

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Mühl, Alexander; Priggert, Peter; Ellebracht, Martin

Numerische Analyse zur Sicherheit gegen den Aufbruch von Schachtsohlen unter hydraulischer Beanspruchung

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/103446>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Mühl, Alexander; Priggert, Peter; Ellebracht, Martin (2014): Numerische Analyse zur Sicherheit gegen den Aufbruch von Schachtsohlen unter hydraulischer Beanspruchung. In: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.): Simulationsverfahren und Modelle für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 50. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik. S. 249-263.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Numerische Analyse zur Sicherheit gegen den Aufbruch von Schachtsohlen unter hydraulischer Beanspruchung

Alexander Mühl
Peter Priggert
Martin Ellebracht

Im Rahmen der Umgestaltung der Emscher werden Abwasserkanäle im Rohrvortrieb von Schachtbaugruben aus hergestellt. Für einen Teil der Schachtbaugruben wurde aufgrund des geringdurchlässigen, hoch kohäsiven Emscher-Mergels die Spritzbetonbauweise favorisiert. Der Aushub soll nur mit einer offenen Wasserhaltung realisiert werden. Die sich ergebende Grundwasserströmung führt zu einer Belastung der ungesicherten offenen Baugrubensohle. Hierdurch kann es zu einem Aufbruch der Sohle kommen. Um die Komplexität des Systems zu erfassen, wurde diese Problemstellung mit Hilfe eines dreidimensionalen Kontinuumsmodells untersucht.

1 Einleitung

Auf einer Länge von 51 km entsteht derzeit das modernste Abwassersystem der Welt. Die Emscher, ein 80 km langer offener Abwasserkanal im Ruhrgebiet, soll in ein naturnahes Gewässer umgebaut werden. Das Abwasser fließt zukünftig in geschlossenen, bis 40 m tief liegenden Kanälen. Die Abwasserkanäle werden im Rohrvortrieb von Schachtbaugruben aus hergestellt. Für einen Teil der Schachtbaugruben wurde aufgrund des vorhandenen geringdurchlässigen, hoch kohäsiven Emscher-Mergels die Spritzbetonbauweise favorisiert. Der Boden wird bei dieser Variante abschnittsweise ausgehoben und die Baugrubenwand durch eine Spritzbetonschale gesichert. Der Aushub soll nur mit einer offenen Wasserhaltung realisiert werden. Der Schachtbaugrube zufließendes Grundwasser soll über eine Wanddrainage und kiesgefüllte Bohrungen (Kiessäulen) gefasst und über eine Pumpleitung abgeführt werden. Die sich ergebende Grundwasserströmung führt zu einer Belastung der ungesicherten offenen Baugrubensohle. Hierdurch kann es zu einem Aufbruch der Sohle kommen.

Beim Bauherrn hat sich durchgesetzt, den Nachweis der Sicherheit gegen den Aufbruch von Baugrubensohlen unter hydraulischer Beanspruchung auf Basis der FEM zu führen. Die Herangehensweise wird von *Perau und Slott* (2013) be-

schrieben. Sie folgt dem Nachweisverfahren 3 des EC7, indem die effektiven Scherbeiwerte mit Teilsicherheitsfaktoren reduziert werden. Zusätzlich werden in den FE-Berechnungen die Wichten um das Verhältnis des Teilsicherheitsbeiwertes für die stabilisierende Einwirkung zum Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft gemindert. Der Nachweis gegen das hydraulisch verursachte Versagen gilt nach *Perau und Slott* als erbracht, wenn das FE-Modell unter diesen stofflichen Ansätzen in der Berechnung konvergiert, d.h. in der iterativen Spannungsberechnung ein Gleichgewicht erreicht wird. *Odenwald und Stelzer* (2013) stützen sich beim Nachweis der Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch ebenfalls auf die FEM, ermitteln jedoch das gegebene Sicherheitsniveau über eine iterative Erhöhung der Potenzialdifferenz, bis auf Grund der großen Verformung keine numerische Lösung mehr erzielt werden kann.

Heibaum und Herten demgegenüber wiesen bereits 2007 darauf hin, dass mit Finiten Elementen die Vorgänge im Boden beim hydraulischen Grundbruch nicht wirklichkeitsnah simuliert werden können, da es sich hierbei um makroskopische Vorgänge in einem Kornhaufwerk handelt, während die FEM die Kornstruktur als Kontinuum abbildet. Diese Aussage kann auch übertragen werden auf die Anwendung der Finiten-Differenzen-Methode (FDM).

Die numerische Modellierung mit der FEM bietet jedoch die Möglichkeit, die Grundwasserströmung und die zugehörige Porenwasserdruckverteilung mit sehr guter Genauigkeit zu ermitteln. In einer Spannungs- und Verformungsberechnung kann unter Ansatz dieser Wasserdruckverteilung die Reduzierung der effektiven Bodenspannung und damit einhergehend die Verringerung der Scherfestigkeit berücksichtigt werden. Im Ergebnis stellen sich Zonen höherer Scherbeanspruchung dar. Bei der Modellierung einer in den Baugrund einbindenden Wand bildet sich dabei auch ein Bruchkörper ab, der dem klassischen Bruchkörper nach *Terzaghi und Peck* (1948) ähnelt.

Reduziert man, wie *Perau und Slott* (2013), Scherparameter und Wichten, oder verändert man, wie *Odenwald und Stelzer* (2013), die Potenzialdifferenz, verändert man die wirksamen Spannungen in den Berechnungsmodellen derart, dass das ermittelte Sicherheitsniveau nicht mit dem nach DIN1054:2010-12 auf konventionellem Wege ermittelten Sicherheitsniveau vergleichbar ist. *Odenwald und Stelzer* (2013) weisen bereits darauf hin, dass für ihre Herangehensweise andere Sicherheitsbeiwerte festgelegt werden müssen. Bei beiden Herangehensweisen wird außer Acht gelassen, dass sich bei reduzierten Parametern Konvergenzprobleme ergeben können, die nicht auf ein Bruchversagen, sondern z.B. auf unrealistisch große Verformungen und damit einhergehend generierte Scherspannungsspitzen zurückzuführen sind.

Ebenso ist zu beachten, dass im Ergebnis einer FE-Modellrechnung nicht darauf geschlossen werden kann, ob es sich um ein Versagen durch Aufschwimmen oder ein Versagen durch einen klassischen hydraulischen Grundbruch handelt. Nach DIN 1054:2010-12 werden diese Fälle im nachzuweisenden Sicherheitsniveau unterschieden.

Die hier vorgestellte Herangehensweise stützt sich auf den von *Terzaghi und Peck* (1948) aufgestellten und durch *Wudtke und Witt* (2010) für die Anwendung in bindigen Böden erweiterten analytischen Ansatz. Der Ansatz bezieht sich auf Untersuchungen zum Versagensablauf und der Form des Aufbruches bei einem hydraulischen Grundbruch vor einer in den Baugrund einbindenden Wand. Er ist deshalb nur eingeschränkt auf die durch Spritzbeton verbaute Schachtbaugrube anwendbar. Um diese Einschränkungen zu umgehen und die Komplexität des Systems zu erfassen, wurde festgelegt, die Problemstellung im Rahmen einer dreidimensionalen numerischen Modellierung unter Anwendung der FEM zu untersuchen.

2 Geotechnische Randbedingungen

Die Schächte, die für einen Spritzbetonverbau in Frage kommen, haben Tiefen bis 12 m. An den Standorten steht unterhalb der Aushubsohle überwiegend ein schwach verwitterter bis unverwitterter Mergelstein mit einem kompakten bis stark klüftigen Gefüge an. Oberhalb der geplanten Baugrubensohlen im Bereich der Spritzbetonschale wurden zunächst unterschiedlich ausgeprägte Schichtpakete des Emscher-Mergels angetroffen. Hierbei handelt es sich um unterschiedlich verwitterten Mergel und Mergelstein, der an der Oberfläche meist entfestigt bis verwittert ist und Lockergesteinseigenschaften (oft Bodengruppe TM, TA) aufweist. Überlagert wird der Mergel von quartären, schwachbindigen, gemischtkörnigen und bindigen Böden. Zur Geländeoberkante hin wird der Abschluss des Bodenaufbaus durch anthropogene Auffüllungen gebildet. Sowohl in den quartären Schichten als auch in den kretazischen Schichten des Emscher-Mergels ist ein Poren- bzw. Kluftgrundwasserleiter ausgebildet. Um Kluftwasser zu fassen und kontrolliert abzuleiten, werden Kiessäulen innerhalb der Schachtbaugrube geplant, die bis in eine Tiefe von 3 m unter Baugrubensohle reichen. Bis zur Herstellung der Spritzbetonschale in einer Aushubtiefe von ca. 1,5 m unter Oberkante des weniger durchlässigen Mergels wird zusätzlich eine temporäre Grundwasserabsenkung des quartären Porengrundwasserleiters vorgesehen. Ab ca. 1,5 m unterhalb des anstehenden Mergels soll die Spritzbetonschale wasserundurchlässig ausgeführt werden und wird daher durch Abschlauchungen perfo-

riert. Zur Fassung und Ableitung des Wassers wird eine Drainagematte hinterlegt.

Der Emscher-Mergel selbst weist eine sehr hohe effektive Kohäsion auf und ist als schwach bis sehr schwach durchlässig zu charakterisieren. Von dem Eintreten eines hydraulischen Grundbruches, wie er im klassischen Sinne definiert ist, ist nicht auszugehen. Die im nichtbindigen Boden zunächst lokal eintretende und sich im Grenzgleichgewicht zur Baugrubensohle fortsetzende Verflüssigung ist für bindigen Boden nicht relevant. Der Strukturverlust wird nach den Untersuchungen von *Wudtke und Witt* (2008) bei realistischen Strömungsgradienten schon bei sehr geringer Kohäsion als Versagensmechanismus ausgeschlossen.

Wudtke und Witt untersuchten den Versagensablauf und die Form des Aufbruchs bei einem hydraulischen Grundbruch im bindigen Boden. Bei 1G-Modellversuchen mit einer in ein homogenes, nicht erosionsstabiles, kohäsives Versuchsmaterial einbindenden Baugrubenwand wurde die Bildung von horizontalen Abrissebenen beobachtet. Durch die Veränderung von Strömungswegen, zurückzuführen auf eine Volumendehnung in Verbindung mit Sekundärrissen, kam es zur Aufschieferung des bindigen Materials. Eine Erosion an den Trennflächen der Sekundärrisse führte zur Auflösung der Bindungskräfte und zum finalen Bruch der Sohle. In den Versuchen konnte jedoch gezeigt werden, dass das Rissversagen im Gegensatz zur Erosion dominant ist.

Im Emscher-Mergel sind aus der Genese Klüfte und Trennflächen vorhanden, mit denen sich in Bezug auf die Geometrie der Baugrubensohle potenzielle Bruchschollen abbilden können. Eine Aufschieferung dieser und auch die weitere Zerlegung der Schollen in kleinere Aggregate auf Grund vorhandener Fissuren sind durchaus vorstellbar. Es ist davon auszugehen, dass der Scherwiderstand an den Trennflächen aktiviert und dieser auch in Folge der Durchströmung nicht aufgehoben wird, da das Mergelmaterial insgesamt sowohl im verwitterten als auch im unverwitterten Zustand als erosionsstabil eingestuft wird. Es wird davon ausgegangen, dass die Klüfte und Trennflächen begrenzt ergiebig sind und den Schächten deshalb wenig Wasser zufließt. Bei einer Aufschieferung im Sohlbereich vergrößert sich die Durchlässigkeit des Kontinuums (aus Trenn-/Scherflächen und intaktem Mergelmaterial). Infolge dessen verringert sich der Strömungsdruck. Großräumig bilden sich Druckgewölbe aus, die nachgebende Zwischenbereiche überspannen.

Damit die Baugrubensohle nicht aufbricht, muss sich ein Zustand einstellen, bei dem das Eigengewicht des Baugrundes und die aktivierten Scherwiderstände größer sind als die Einwirkung aus dem Strömungsdruck.

Ein Grundbruch durch Erosion von Kluftwänden und Trennflächen durch strömendes Wasser wird auf Grund der Materialeigenschaften des Mergels ausge-

geschlossen. Ebenfalls erscheint ein Aufreißen des intakten, hoch kohäsiven Mergelmaterials unter dem inneren Strömungsdruck unwahrscheinlich. Für den Fall, dass großräumig um den Schachtbereich der Anteil von Klüften und Trennflächen sehr hoch ist, kann ein Versagen der Sohle durch eine hydraulische Beanspruchung nicht ausgeschlossen werden. Für eine Betrachtung eines solchen, als wenig wahrscheinlichen Falls wurde ein FE-Modell der Schachtbaugrube mit auf der sicheren Seite liegenden Materialparametern für das Kontinuum aus Klüften / Trennflächen und intaktem Mergelmaterial und ungünstigsten Abmessungen gewählt.

3 Modellbildung

Die FE-Modellierung erfolgte mit dem Rechenprogramm der Plaxis bv. Plaxis 3D-V2012.1. Die Größe des Berechnungsmodells wurde so gewählt, dass die Ränder das Deformationsverhalten des Modells nicht beeinflussen. Das FE-Netz besteht aus 365.000, 10-knotigen, tetraederförmigen Elementen mit einem Verschiebungsansatz zweiter Ordnung. Die Netzelemente wurden zur Baugrube hin von 5,34 m auf 0,3 m verfeinert.

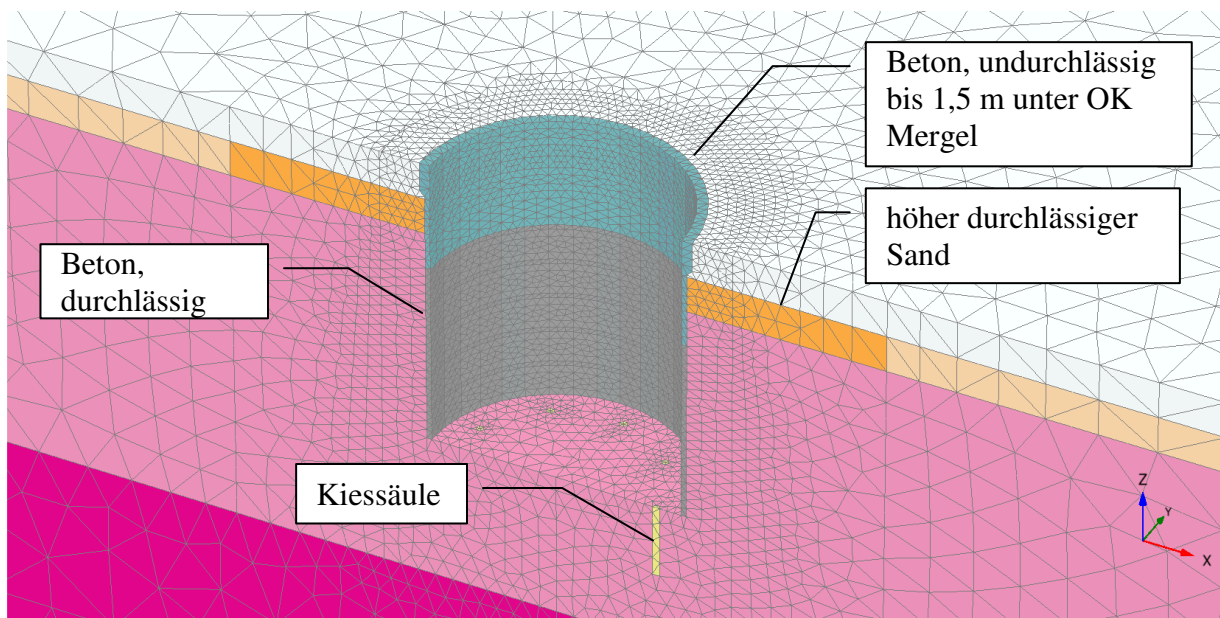








Abbildung 1: Schnitt durch Modell in Ebene x/z (Berechnungsphase: Endaushub)

Die Modellbaugrube hat einen Innendurchmesser von 10 m und ist 12 m tief. Es wurden 9 Kiessäulen im Durchmesser von 30 cm und einer Tiefe von 3 m unter Baugrubensohle modelliert. Der Spritzbeton wurde mit einem linear-elastischen Stoffmodell abgebildet. Die Auffüllung, das Kiessäulenmaterial und der Fein- bis Mittelsand wurden mit einem linear-elastischen, ideal-plastischen Material-

verhalten nach Mohr-Coulomb berücksichtigt. Das Materialverhalten des Merzels wurde über das Hardening Soil Modell abgebildet. Das Hardening Soil Modell verwendet ebenfalls die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung, welche durch die effektiven Scherfestigkeitsparameter Kohäsion c' und Reibungswinkel φ' beschrieben wird. Im Unterschied zum Mohr-Coulomb-Modell wird jedoch der linear elastische Bereich sowohl durch eine volumetrische als auch durch eine deviatorische Fließfläche beschränkt. Dadurch wird berücksichtigt, dass bereits vor Erreichen der Bruchbedingung plastische (irreversible) Verformungen im Baugrund auftreten können.

Theoretisch durch den Boden aufnehmbare Zugspannungen werden ausgeschlossen. Die verwendeten Stoffmodelle und zugehörigen Parameter sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1 Stoffparameter und -modelle für die numerische Berechnung

Material		Auffüllung	Sand	Mergel	Mergelstein	Kiessäule	Beton
Farbe							
Stoffmodell		MC	MC	HS	HS	MC	LE
Entwässerung		dränirt	dränirt	dränirt	dränirt	dränirt	dränirt
γ_{unsat}	[kN/m ³]	21	19	21	21	20	23
γ_{sat}	[kN/m ³]	21	19	21	21	20	23
ν	[-]	0,33	0,30	0,25	0,25	0,30	0,20
E	[kN/m ²]	20.250	29.710	-	-	44.570	33E+6
E_{oed}	[kN/m ²]	30.000	40.000	-	-	60.000	
G	[kN/m ²]	7.612	11.430	-	-	17.140	
φ'	[°]	30	30	25	25	37,5	
c'	[kN/m ²]	0	0	25	50	0	
ψ	[°]	0	0	0	0	7,5	
K_0^{nc}	[-]	0,500	0,500	0,577	0,577	0,500	
m	[-]	-	-	0,5	0,5	-	-
p_{ref}	[kN/m ²]	-	-	100	100	-	-
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	-	-	40.000	40.000	-	-
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	-	-	40.000	40.000	-	-
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	-	-	120.000	120.000	-	-
ν_{ur}	[-]	-	-	0,20	0,20	-	-
k_x, k_y	[m/s]	1×10^{-3}	1×10^{-4}	1×10^{-6}	1×10^{-6}	1×10^{-3}	1×10^{-3}

Das Grundwasser wurde für den Ausgangszustand bei 1,5 m unter Oberkante Gelände angesetzt. Die mathematische Modellierung der sich durch den Bodenaushub bei gleichzeitiger Entwässerung über die Spritzbetonschale und Baugrubensohle einstellenden Grundwasserströmung basiert auf dem Gesetz von Darcy. Die Berechnung der effektiven Spannungen erfolgte als gekoppelte Analyse, d.h. die Porenwasserdruckverteilung wird in einer Strömungsberechnung ermittelt und als Anfangsbedingung für die nachfolgende Spannungsberechnung eingesetzt.

Die im jeweiligen Aushubzustand errechnete Grundwasserströmung und der errechnete Strömungsdruck beschreiben den stationären Zustand. Die zeitliche Änderung über die Abfolge der Schachtherstellung wird nicht berücksichtigt. Um den Abbau des Strömungsdruckes über die Entwässerung zur Schachtabgrube rechnerisch nicht zu überschätzen, wurde der quartäre Sand in einem Bereich von 8 m um die Baugruben herum mit einer zweifach höheren Durchlässigkeit angesetzt (siehe Abbildung 1). Damit wird der Grundwasserspiegel im Modell nahezu auf dem Ausgangszustand gehalten und senkt sich nur im näheren Baugrubenbereich geringfügig ab.

4 Numerische Berechnung

Nach Berechnung des Ausgangsspannungszustandes durch Initialisierung der Spannungen im Modell mit einem Seitendruckbeiwert in Höhe von $K_0 = 1 - \sin\phi$, folgte die Abbildung der Aushubzustände (in Aushubschritten von 1,5 m) und hier jeweils die Berechnung des Spannungs-Verformungszustandes gekoppelt an die Berechnung der Grundwasserströmung. Jeder Berechnungsphase wurde eine ϕ -c-Reduktion nachgeschaltet. Abbildung 2 zeigt die für den Endaushub errechnete Verteilung der Flächen gleicher Potenzialhöhen. Die sich zur Baugrube hin einstellende Grundwasserströmung, welche senkrecht zu diesen Flächen verläuft, ist auf Basis dieser Visualisierung sehr gut vorstellbar.

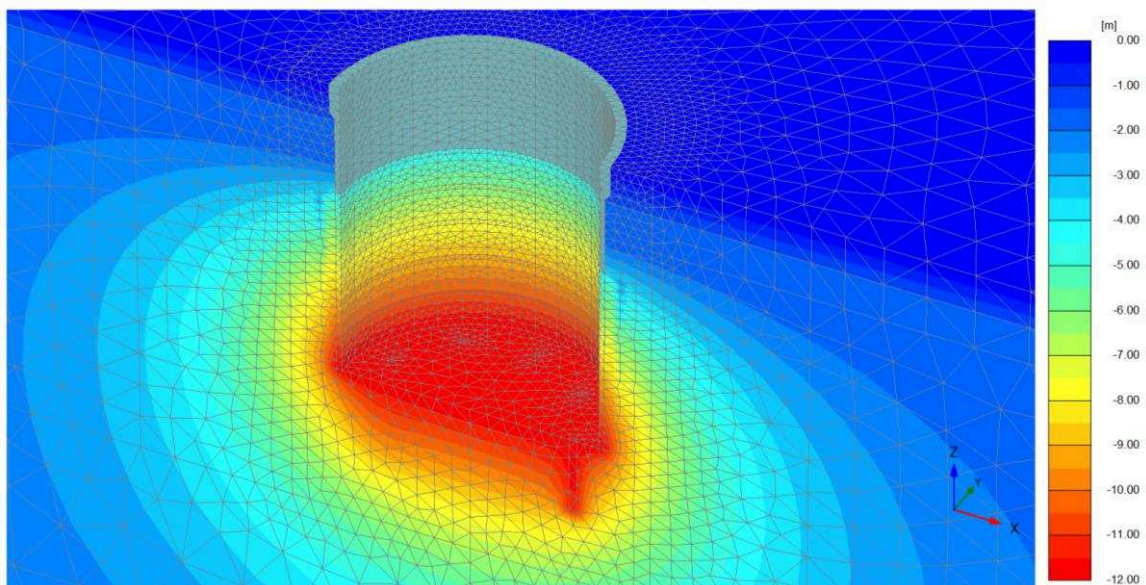


Abbildung 2: Verteilung der Flächen gleicher Potenzialhöhen [m]

In Abbildung 5 ist die zugehörige Porenwasserdruckverteilung dargestellt. Es wird deutlich, dass sich der aktive Porenwasserdruck zur Baugrubenwand und -sohle hin abbaut. Das Spannungsniveau ist im Sohlbereich auf Grund der Aus-

hubentlastung und des Porenwasserdrucks sehr gering (siehe Abbildung 3 und 4). Dementsprechend gering ist der Scherwiderstand des Bodens. In Abbildung 7 sind für den Endaushub die Integrationspunkte ersichtlich, in denen auf Grund der Grundwasserströmung ein lokales Zugversagen auftritt. In der Darstellung der Integrationspunkte mit irreversibler Schubdehnung in Abbildung 8 wird ein kalottenförmiger Bodenkörper deutlich, in dem es zu einer stark plastifizierenden Beanspruchung kommt. Die Scherfestigkeit wird hier besonders im Randbereich zur Spritzbetonschale nahezu zu 100% ausgenutzt (siehe Abbildung 6).

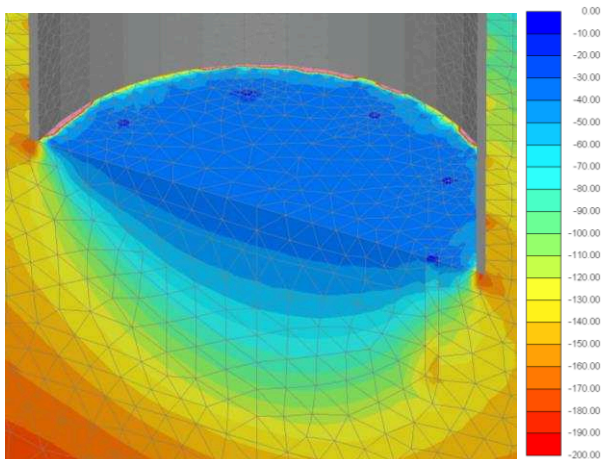


Abbildung 3: Hauptspannung p' [KN/m²]

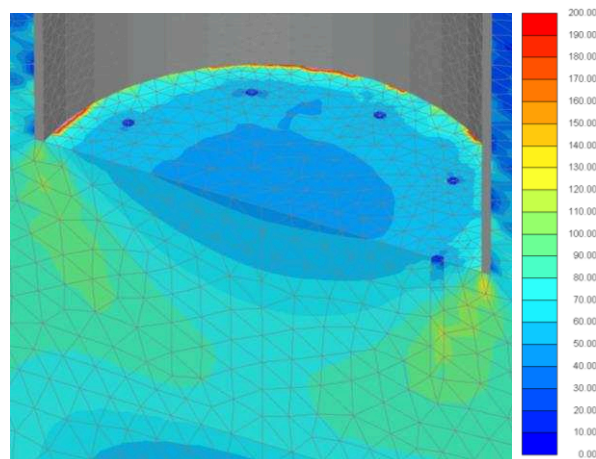


Abbildung 4: Deviatorische Spannung q' [KN/m²]

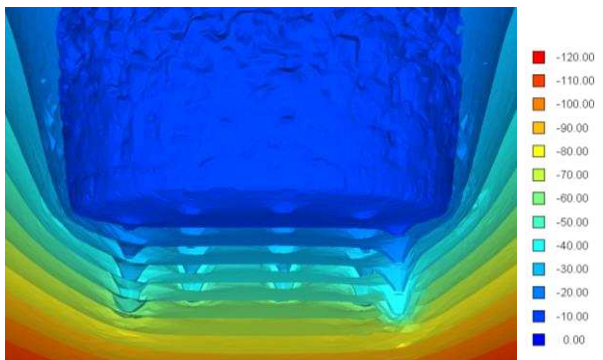


Abbildung 5: Porenwasserdruckverteilung [KN/m²]

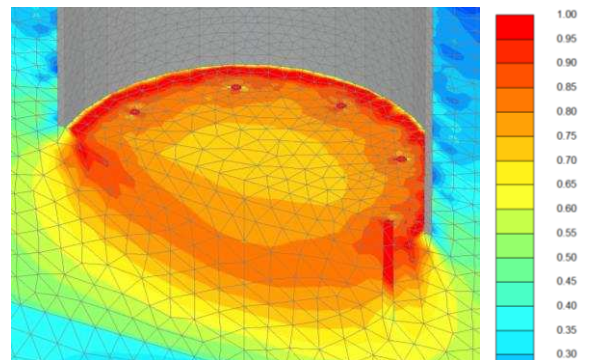


Abbildung 6: Relative Ausnutzung des Scherwiderstandes (1 = 100%)

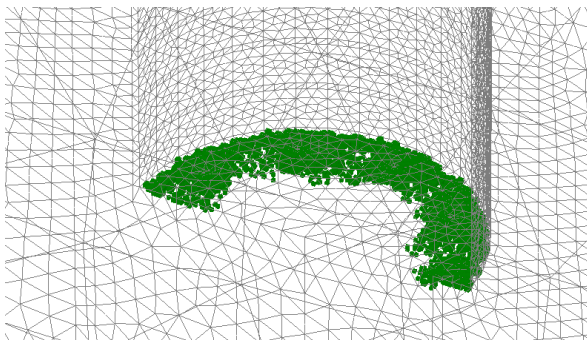


Abbildung 7: Punkte, in denen ein lokales Zugversagen auftritt

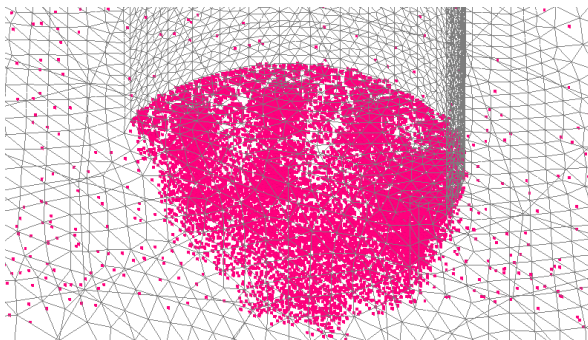


Abbildung 8: Punkte irreversibler Schubdehnung

Mit der Darstellung der sich in dieser Phase einstellenden relativen Scherdehnungen in Abbildung 9, links, sind die potenziellen Scherzonen erkennbar. Im Ergebnis der für diese Berechnungsphase geführten ϕ -c-Reduktion ergibt sich ein Faktor von 2,2. Die Versagensfigur, welche sich beim Erreichen der Bruchparameter in der ϕ -c-Reduktion einstellt, bildet sich ebenfalls sehr gut über die Darstellung der Scherdehnungen ab (siehe Abbildung 9, rechts). Diese Visualisierung zeigt, dass der Bruch unter reduzierten Parametern in einem schmalen Ring am äußeren Rand der Schachtbaugrube stattfinden würde.

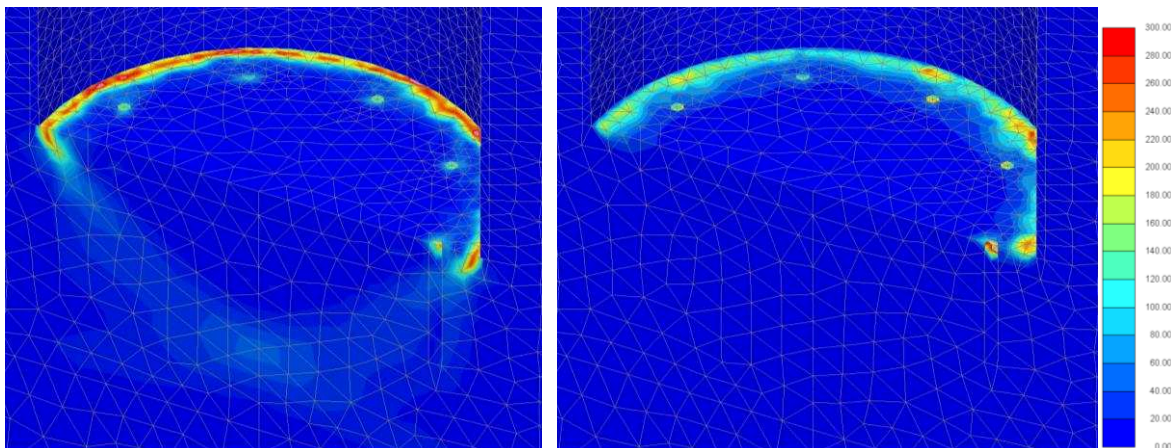


Abbildung 9: links: Potenzielle Scherzonen, rechts: Scherzonen beim Versagen unter reduzierten Scherparametern ϕ' und c' , Darstellung durch relative Scherdehnungen [%]

Auch die isometrische Darstellung der Flächen gleicher inkrementeller Verschiebungen in Abbildung 10 ergibt ein sehr gutes Bild von den potenziellen Bruchflächen (rechts) und den Bruchflächen unter reduzierten Parametern (links).

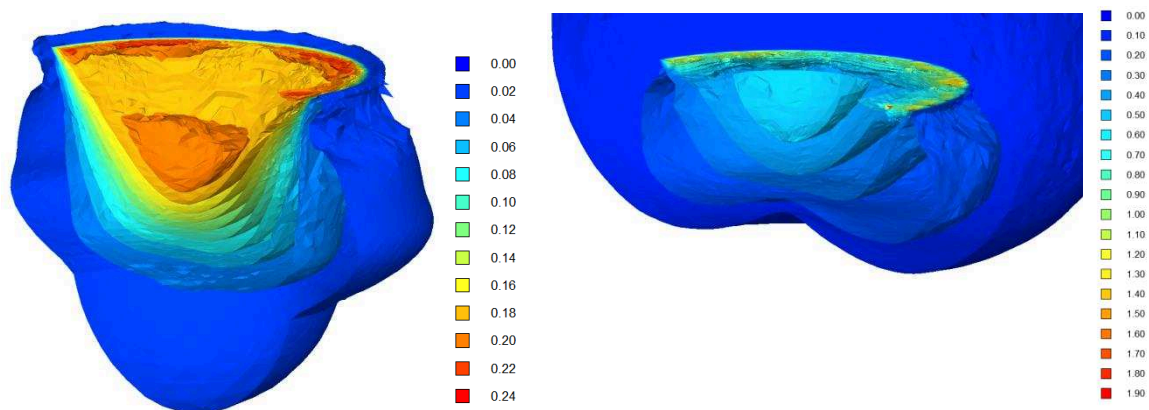


Abbildung 10: links: Inkrementelle Verschiebung, rechts: Inkrementelle Verschiebung beim Versagen unter reduzierten Scherparametern ϕ' und c' [m]

Die ϕ - c -Reduktion ermittelt das globale Sicherheitsniveau, wobei der Bruchkörper mit dem geringsten Scherwiderstand maßgebend wird. Auf Grund dessen kann nicht ermittelt werden, ob sich infolge dieses ersten, nur lokal begrenzten Bruches eine weitere, im Volumen größere Bruchscholle löst oder gar das die Sohle der Schachtbaugrube überspannende Gewölbe kollabiert. D.h., dass der Nachweis eines im klassischen Sinne definierten hydraulischen Grundbruches nicht mit der FEM geführt werden kann, auch wenn ein potenzielles Versagen, im konkreten Fall eine potenzielle Lage eines Zugversagens im Kontinuum, im Ergebnis der Berechnung von Spannungen und Dehnungen erkennbar ist.

Um die Wirksamkeit der Kiessäulen zu überprüfen, wurden in einem zweiten Berechnungsgang alle Phasen ohne eine Aktivierung des durchlässigeren Kiessäulenmaterials geführt. Bei der Berechnung für einen Aushub von 10,5 m Tiefe wurde ohne die grundwasserentspannende Wirkung der Kiessäulen die zulässige Scherfestigkeit im Bereich der Sohle durch den Porenwasserdruck so weit herabgesetzt, dass die Berechnung nicht konvergierte. Abbildung 11 stellt vergleichend die Verteilung der Flächen gleicher Potenzialhöhen mit und ohne Wirkung der Kiessäulen für einen Aushub von 9 m Tiefe dar.

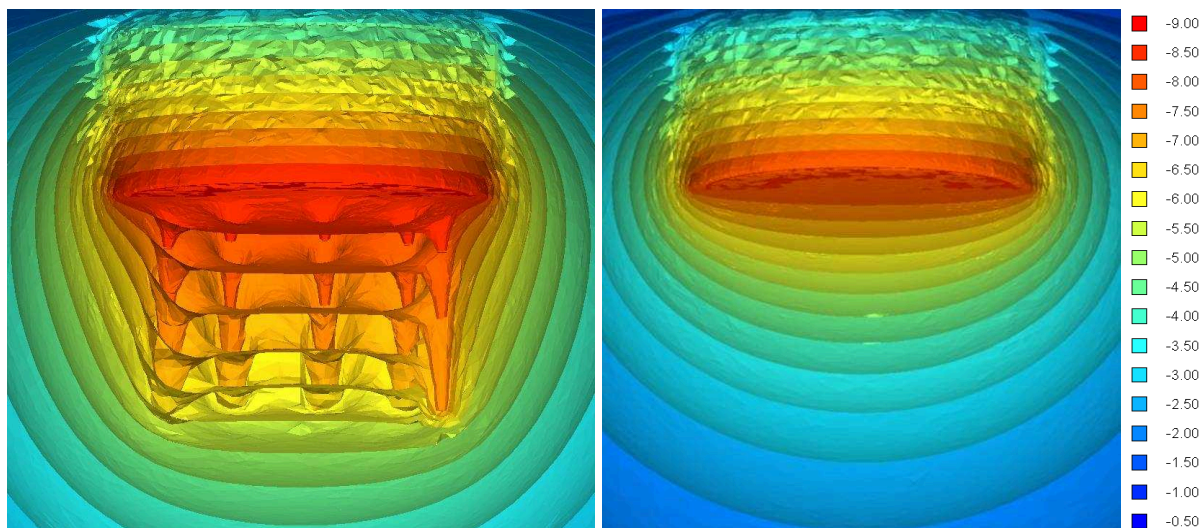


Abbildung 11: Verteilung der Potenzialflächen [m] bei Aushub in Tiefe 9 m, links unter Berücksichtigung der Wirkung von Kiessäulen, rechts ohne Berücksichtigung der Wirkung von Kiessäulen

5 Analytische Berechnung

Beim klassischen Nachweis des hydraulischen Grundbruches werden die bei einem finalen Aufbruch aktivierten Anteile aus Scherfestigkeit (C_v) und Bodeneigengewicht (G') berücksichtigt, vgl. Abbildung 12. Die Widerstandsanteile C_v und G' sind durch die etablierten Bodenparameter bestimmbar. Für gegebene

geometrische Randbedingung gibt es bisher keinen Bemessungsansatz zum Nachweis der Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch. Ebenso gibt es für Schachtsohlen ohne Baugrubenwand keine Untersuchung zum Versagensmechanismus unter hydraulischer Einwirkung. Alle Untersuchungen und daraus abgeleiteten Bemessungsansätze beziehen sich auf Baugruben, bei denen eine undurchlässige Baugrubenwand in den Boden unterhalb der Sohle einbindet und hierdurch die Grundwasserströmung zur Baugrube wesentlich behindert wird. In Anlehnung an die Arbeiten von *Wudtke und Witt* (2010) wurde exemplarisch für einen potenziellen Versagensbereich der Nachweis der Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch geführt.

Bei dem Bemessungsansatz wird davon ausgegangen, dass adäquat zu den Ausführungen in *Wudtke und Witt* (2008 und 2010) ein Bereich struktureller Zerstörung und ein Aufbruchbereich entstehen.

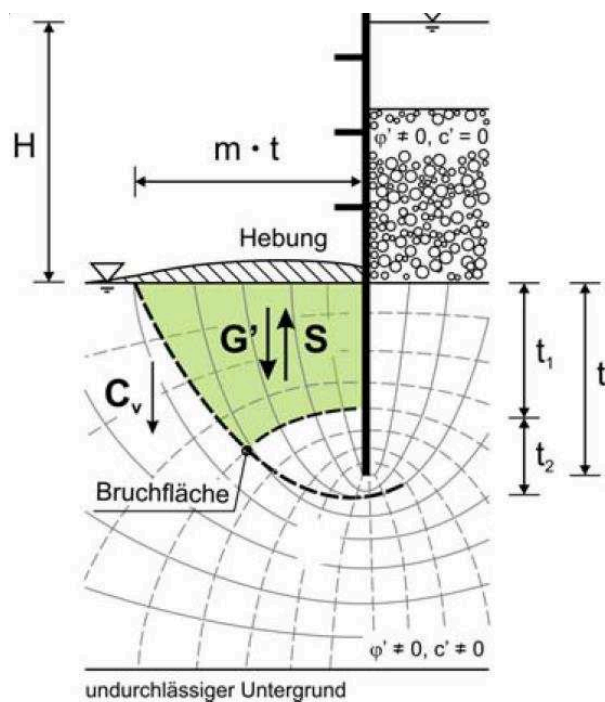


Abbildung 12: Hydraulischer Grundbruch – Bemessungsansatz für bindigen Boden: Grundlage Vergleichsrechnung, *Wudtke und Witt* (2010)

Der Aufbruchbereich (in Abbildung 12 grün gefärbt) wird zur Prüfung der Einhaltung der Gleichgewichtsbedingung als Kontrollkörper herangezogen. Die Form und Dimension des Kontrollvolumens soll sich am Bereich des Zugversagens (siehe Ergebnis der numerischen Berechnung in Abbildung 7) und an der vorhandenen Strömungsverteilung orientieren.

Abbildung 13 stellt das zur Bemessung herangezogene Kontrollvolumen dar. In Anlehnung an *Wudtke und Witt* (2010) und unter Berücksichtigung der DIN 1054:2010-12 ist für dieses Volumen folgende Grenzgleichgewichtsbedingung zu erfüllen:

$$\begin{aligned} (G' + C_v) \cdot \gamma_{G,\text{stb}} &> S \cdot \gamma_{G,\text{dst}} \\ \gamma' + c' \cdot (t_1 + t_2) / 2 \cdot \gamma_{G,\text{stb}} &> W_u \cdot \gamma_w \cdot \gamma_{G,\text{dst}} \end{aligned}$$

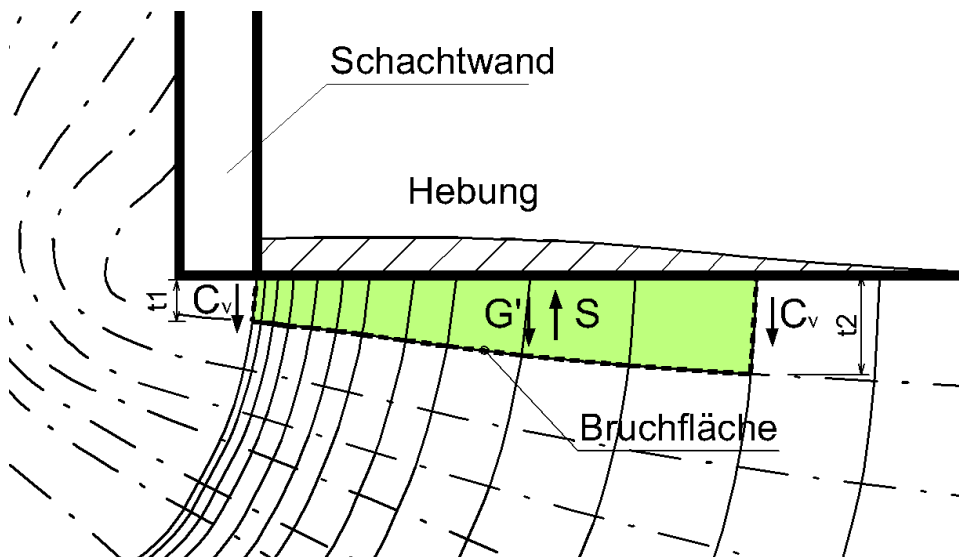


Abbildung 13: Bemessungsansatz in Anlehnung an *Wudtke und Witt* (2010)

Für das Modell werden beispielhaft folgende, in Abbildung 14 dargestellte Kontrollvolumen A und B auf die Einhaltung dieser Grenzgleichgewichtsbedingung untersucht.

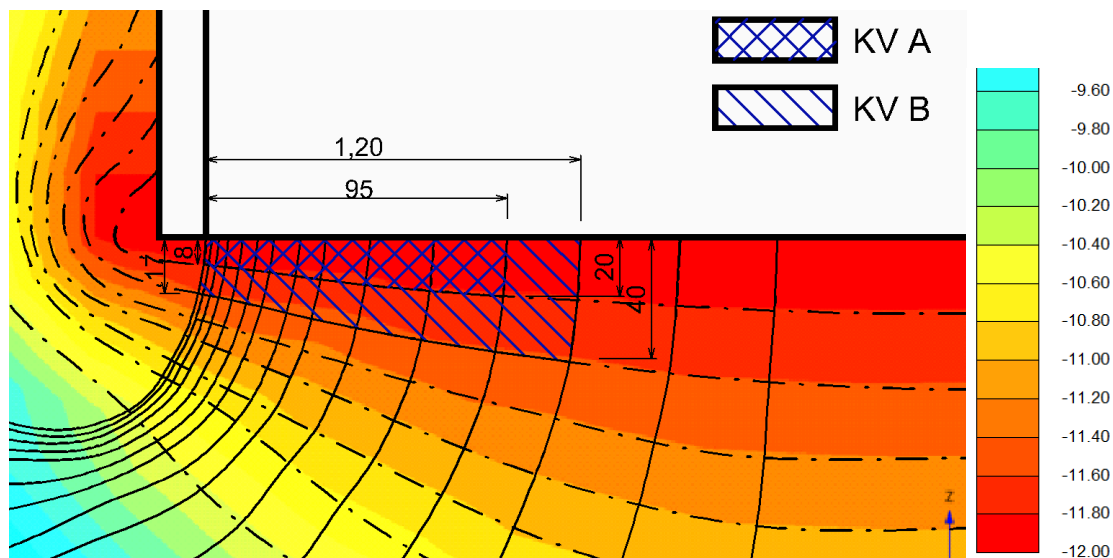


Abbildung 14: zur Nachweisführung herangezogene Kontrollvolumen

Betrachtung Grenzzustandsbedingung Kontrollvolumen A

$$\begin{aligned} (G' + C_v) \cdot \gamma_{G, \text{stb}} &> S \cdot \gamma_{G, \text{dst}} \\ (\gamma' + c') \cdot (t_1 + t_2) / 2 \cdot \gamma_{G, \text{stb}} &> w_u \cdot \gamma_w \cdot \gamma_{G, \text{dst}} \\ (9 \text{ kN/m}^3 + 25 \text{ kN/m}^3) \cdot (0,08 \text{ m} + 0,20 \text{ m}) / 2 \cdot 0,95 &> 0,2 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,05 \\ 4,52 \text{ kN/m}^2 &> 2,1 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Betrachtung Grenzzustandsbedingung Kontrollvolumen B

$$\begin{aligned} (G' + C_v) \cdot \gamma_{G, \text{stb}} &> S \cdot \gamma_{G, \text{dst}} \\ (\gamma' + c') \cdot (t_1 + t_2) / 2 \cdot \gamma_{G, \text{stb}} &> w_u \cdot \gamma_w \cdot \gamma_{G, \text{dst}} \\ (9 \text{ kN/m}^3 + 25 \text{ kN/m}^3) \cdot (0,17 \text{ m} + 0,40 \text{ m}) / 2 \cdot 0,95 &> 0,4 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,05 \\ 9,20 \text{ kN/m}^2 &> 4,2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Für beide Kontrollvolumen ist die Grenzzustandsbedingung erfüllt.

6 Zusammenfassung

Auf der Suche nach einer Methode der numerischen Berechnung zum Nachweis der Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch stützt man sich seit den letzten Jahren auf die FEM. Dabei wird nicht beachtet, dass der Versagensmechanismus bei einem hydraulischen verursachten Grundbruch nicht mit der Kontinuumsmechanik abgebildet werden kann.

Die FEM bietet jedoch die Möglichkeit, die Grundwasserströmung und die zugehörige Porenwasserdruckverteilung besonders bei komplexen räumlichen Systemen mit sehr guter Genauigkeit zu ermitteln. In einer Spannungs- und Verformungsberechnung kann unter Ansatz dieser Wasserdruckverteilung die Reduzierung der effektiven Bodenspannung und damit einhergehend die Verringerung der Scherfestigkeit berücksichtigt werden. Im Ergebnis stellen sich Zonen höherer Scherbeanspruchung dar. Bei der Modellierung einer in den Baugrund einbindenden Wand bildet sich dabei auch ein Bruchkörper ab, der dem klassischen Bruchkörper nach *Terzaghi und Peck* (1948) ähnelt.

In der vorgestellten Untersuchung zur hydraulischen Beanspruchung einer Sohle einer Schachtbaugrube wurde ebenfalls die FEM angewandt. Im Ergebnis der FE-Berechnungen zeichnet sich ein Bruchkörper ab, welcher für ein hydraulisches Versagen im Sohlbereich der Schachtbaugrube plausibel erscheint. Beim Nachweis der Sicherheit gegen einen hydraulischen Aufbruch der Sohle wurde jedoch auf eine analytische Methode nach *Wudtke und Witt* (2008, 2010) zu-

rückgegriffen. Ihre Untersuchungen und der daraus abgeleitete Bemessungsansatz bezieht sich auf Baugruben, bei denen eine undurchlässige Baugrubenwand in den Boden unterhalb der Sohle einbindet. Da bei der untersuchten Schachtabgrube keine Einbindung der Wand vorhanden ist und das Grundwasser der Baugrube ungehindert zufließen kann, wurde die Herangehensweise auf diesen Fall übertragen. Adäquat zu den Ausführungen in *Wudtke und Witt* (2008 und 2010) werden mögliche Aufbruchbereiche in Form von Kontrollvolumen betrachtet. Die Form und Dimension der zur Nachweisführung herangezogenen Kontrollvolumen orientiert sich an dem in den FE-Berechnungen ermittelten Bereich des Zugversagens und der berechneten Strömungsverteilung. Auf diese Weise konnte eine ausreichende Sicherheit der Schachtsohle gegen ein Versagen durch einen hydraulischen Grundbruch nachgewiesen werden.

Die hier angewandte, modifizierte Nachweisführung bedarf weiterer tiefgreifend wissenschaftlicher Untersuchungen analog der Arbeiten von *Wudtke und Witt* (2010).

7 Literatur

- Terzaghi, K. / Peck, R. B. (1948): Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg
- Benmebarek, N. / Benmebarek, S. / Kastner, R. (2005): Numerical Studies of seepage failure of sand within a cofferdam, *Computers and Geotechnics*, 32, 264-273
- Heibaum, M. / Herten, M (2007): Finite-Elemente-Methode für geotechnische Nachweise nach neuer Normung, *Bautechnik* 84, Heft 9
- Wudtke, R.B. / Witt, K. J. (2008): Einfluss von Bodenwiderständen beim Hydraulischen Grundbruch“, *Kolloquium "Bauen in Boden und Fels“*, Bauhaus-Universität Weimar, 2008
- Wudtke, R.B. / Witt, K. J. (2010): Hydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund: Schadensmechanismen und Nachweisstrategie, 9. Geotechnik-Tag in München - Wechselwirkungen Boden - Wasser - Bauwerk, München, Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München. Heft 46, 33-44.
- Wudtke, R.B. / Witt, K. J. (2010): Phänomene des Hydraulischen Grundbruches an einer Baugrubenwand, TU Dresden und BAW Karlsruhe, *Johann-Ohde-Kolloquium*
- Perau, E. / Slott, A. (2013): Die FEM bei Nachweisen gegen hydraulisch verursachtes Versagen - Notwendigkeiten, Möglichkeiten und Grenzen, *Tagungsband zum Workshop "Bemessen mit Numerischen Methoden"*, 24./25.09.2013 in Hamburg an der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Hrsg.: J. Grabe, S. 66-87
- Odenwald, B. / Stelzer, O. (2013): Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch mit FEM auf Grundlage des EC7, *Tagungsband zum Workshop "Bemessen mit Numerischen Methoden"*, 24./25.09.2013 in Hamburg an der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Hrsg.: J. Grabe, S. 88-110

Autoren:

Dipl.-Ing.(BA) Alexander Mühl

CDM Smith Consult GmbH
Weißenfeller Straße 65H
04229 Leipzig

Tel.: +49 341 333 89 580
Fax: +49 341 333 89 391
E-Mail: alexander.muehl@cdmsmith.com

Dipl.-Ing. Peter Priggert

CDM Smith Consult GmbH
Am Umweltpark 3-5
44793 Bochum

Tel.: +49 234 687 75 513
Fax: +49 234 687 75 510
E-Mail: peter.priggert@cdmsmith.com

Dipl.-Ing. Martin Ellebracht

CDM Smith Consult GmbH
Hildebrandtstraße 4d
40215 Düsseldorf

Tel.: +49 211 934 45 15
Fax: +49 211 934 45 57
E-Mail: martin.ellebracht@cdmsmith.com

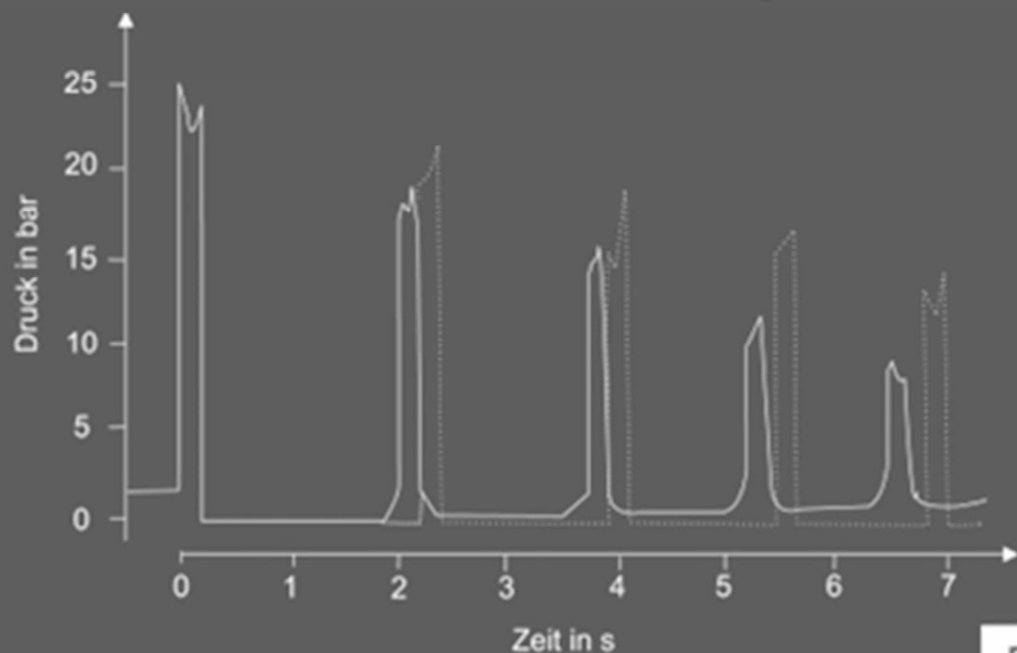
Hans-Burkhard Horlacher / Horst-Joachim Lüdecke

Strömungsberechnung für Rohrsysteme

Berechnung stationärer und transienter Strömung in Rohrsystemen
für Wasser, Abwasser, industrielle Flüssigkeiten und Gase.

Auslegung von Dämpfungsmaßnahmen
gegen unzulässige dynamische Drücke. Mit PC-Übungsbeispielen

3., neu bearbeitete Auflage



expert**verlag**®

Mit
Internetanbindung

