänden,ö *Bautechnik*, Nr. 9, 2005.
- [38] N. Benmebarek, S. Benmebarek und R. Kastner, šNumerical studies of seepage failure of sand within a cofferdamö.
- [39] L. Bierawski und S. Maeno, šDEM-FEM Model of Highly Saturated Soil Motion Due to Seepage Force,ö *Journal of Waterway, Port, Coastal an Ocean Engineering*, pp. 401-409, 2006.
- [40] F. Bouchelghoum und N. Benmebarek, šCritical hydraulic head loss assessment for a circular sheet pile wall under axisymmetric seepage conditions,ö *Studia Geotechnica et Mechanica Vol. XXXIII*, pp. 3-23, 2011.
- [41] D. Sterpi, šNumerical Modelling and Safety Factor Assessment for a Support Excavation under Seepage Conditions,ö *The 12th International Conference of International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, pp. 4062-4070, 2008.
- [42] T. Tanaka, šTheory of seepage failure of a multi-layered ground,ö *The Science Reports of Faculty of Agriculture*, pp. 113-123, 1991.
- [43] T. Wilhelm, *Piping in Saturated Granular Media*, Innsbruck: Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Institut für Geotechnik und Tunnelbau, Dissertation, 2000.
- [44] W. S. Baumgart und R. Davidenkoff, šUpon Design of Substructures on Pemeable Grounds (in russischer Sprache),ö 1929.

-
- [45] L. F. Harza, šUplift and Seepage under dams on Sand,ö *ASCE*, 1935.
- [46] Z. Baffant, šStability of a Non-Cohesive Soil Under Elliptic Upward Seepage,ö *Proceedings of Third Conference on Soil Mech. and Foundation Engineering*, pp. 198-203, 1953.
- [47] Z. Baffant, šErgebnisse der Berechnung der Stabilität gegen hydraulischen Grundbruch mit Hilfe der Elektronen-Rechenanlage,ö *Proc. of the Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, Budapest*, pp. 215-223, 1963.
- [48] T. Tanaka, E. Toyokuni und E. Ozaki, šPrismatic failure - A new method of calculating stability against boiling of sand within a cofferdam,ö *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 219-224, 1996.
- [49] T. Hirose, T. Tanaka, K. Inoue und T. Sakaida, šDecrease in the Safety Factor for Seepage Failure of Subsoil due to Bridge Abutment Construction within a Cofferdam,ö *Proceedings of the Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference, San Francisco, California*, pp. 441-448, 2006.
- [50] C. Boley und P. Schober, šHydraulisch verursachtes Versagen von Baugrubensohlen - hydromechanische Grundlagen und Bemessung,ö *20. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium: Jubiläumsquolloquium*, 2013.
- [51] E. Perau und A. Slotta, šNachweise gegen hydraulischen Grundbruch und Versagen des Erdwiderlagers - Phänomene und Modellbildung,ö *Tagungsbeiträge der 9. Österreichischen Geotechniktagung*, 2013.
- [52] A. Kremer, Das Tragverhalten von eingespannten biegsamen Stützwänden im bodenmechanischen 1g-Modellversuch, Bd. 18, Walz, Hrsg., Wuppertal: Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 1998.
- [53] E. Franke und G. Muth, šUnterschiedliche Anwendungsbereiche bodenmechanischer Modellversuche,ö *Geotechnik*, Bd. 3, 1987.
- [54] M. H. Heibaum, Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge, Franke, Hrsg., TH Darmstadt, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Dissertation, 1987.
- [55] DIN EN ISO 14688-1 (2011), Geotechnische Erkundungen und Untersuchungen - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2002); Deutsche Fassung EN ISO 14688-1:2002, 2011.
- [56] DIN 18130-1 (1998), šBaugrund - Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversucheö.
- [57] DIN 18124 (2011), šBaugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte - Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometerö.

-
- [58] DIN 18126 (1996), §Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung.
- [59] A. Teferra, Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderständen nichtbindiger Böden mit verschiedener Kornverteilung, Bd. 1, Schultze, Hrsg., Technische Hochschule Aachen, Forschungsbericht aus Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation, 1975.
- [60] M. Pulsfort, Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge, Bd. 4, Walz, Hrsg., Bergische Universität, Fachbereich Bautechnik, Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Dissertation, 1986.
- [61] A. Hettler, §Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand,õ *OHDE-Kolloquium*, Bd. 4, pp. 49-72, 1997.
- [62] E. Rainer und W. Fellin, §Druckabhängigkeit des Reibungswinkels zwischen Festkörper und Sand,õ *Geotechnik*, pp. 28-32, 2006.
- [63] C. Gutberlet, Erdwiderstand in homogenen und geschichtetem Baugrund - Experimente und Numerik, Bd. 78, Katzenbach, Hrsg., Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Dissertation, 2008.
- [64] B. Walz und A. Kremer, §Diskussion zum Beitrag: Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand,õ *OHDE-Kolloquium*, Bd. 4, pp. 73-82, 1997.
- [65] W. Fellin, F. Kellermann und T. Wilhelm, §Der Einfluss von Kanalbildungen auf die hydraulische Grundbruchsicherheit,õ *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ)*, Bd. 2, pp. 42-47, 2003.
- [66] K. Terzaghi, §Stress Distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door,õ *Proc. 1th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bd. 1, pp. 307-311, 1936.
- [67] R. L. Handy, §The arch in soil arching,õ *Journal of geological engineering*, pp. 302-318, 1985.
- [68] Y. D. Costa, J. G. Zornberg, B. S. Bueno und C. L. Costa, §Failure Mechanisms in Sand over a Deep Active Trapdoor,õ *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1741-1753, November 2009.
- [69] H. Y. Chua und M. D. Bolton, §The use of centrifuge tests in the study of arching,õ *6th ICPMG Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 1075-1080, 2006.
- [70] B. Chevalier, G. Combe und P. Villard, §Experimental and Numerical Studies of Load Transfers and Arching Effect,õ *The 12th International Conference of International Association for Computing Methods and Advances in Geomechanics*, pp. 273-280, 2008.

-
- [71] V. Potts und L. Zdravkovi , šFinite Element Analysis of Arching Behaviour in Soils,õ *The 12th International Conference of International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, pp. 3642-3649, 2008.
- [72] C. Heitz, Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern, Bd. 19, Kempfert, Hrsg., Kassel: Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, 2006.
- [73] M. Herten, Räumlicher Erddruck auf Schachtbauwerke in Abhängigkeit von der Wandverformung, Bd. 22, Pulsfort und Walz, Hrsg., Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation, 1999.
- [74] T. Kawaguchi, T. Tanaka und Y. Tsuji, šNumerical simulation of two-dimensional fluidized beds using the discrete element method (comparison between the two- and three-dimensional models),õ *Powder Technology*, pp. 129-138, 1998.
- [75] Y. Okura, H. Ochiai, P. A. Cundall und Y. Shimizu, šFluid coupling in PFC3D using the measurement spheres,õ *Numerical Modelling in Micromechanics via Partical Methods*, 2004.
- [76] Y. Shinichi, T. Umekage und . J. Yuuki, šNumerical simulation of air und particle motions in bubbling fluidized bed of small particles,õ *Powder Technology*, pp. 158-168, 2000.
- [77] S. Yuu, T. Umekage und Y. Johno, šNumerical simulation of air and particle motions in bubbling fluidized bed of small particles,õ *Powder Technology*, pp. 158-168, 2000.
- [78] P. A. Cundall, šA discrete numerical model for granular assemblies,õ *Geotechnique*, Bd. 29, pp. 47-65, 1979.
- [79] P. A. Cundall, šFormualtion of a Three dimensional Distinct Element Model - Part. I A Scheme to Detece and Represent Contacts in a System Composed of Many Polyhedral Blocks,õ *International Journal of Rock Mechanics Mining Scientific Gemechanics*, Bd. 25 (3), pp. 107-116, 1988.
- [80] M. Pohl, Modellierung von granularen Böden und biegsamen Bauwerken mit Hilfe der DEM am Beispiel einer eingebetteten Spundwand, Bd. 28, Walz, Hrsg., Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation, 2005.
- [81] W. Halsegger, Experimentelle und numerische Untersuchungen zur geführten Senkkastenbauweise unter besonderer Berücksichtigung des Eindringvorganges der Schneid, Dietz, Kiefer, Schubert, Schweiger und Semprich, Hrsg., Graz: TU Graz, Gruppe Geotechnik Graz, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation, 2004.
- [82] M. Lenzi, Untersuchungen von mit Pfählen gesicherten Rutschhängen mit der Diskreten

- Elementmethode, Bd. 37, Dietz, Kiefer, Schubert, Schweiger und Semprich, Hrsg., Graz: TU Graz, Gruppe Geotechnik Graz, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation, 2009.
- [83] P. A. Cundall, H. Konietzky und D. O. Potyondy, šPFC - ein neues Werkzeug für numerische Modellierungen,õ *Die Bautechnik*, Bd. 73, pp. 492-498, 1996.
- [84] ITASCA, PFC3D Particle Flow Code in 3 Dimensions - Theory and Background, Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2008.
- [85] ITASCA, PFC3D Particle Flow Code in 3 Dimensions - CCFD ADD-on, Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 2008.
- [86] P. Schober, šHydraulic Heave at the Excavation Wall with Under-Flow of Small Embedded Depth and Filter Layers at the Excavation Side of the Wall,õ *Geotechnical Engineering: New Horizons, Proceedings of the 21st European Young Geotechnical Engineers'Conference, Rotterdam*, 2011.
- [87] K. J. Sveen und E. A. Crowen, šQuantitative imaging techniques and their application to wavy flows,õ *World Scientific*, 2003.
- [88] K. J. Sveen, An introduction to MatPIV v. 1.6.1, University of Oslo, Dept. of Mathematics, Mechanics and applied Mathematics, 2004.
- [89] D. J. Withe und W. A. Take, šGeoPIV ó Particle Image Velocimetry (PIV) Software for Use in Geotechnical Testing,õ Cambridge University Engineering Department, UK, 2002.
- [90] C. Hauser, Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen, Bd. 29, Walz und Pulsfort, Hrsg., Bergische Universität Wuppertal, Bodenmechanik und Grundbau, 2005.
- [91] P. Schober und H. Odenwald , šDer Einfluss eines Auflastfilters auf die Bruchmechanik beim hydraulischen Grundbruch,õ *BAWMitteilung*, Bd. 95, pp. 151-162, 2012.
- [92] J. Brinch Hansen, šEarth Pressure Calculations,õ *The Danish Technical Press*, 1953.
- [93] J. Brinch Hansen und J. Hessner, šGeotesniske Beregninge,õ Tekniske Forlag, Kopenhagen, 1959.
- [94] B. Aulbach, Hydraulischer Grundbruch - Zur erforderlichen Einbindetiefe bei Baugruben in nichtbindigem Baugrund, Ziegler, Hrsg., Aachen: Fakultät Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 2013.

