Inhaltsverzeichnis

Themengruppe Forschung & Entwicklung und Digitalisierung

Überprüfung und Fortschreibung der Filterregeln für Geotextilien 7
Jana Liebl M.Sc. / Moritz Schleeh M.Sc.

Langzeitverhalten von hochzyklisch beanspruchten Pfahlgründungen unter Berücksichtigung des Installationsprozesses 17
Patrick Staubach M.Sc. / Dr.-Ing. Jan Machaček

Mehrkörpersimulation eines Bohrgeräts mit einem vereinfachten Bodenmodell zur Darstellung des Versagens und der Setzungen von Böden 27
Francisco Williams Riquer M.Sc.

Untersuchungen zur Verdichtungsprognose von Sand bei der Rütteldruckverdichtung 35
Dr.-Ing. Ivo Kimmig

Das Embedded Beam Element mit explizierter Interaktionsoberfläche – Optimierte Modellierung linearer Strukturelemente 45
Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Andreas-Nizar Granitzer / Dipl.-Ing. Haris Felic

Numerische Untersuchungen zum Zeit-Setzungsverhalten von Gründungen im überkonsolidierten Ton 55
Aljoscha Ganal M.Sc.

Untersuchungen zur Ableitung maßgebender Schnitte aus dem BIM-Fachmodell Baugrund 67
Johannes Beck M.Eng.

Zur Modellierung von suffosiven Prozessen im Boden 77
Solveig Buscher M.Sc.

Collapse study of granular column with large aspect ratios using the Smooth Particle Hydrodynamics method 87
Yucheng Li

Zur Anwendbarkeit von *embedded piles* bei der Modellierung von Kaimauern 91
Paul Vogel M.Sc.

Themengruppe Infrastruktur und Tunnelbau

Innerstädtischer Tunnelbau – dreidimensionale hydrogeologische Betrachtungen unter komplexen Baugrundbedingungen 102
Julia Gutstein M.Sc.

Dispergierung feinkörniger Böden beim Hydroschildvortrieb 108
Ulrich Schindler M.Sc.

Überprüfung und Fortschreibung der Filterregeln für Geotextilien

Jana Liebl M.Sc., Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik
Moritz Schleeh M.Sc., Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik

Die langfristige Funktionalität von Geokunststoffen, die für die Filtration verwendet werden, hängt davon ab, ob sie dem umgebenden Boden Filterstabilität verleihen und gleichzeitig ihr Verstopfen durch feine Partikel verhindert wird. In der Literatur finden sich mehrere Filterregeln/Kriterien zur Beurteilung der Filterstabilität, so auch in dem von der FSGV herausgegebenen Merkblatt M GeokE [1]. M Geok E ordnet die Anwendung in drei Sicherheitsfälle ein, die durch die Angabe von Bereichen der zulässigen effektiven Öffnungsweite, genannt „O_{90}", beschrieben werden. Zu der Zeit, als das M Geok E entwickelt wurde, galt die Obergrenze O_{90} als technisch sinnvoll/ erstrebenswert, während die Untergrenze auch ein Zugeständnis an die verfügbaren Produkte war. Mittlerweile sind fast ausschließlich Produkte mit O_{90} an der Untergrenze auf dem Markt erhältlich. Beim Einsatz dieser Produkte für geotextile Filter können Probleme infolge verminderter Durchlässigkeit bzw. Verstopfung des Filters auftreten, was zu einem Ausfall der hydraulischen Filterleistung des Systems führen. In der Folge kann es zur Ansammlung von Sicker-/ Schichtwasser z. B. in Entwässerungsgräben kommen. Neben unerwünschter Staunässe kann es aber auch zu einer Beeinträchtigung der Standsicherheit von Strukturen durch erhöhten Wasserdruck kommen. Der Beitrag gibt einen Überblick über die Ergebnisse einer neuen experimentellen Studie zur Untersuchung der Filterkriterien und des Stofftransports für verschiedene Parameter mittels Filtertests am Boden-Geotextil-System. Abschließend werden Empfehlungen für eine Fortschreibung der Filterkriterien für Geokunststoffe vorgestellt.

1 Einleitung

Horizontales oder vertikales Durchströmen von aneinandergrenzenden Bodenschichten unterschiedlicher Korngrößenverteilung kann an den Grenzflächen und innerhalb der Schichtstrukturen als Folge der Übertragung der Strömungskräfte des Wassers auf das Korngerüst des Bodens hydrodynamische Bodendeformationen bzw. Strukturänderungen des Korngerüsts induzieren. Es kann zu Erosions-, Suffusions- sowie Kolmationserscheinungen kommen. Verhindert die Porenstruktur und die Porenengstellenverteilung der durchströmten Erdstoffe Umlagerungen und den Abtransport von Bodenpartikeln (Bodenrückhaltevermögen), wird dies *mechanische Filterstabilität* genannt. Die aneinandergrenzenden, durchströmten Schichten sind dann in sich filterstabil zusammengesetzt. Ist dagegen eine Kornbewegung geometrisch möglich, bedarf es zusätzlich der Überschreitung einer für die Mobilisierung der Bodenpartikel kritischen hydraulischen Belastung der Grund- oder Sickerwasserströmung. Wird dieser kritische hydraulische Gradient bei der Durchströmung hingegen nicht erreicht, spricht man von *hydraulischer Filterstabilität*. Ist weder die mechanische, noch die hydraulische Filterstabilität gegeben, muss einer das Korngerüst der durchströmten Schichten schädigenden Wirkung durch die Anordnung eines Filters entgegengewirkt werden. Als Alternative zu klassischen ein- oder mehrstufigen mineralischen Kornfiltern gewinnt seit einigen Jahren der Einsatz von geotextilen Filtern in Form von durchlässigen Flächenstrukturen wie Vliesen, Gewebe und Maschenware zunehmend an Beliebtheit. Zu den Anwendungsgebieten geotextiler Filter gehören der Staudammbau, der Verkehrswegebau, der Küstenschutz sowie auch der Deponiebau und Straßenbau. Die grundsätzliche Aufgabe eines Filters besteht also in der Verhinderung des fortschreitenden Materialaustrags aus dem zu entwässernden Bodenkörper - man spricht von *mechanischer Filterwirksamkeit*. Dieser Forderung entgegenstehend muss ein Filter andererseits dauerhaft ausreichend durchlässig sein, um seine Durchströmung ohne Rückstau, d. h. ohne wesentlichen Potentialabbau innerhalb des Filters zu ermöglichen. Wird diese

Forderung erfüllt spricht man von *hydraulischer Filterwirksamkeit*. Die zentrale Aufgabe jeder Filterbemessung besteht folglich darin, für den konkreten bautechnischen Anwendungsfall vier sich teilweise widersprechende Kriterien einzuhalten [2]:

1. Bodenrückhalt/mechanische Filterwirksamkeit: Die Bodenpartikel müssen nahezu vollständig zurückgehalten werden
2. Hydraulische Filterwirksamkeit: das zuströmende Wasser muss druckfrei abgeleitet werden
3. Kolmation: die Durchlässigkeit des Filters darf nicht durch eingelagerte Bodenteilchen abnehmen
4. Robustheit: der Filter darf beim Einbau, Überschütten oder im Betrieb nicht beschädigt werden

Werden die Kriterien nicht eingehalten, kann es bei Verwendung geotextiler Filter zu Problemen wie einer verminderten Durchlässigkeit oder Verstopfen der Filter kommen. Neben unerwünschter Staunässe ist folglich auch eine Beeinträchtigung der Standsicherheit durch erhöhten Wasserdruck zu erwarten.

2 Bemessung von geotextilen Filtern

Die Entwurfskriterien für Geotextilfilter können grundlegend in „geometrische" Ansätze und „hydraulische" Ansätze gegliedert werden. Geometrische Kriterien enthalten Grenzwerte für den Korndurchmesser d, die Kornverteilung, die Ungleichförmigkeitszahl CU, den Krümmungskoeffizienten CC und die Lagerungsdichte I_D. Hydraulische Kriterien für die Filterbemessung basieren hauptsächlich auf hydraulischen Bedingungen, wobei sich die Bestimmung des hydraulischen Gefälles bzw. der Fließgeschwindigkeit an den relevanten Gefahrenstellen (z. B. Kontaktstellen) zwischen Boden und Geotextil äußerst schwierig gestaltet. Aus diesem Grund basiert die Bemessung meist auf geometrischen Ansätzen. Die geometrische Filterstabilität geotextiler Filter wird durch die Begrenzung der charakteristischen Öffnungsweite O_{90} nach oben und eine ausreichende Durchlässigkeit (hydraulische Filterwirksamkeit) durch die Begrenzung der charakteristischen Öffnungsweite O_{90} nach unten erreicht. Für die praktische Arbeit haben sich einige, wenige Ansätze durchgesetzt.

In Nord- und Südamerika sind die Empfehlungen von [3] in Gebrauch, die mit den kanadischen Empfehlungen erweitert wurden [4]. Daneben ist die Vorgehensweise nach Luettich et al. (1992) [5] weit verbreitet. In Europa sind neben dem Ansatz nach DWA-M 511 [6] (ersetzt das DVWK Merkblatt 211/1992 [7]) Bemessungen nach M Geok E [1] geläufig.

Im Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus (M Geok E) werden für die Sicherstellung der mechanischen Filterwirksamkeit geotextiler Filter zunächst drei hydraulische Sicherheitsfälle unterschieden, denen jede Bauaufgabe, bei der ein geotextiler Filter zum Einsatz kommen soll, anhand ihrer spezifischen Randbedingungen zuzuordnen ist. Liegen filtertechnisch einfache Bedingungen vor, kann die Filterdimensionierung anhand des hydraulischen Sicherheitsfalls I erfolgen. Hierbei wird von einer einseitigen Anströmung, einer geringen Wassermenge und einem geringen hydraulischen Gefälle ausgegangen. Bei wechselseitigen und mittleren einseitigen Anströmungen wird der geotextile Filter nach dem Sicherheitsfall II bemessen. Zudem wird der filtertechnisch schwierige Boden im Sicherheitsfall II auf Erosions- und auf Suffusionssicherheit untersucht. Ist diese nicht gegeben, wird der geotextile Filter nach dem hydraulischen Sicherheitsfall III bemessen. Die Filterdimensionierung nach dem hydraulischen Sicherheitsfall III erfolgt im Einzelfall durch einen Sachverständigen auf Grundlage einer Analyse der hydraulischen Bedingungen anhand eines Bemessungsverfahrens bzw. durch anwendungsbezogene Versuche. Um die hydraulische Filterwirksamkeit zu garantieren und um schädlichen Wasserrückstau zu vermeiden, muss die Wasserdurchlässigkeit des Filters nach M Geok E ($k_{v,\ 5\%}$ = Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Geotextils als Neumaterial) langfristig im eingebauten Zustand die Wasserdurchlässigkeit des zu entwässernden Bodens k_f aufweisen. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn $k_{v,\ 5\%} \geq k_f$ ist und $k_{v,\ 5\%}$ mindestens $1 \cdot 10^{-4}$ m/s beträgt. Zudem ist der Nachweis der Sicherheit gegen Kolmation zu

führen. Des weiteren wird empfohlen, die charakteristische Öffnungsweite O_{90} möglichst nahe an der oberen Grenze $O_{90,max}$, aber keinesfalls unter $0,2 \cdot O_{90,max}$ zu wählen.

3 Systemversuche

Bei der Bearbeitung bzw. Entwicklung des Merkblattes über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus (M Geok E) wurde die obere Grenze der Öffnungsweite O_{90} bei den hydraulischen Sicherheitsfällen I und II als technisch sinnvoll und anstrebenswert angesehen. Die untere Grenze wurde anhand der am Markt verfügbaren Produkte festgelegt. Durch eine Marktstudie konnte festgestellt werden, dass zwischenzeitlich fast ausschließlich Produkte mit Öffnungsweiten von 0,06 mm bis 0,08 mm, also an der unteren Grenze verfügbar sind. Durch den Einsatz dieser Produkte als
geotextile Filter können in der Praxis Probleme, wie die zeitvariante Verringerung der Durchlässigkeit und das als Clogging bezeichnete Zusetzen des Filters durch den anstehenden Boden auftreten. Zur Überprüfung und Fortschreibung der Filterregeln wurden verschiedene Filterversuche am System Boden-Geokunststoff durchgeführt, bei denen vier verschiedene Böden, die sowohl als erosions- und suffosionsgefährdet (leicht plastischer Schluff (UL), weitgestufter Sand (SW)) als auch solche Bodenarten, die als wenig erosionsempfindlich gelten (enggestufter Sand (SE), Sand-Ton-Gemisch (ST*)) mit sieben unterschiedlichen Geotextilen eingesetzt wurden [8]. Die Geotextilien wurden jeweils nach der unteren und oberen Grenze der Öffnungsweite gemäß dem Sicherheitsfall II des verwendeten Bodens gewählt. Zur Bestimmung der wirksamen Öffnungsweite wurde das Verfahren nach DIN EN ISO 12956 (2020) [9] verwendet.
Die Systemversuche gliederten sich in Langzeitfilterversuche (LTF), zyklische Filterversuche (ZV) und suspensionsbeaufschlagte Versuche (SV). Tabelle 3-1 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Durchströmungsversuche am System Boden/Geokunststoff. Für die Durchführung der Versuche wurde eine Versuchseinrichtung entwickelt, mit der die Wasserdurchflussmenge Q, die Temperatur T, der Bodendurchgang m_{Boden}, die Trockenmassendifferenz des Geotextils vor und nach dem Versuch $m_{Diff.}$ und die Porenwasserdrücke überprüft werden können. Die verwendete Versuchseinrichtung (Abbildung 3-1) besteht dabei aus einer dreiteiligen, zylindrischen Versuchszelle aus Plexiglas mit einem Innendurchmesser von 12 cm, die mit einer Bodenprobe (H/D = 1), einem Geotextil (rot dargestellt), einem Drainagekies sowie einem Lochblech (grau dargestellt)

	Charakteristische Öffnungsweite O_{90} des geotextilen Filters						
	Obere Grenze $O_{90,max}$ (M Geok E)			Untere Grenze $O_{90,min}$ (M Geok E)			
Boden	LTF i = konst.	Zyklisch i ≠ konst.	Suspension i = konst.	LTF i = konst. Fd = 1 mm	LTF i = konst. Fd = 3 mm	Zyklisch i ≠ konst.	Suspension i = konst.
SE	O_{90} = 0,3 mm (LV1)	ZV1	SV1	O_{90} = 0,08 mm (LV2)	O_{90} = 0,08mm (LV3/LV4)	ZV2	SV2
SW	O_{90} = 0,3 mm (LV5)	ZV3	SV3	O_{90} = 0,08 mm (LV6)	O_{90} = 0,08 mm (LV7/LV8)	ZV4	SV4
ST*	O_{90} = 0,2 mm (LV9)	ZV5	–	O_{90} = 0,06 mm (LV10)	O_{90} = 0,06 mm (LV11)	ZV6	–
UL	O_{90} = 0,2 mm (LV12)	ZV7	–	O_{90} = 0,06 mm (LV13)	O_{90} = 0,06 mm (LV14)	ZV8	–

Tabelle 3-1: Übersicht Systemversuche Boden/Geotextil

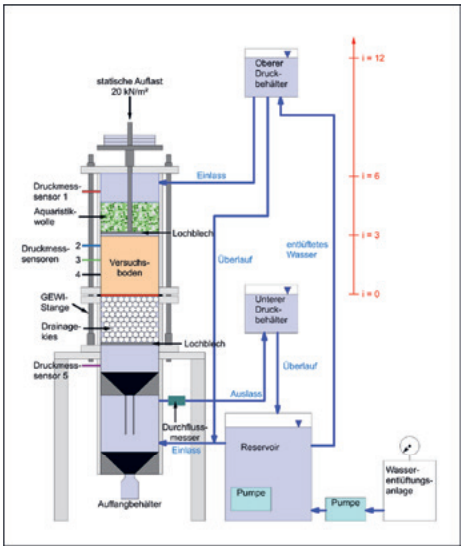


Abbildung 3-1: Versuchsstand zur Durchführung der Filterversuche

unterhalb des Drainagekieses ausgestattet ist.
Die drei Plexiglaszylinder sowie der Kopf der Versuchszelle werden durch drei GeWi-Stäbe M16 miteinander verbunden. Durch ein oberes und unteres Druckgefäß mit konstanten Wasserspiegeln wird das System aus Boden/Geotextil in vertikaler Richtung mit einem versuchsabhängigen, hydraulischen Gefälle von i = 0…12 über einen Zeitraum von bis zu 200 Stunden durchströmt. Die Bodenprobe und das Geokunststoff werden über einen Laststempel mit einer konstanten vertikalen Auflast von 20 kN/m² beaufschlagt, um die realen Einbaubedingungen (Spannungszustand, Überdeckung) abzubilden. Die Durchflussmessung erfolgt unterwasserseitig mit einem digitalen Durchflussmesser. Um thermische Einflüsse auf die Viskosität des Wassers zu berücksichtigen, finden die Versuche in einem klimatisierten Raum bei konstanter Temperatur statt. Um einen Einfluss des Sättigungsgrades auf die Messergebnisse durch die Kompression von Lufteinschlüssen auszuschließen, wird zum Befüllen der Versuchszelle entlüftetes Wasser verwendet. Umfangreiche Tests haben gezeigt, dass eine einmalige Entlüftung des Wassers zu Versuchsbeginn ausreichend ist.

3.1 Langzeitfilterversuche

Im Langzeitfiltrationstest (LTF) wird die zeitliche Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwerts k des Boden-Geokunstoff-Systems unter konstanten Randbedingungen gemessen. Dazu wird am Versuchsstand ein hydraulisches Gefälle von i = 12 eingestellt und das Boden-Geokunststoff-System für 200 h vertikal durchströmt. Insgesamt wurden 14 Langzeitfilterversuche durchgeführt mit dem Ziel, den Einfluss der Öffnungsweite O_{90}, der Filterdicke d sowie der Verfestigungsart (mechanisch verfestigt oder mechanisch/thermisch verfestigt) auf die Langzeitdurchlässigkeit k zu ermitteln. Ausschlaggebend für die Bewertung war hierzu der Durchlässigkeitsverlauf (berechnet nach Formel (1)) über die Zeit, die Bodeneinlagerung im Geotextil $m_{Diff.}$ sowie der Bodendurchgang durch das Geotextil m_{Boden}.

$$k = \frac{Q}{A \cdot i} \left[\frac{m}{s}\right] \qquad (1)$$

Q = Durchfluss [m^3/s]
A = Querschnittsfläche [m^2]
i = hydraulisches Gefälle [-]

Abbildung 3-2 zeigt die Durchlässigkeiten k des Boden-Geotextil-Systems, welche sich mit der Formel (1) berechnen, über die gesamte Versuchsdauer von 12.000 Minuten. In Abbildung 3-2a sind die Durchlässigkeiten der Langzeitversuche 1 bis 4 dargestellt, die mit einem enggestuften Sand (gilt als gering suffosionsgefährdet) und 4 verschiedenen Geotextilien durchgeführt wurden. Die Zuordnung der einzelnen Versuche ist Tabelle 3-1 zu entnehmen. Bei der unteren Grenze wurden sowohl Filterdicken von 1 mm als auch Filterdicken von 3 mm untersucht. Für den Langzeitversuch 3 wurde ein mechanisch verfestigtes Geotextil eingesetzt und bei dem Langzeitversuch 4 ein mechanisch/thermisch verfestigtes Geotextil. Bei der Betrachtung von Abbildung 3-2a zeigt LV1 (obere Grenze $O_{90,max}$, SE) eine starke Abnahme der Durchlässigkeit zu Versuchsbeginn. Nach 1.680 Minuten wird die Abnahme der Durchlässigkeit geringer. Auch der anfängliche zu beobachtende starke Bodendurch-

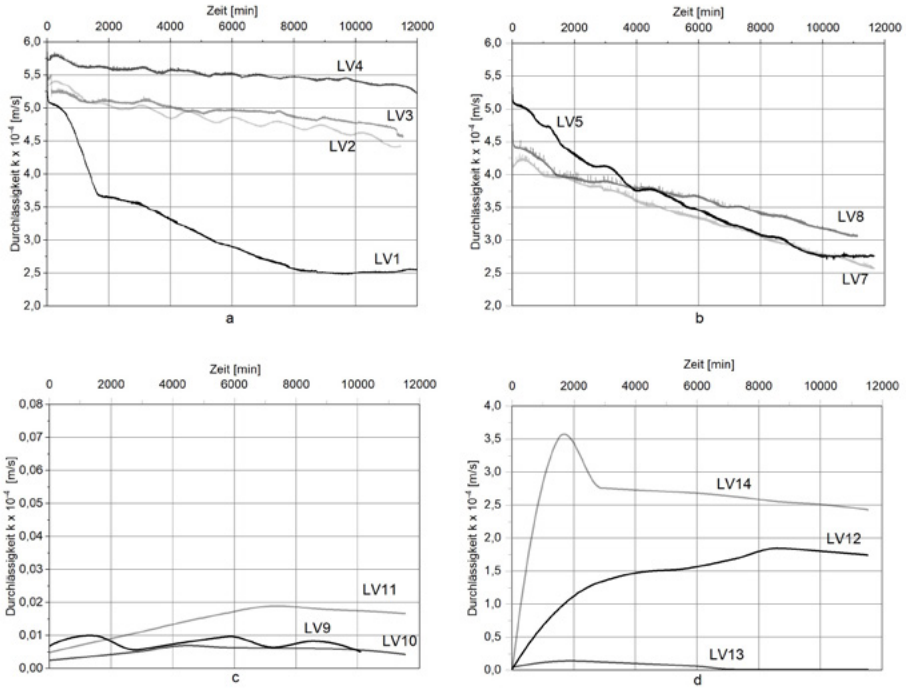


Abbildung 3-2: Durchlässigkeit k der Langzeitversuche a) SE b) SW c) ST* d) UL [8]

gang ist nach dieser Zeit nicht mehr feststellbar. Die Durchlässigkeit nimmt stetig ab, bis sich eine konstante Durchlässigkeit nach ca. 133 Stunden einstellt. Der zeitliche Zusammenhang zwischen dem Nachlassen des Bodendurchgangs und der immer geringer werdenden Abnahme der Durchlässigkeit weist darauf hin, dass eine Bodenstruktur entstanden ist, die sich filtertechnisch im Gleichgewicht befindet. Die hingegen anfänglich starke Abnahme der Durchlässigkeit kann auf die Feinteileinlagerungen in die Bodenstruktur zurückgeführt werden. Der vom Differenzdrucksensor gemessene Druck in der eingebauten Bodenprobe zeigt auch, dass im Geotextil-System (LV1) keine Kolmationsprozesse stattfinden. Bei der Verwendung von Geotextilien an der oberen Grenze $O_{90,max}$ findet der größte Bodendurchgang (m_{Boden}) statt, jedoch erfährt das Geotextil sehr wenig Bodeneintrag ($m_{Diff.}$).

Im Vergleich dazu nehmen die Durchlässigkeiten der Geotextil/Boden-Systeme aus enggestuftem Sand und Geotextilien an der unteren Grenze deutlich weniger ab, erreichen jedoch auch nach einer Versuchszeit von 12.000 Minuten keine konstante Durchlässigkeit. Somit kann hier davon ausgegangen werden, dass sich noch kein filterstabiles System eingestellt hat und weitere Feinteile in die Geotextilien eingetragen werden können. Der Vergleich der Bodeneinträge und Bodendurchgänge zeigt, dass neben der Öffnungsweitengröße auch die Dicke des Filters eine Rolle spielt, was auf das erhöhte Porenvolumen zurückzuführen ist. Die Bodeneiträge in die Filter mit geringeren Öffnungsweiten im Zusammenspiel mit den Effekten der Filterdicke weisen auf den Beginn vermehrt auftretender Clogging-Prozesse hin. Auch die Reduktion der Durchlässigkeiten zwischen den Filterdicken manifestiert, dass ein früheres Versagen von Filtern mit einer geringeren Dicke zu erwarten ist. Zudem zeigt der Vergleich der Durchlässigkeiten unterschiedlicher Verfestigungsarten, dass bei einer rein mechanischen Verfestigung des Geotextils (LV3/LV7) im Vergleich zu mechanisch-thermisch

verfestigten Geotextilien (LV4/LV8) leicht höhere Durchlässigkeitsrückgänge zu erwarten sind.
Abbildung 3-2b zeigt das System aus weitgestuftem Sand (gilt als suffosionsgefährdet/erosionsgefährdet) und Geotextilien sowohl an der oberen (LV5) als auch an der unteren Grenze (LV6/LV7/LV8). Bei dem Versuch LV5 ($O_{90,max}$, SW, Filterdicke 1 mm) ist analog zum Versuch LV1 ($O_{90,max}$, SE, Filterdicke 1 mm) ein starker Rückgang der Durchlässigkeit feststellbar. Nach ca. 10.200 Minuten wurde auch hier eine konstante Durchlässigkeit k erreicht, die ein filterstabiles System impliziert. Aufgrund von Erosionsneigungen des SW nimmt die Einstellung eines filterstabilen Systems im Vergleich zum SE mehr Zeit in Anspruch. Die Bodendurchgangsmenge und der Bodeneintrag zeigt sich zu LV1 affin und kann über eine längere Versuchsdauer beobachtet werden. Cloggingprozesse konnten auch hier nicht ermittelt werden. Im Vergleich dazu zeigen die Durchlässigkeiten der Versuche LV7 und LV8 ($O_{90,min}$, SW, Filterdicke 3 mm) einen starken Durchlässigkeitsrückgang zu Beginn und sinken anschließend stetig weiter. Ein stabiles Filtersystem stellt sich auch nach Ende der Versuchszeit nicht ein. Die Gefahr von Clogging und demnach ein folgendes Filterversagen durch eine stärkere Abnahme der Durchlässigkeit ist analog zum SE durch den Einsatz von Geotextilien an der unteren Grenze $O_{90,min}$ im Vergleich zur oberen Grenze $O_{90,max}$ erhöht. Es werden bedingt durch das größere Porenvolumen der filterdicken Geotextilien mehr Feinanteile in das Geotextil eingelagert. Zusätzlich zu den Effekten aus dem Einsatz von Geotextilien geringerer Öffnungsweiten, wird der Bodendurchgang durch größere Filterdicken minimiert.
Abbildung 3-2c zeigt den Verlauf der Systemdurchlässigkeiten mit einem Sand-Ton-Gemisch ST* (gilt als wenig suffosions-/erosionsgefährdet) und Geotextilien sowohl an der oberen (LV9) als auch an der unteren Grenze (LV10/LV11) O_{90}. Abbildung 3-2c zeigt auch, dass die Durchlässigkeit des Versuchs LV9 ($O_{90,max}$, ST*) stetig um einen Wert schwankt. Diese Schwankungen sind auf natürliche Durchlässigkeitsschwankungen zurückzuführen. Ein Durchlässigkeitsrückgang ist nicht festzustellen. Auch der Bodendurchgang sowie der Bodeneintrag in das Geotextil sind minimal. Dieses Verhalten zeigt, dass es sich um ein filterstabiles System handelt und kein Clogging zu erwarten ist. Im Vergleich zu den Versuchen mit dem SE und dem SW ist $m_{Diff.}$ jedoch höher. Dies ist auf den deutlich höheren Feinanteil im ST* zurückzuführen. Die Durchlässigkeitsverläufe der Versuche LV10 ($O_{90,min}$, ST*, Filterdicke 1 mm) und LV11 ($O_{90,min}$, ST*, Filterdicke 3 mm) weisen auf Pipingprozesse im Sand-Ton-Gemisch hin, wodurch die Durchlässigkeit zu Beginn steigt. Nach Erreichen einer maximalen Durchlässigkeit nehmen die Durchlässigkeiten kontinuierlich ab, erreichen aber keine konstante Durchlässigkeit. Dieses Verhalten zeigt erneut, dass auch hier der Prozess des Bodeneintrags und des Bodendurchgangs noch nicht abgeschlossen ist. Die Bodeneintragsmenge ist im dickeren Filter zwar absolut gesehen größer, prozentual betrachtet allerdings nicht. Die erhöhte Filterdicke in LV11 und das dadurch erhöhte Porenvolumen sorgen auch im ST* für ein langsameres Zusetzen des Geotextilfilters und wirken somit dem Filterversagen entgegen.
Abbildung 3-2d zeigt den Verlauf der Systemdurchlässigkeiten mit einem leicht plastischen Schluff (suffusionsgefährdet) und den gleichen Geotextilien wie beim ST*. Bei zwei Versuchen LV12 ($O_{90,max}$, UL) und LV14 ($O_{90,min}$, UL, Filterdicke 3 mm) konnten starke Pipingprozesse festgestellt werden, die die Bewertungen der Ergebnisse erschweren. Prinzipiell ist jedoch auch hier ersichtlich, dass die Durchlässigkeit bei LV12 nach Erreichen der maximalen Größe der Pipingstelle nur geringfügig sinkt. LV13 ($O_{90,min}$, UL, Filterdicke 1 mm) beweist jedoch eindrücklich, dass beim Einsatz von Geotextilien mit einer charakteristischen Öffnungsweite $O_{90,min}$ im Zusammenspiel mit einem leicht plastischen Schluff UL kein Durchfluss mehr stattfindet, was demnach zum vollständigen Verlust der hydraulischen Filterwirksamkeit führen kann.

3.2 Zyklische Filterversuche

Die zyklischen Durchlässigkeitsversuche hatten zum Ziel, Regenereignisse unterschiedlicher Intensitäten mit Trockenfallen des Systems zu simulieren

und dadurch einen erhöhten Materialtransport zu generieren. Dazu wurde das hydraulische Gefälle zwischen i = 0 und i = 12 variiert. Abbildung 3-3 zeigt den Verlauf eines Lastzykluses. Insgesamt gab es 5 Lastzyklen mit jeweils drei Laststufen (i = (0)/3/6/12) von denen jede Laststufe 15 Minuten gehalten wurde. Somit ergab sich eine Gesamtversuchsdauer von 780 Minuten. Die Aufzeichnung der gleichen Parameter wie beim Langzeitversuch lässt ein Vergleich zu.

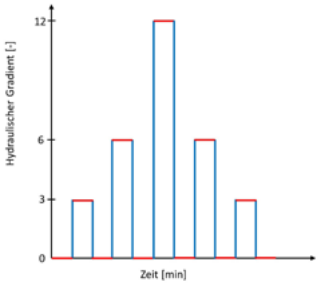


Abbildung 3-3: Lastzyklus – Hydraulischer Gradient in Abhängigkeit der Zeit

Abbildung 3-4 zeigt die Durchflüsse in Abhängigkeit der eingestellten hydraulischen Gefälle während der zyklisch durchgeführten Versuche. Dabei sind in Abbildung 3-4 die Versuche mit SE in a), die Versuche mit dem SW in b), die Versuche mit dem ST* in c) und die Versuche mit dem UL in d) dargestellt. Die in schwarz eingefärbten Versuche stellen jeweils die Versuche mit dem Geotextil mit einer Öffnungsweite an der oberen Grenze $O_{90,max}$ und die in grau eingefärbten Versuche die Versuche mit dem Geotextil mit einer Öffnungsweite an der unteren Grenze $O_{90,min}$ dar. Bei dem Versuch ZV1 ($O_{90,max}$, SE) ist zu erkennen, dass der Durchfluss in Abhängigkeit des hydraulischen Gefällen im Versuchsverlauf leicht abnimmt (ca. 0,5 l/min). Der Versuch ZV2 ($O_{90,min}$, SE) zeigt einen stärkeren Rückgang im Laufe der Versuchszeit (ca. 0,8 l/min). Auch die Bodeneinlagerung m_{Diff} in das Geotextil mit $O_{90,min}$ ist um einen Faktor 2,5 höher. Der Bodendurchgang ist hingegen um den Faktor 2,5 geringer.

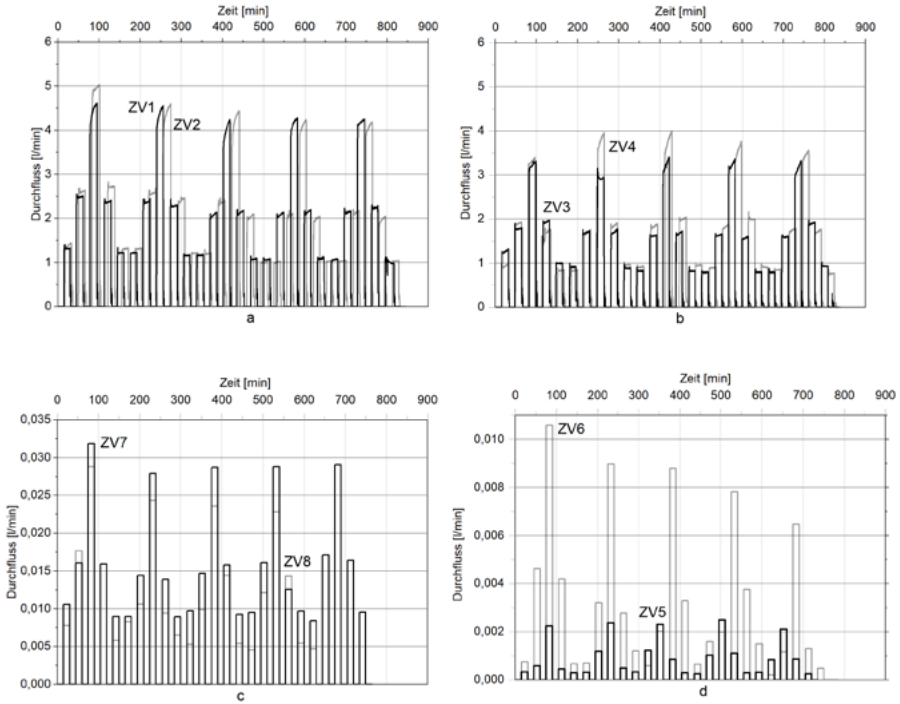


Abbildung 3-4: Durchfluss der zyklischen Versuche a) SE b) SW c) ST* d) UL [8]

Der stärkere Durchflussrückgang und der höhere Bodeneintrag in das Geotextil $O_{90,min}$ zeigen, dass das Clogging-Potenzial höher ist als bei dem Geotextil $O_{90,max}$. Im Vergleich zum Langzeitdurchlässigkeitsversuch konnte mit Hilfe der Variation des hydraulischen Gefälles ein höherer Feinteileintrag in das Geotextil erreicht werden. Somit wirken sich unterschiedliche hydraulische Gefälle bzw. Regenereignisse unterschiedlicher Intensität auf das Durchlässigkeitsverhalten und das Clogging-Potential aus. Der Versuch ZV3 ($O_{90,max}$, SW) zeigt, dass die Durchflüsse in Abhängigkeit des hydraulischen Gefälles leicht schwanken, jedoch tendenziell gleichbleiben. Das Durchlässigkeitsverhalten des ZV4 ($O_{90,min}$, SW) weist höhere Schwankungen auf und zeigt eine Abnahme des Durchflusses am Ende des Versuchs. Die Schwankungen sind auf stärkere Umlagerungsprozesse im SW aufgrund seiner Erosionsgefahr zurückzuführen. Dieser Boden zeigt auch einen erhöhten Feinteileintrag in das Geotextil an der unteren Grenze und den verringerten Bodenaustrag. Die Druckgeber innerhalb der Bodenprobe zeigen eine Erhöhung des Porenwasserdrucks oberhalb des Geotextils. Diese beiden Parameter – der erhöhte Bodeneintrag sowie der Druckanstieg oberhalb des Geotextils – geben Hinweise auf Clogging-Prozesse und damit ein Beginn des Verstopfens des Geotextils. Der Versuch ZV5 ($O_{90,max}$, ST*) zeigt eine minimale Abnahme des Durchflusses im Lauf der Versuchszeit (0,04 l/min) sowie leichte Schwankungen. Auch der Bodendurchgang sowie der Bodeneintrag in das Geotextil sind gering. Der Bodeneintrag ist jedoch höher als bei den Bodenarten SE und SW. Dies liegt vor allem am höheren Feinanteil im ST*. Eine höhere Durchlässigkeitsabnahme während des Versuchs (0,08 l/min) sowie eine höhere Bodeneinlagerung können beim Versuch ZV6 ($O_{90,min}$, ST*) im Gegensatz zum Versuch ZV5 festgestellt werden. Ein minimaler Wasserdruckanstieg über dem Geotextil war ersichtlich. Beim System aus leicht plastischem Schluff und dem Geotextil an der oberen Grenze $O_{90,max}$ konnten nur Schwankungen der Durchflüsse, jedoch keine Verringerungen festgestellt werden. Trotz des höheren Bodeneintrags in das Geotextil konnte kein Druckanstieg festgestellt werden. Im Gegensatz dazu nimmt die Durchlässigkeit beim ZV8 ($O_{90,min}$, UL) deutlich ab, der Bodeneintrag ist bei diesem Versuch maximal und es konnte ein deutlicher Druckanstieg oberhalb des Geotextils festgestellt werden (siehe Abbildung 3-5).

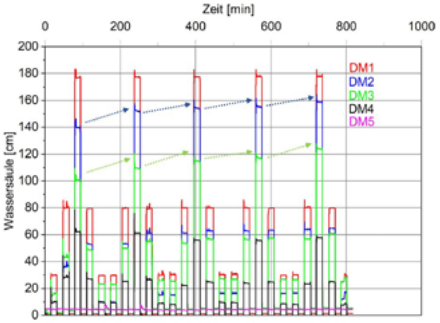


Abbildung 3-5: ZV8 – Druck als Wassersäule über die Versuchszeit [8]

Durch den suffosions- und erosionsgefährdeten UL besteht bei dieser Konstellation die größte Gefahr von Clogging-Prozessen bzw. Ein Verstopfen des geotextilen Filters.

3.3 Suspensionsversuche

Mittels der Suspensionsversuche zum Materialtransport in geotextilen Filtern sollen ebenfalls extreme Regenereignisse und die damit einhergehende hohe zusätzliche Belastung des Geotextils durch ein Auswaschen von Feinanteilen aus Böden simuliert werden. Die sehr hohe Anzahl an frei beweglichen Feststoffteilchen im Wasser ist eine extreme Belastung für die hydraulische und mechanische Filterwirksamkeit. Kolmation und Clogging von geotextilen Filtern werden durch die entstehende Feinteilbeaufschlagung stark verstärkt und die auftretenden Problematiken der Geotextilfilter sollen so besser in den Systemversuchen sichtbar gemacht werden.

Insgesamt wurden vier Versuche durchgeführt: zwei Versuche mit dem Material SE ($O_{90,max}$/ $O_{90,min}$) und zwei Versuche mit dem SW ($O_{90,max}$/ $O_{90,min}$). Kaolin wurde bei den Versuchen intervallweise hinzugefügt (alle 30 Min.). Bei den Versuchen mit dem enggestuften Sand wird deutlich, dass sich der Permittivitätsverlauf (berechnet nach

Formel (2) [10]) vom Boden-Geotextil-System mit $O_{90,max}$ zu dem des Boden-Geotextil-Systems mit $O_{90,min}$ nur hinsichtlich der Anfangsdurchlässigkeiten unterscheidet. Dies ist auf die unterschiedlichen, charakteristischen Öffnungsweiten der Geotextilien zurückzuführen. Nach Zugabe der ersten Kaolinbeaufschlagung sinkt die Permittivität rapide. Das Kaolin lagert sich im gesamten Bodenkörper ein und füllt die Porenräume aus. Infolgedessen entsteht durch die Suspensionszugabe im SE ein dichter und somit undurchlässiger Bodenblock. Auch auf dem Bodenkörper konnten starke Kaolinablagerungen beobachtet werden.

$$\Psi = \frac{Q}{A \cdot \Delta h} \cdot \frac{1{,}359}{1{,}0 + 0{,}0337 \cdot T + 0{,}00022 \cdot T^2} \quad \left[\frac{1}{s}\right] \quad (2)$$

Abbildung 3-6: SV3 (links) SV4 (rechts) – Ansicht der Versuchszelle nach 270 Minuten.

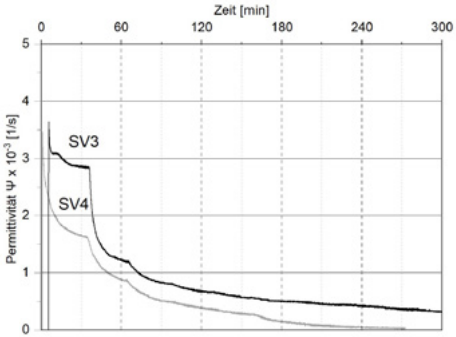


Abbildung 3-7: SV3/SV4 - Permittivität über die gesamte Versuchszeit [8]

In Abbildung 3-7 hingegen zeigt sich, dass bei dem Versuch SV3 ($O_{90,max}$, SW), die Permittivität zwar stark zurückgeht, jedoch am Ende des Versuchs immer noch eine Durchlässigkeit des Systems vorhanden ist.

Die Durchlässigkeit beim Versuch SV4 ($O_{90,min}$, SW) geht nach einer Versuchsdauer von 270 Minuten schon gegen Null (siehe Abbildung 3-6 und 3-7). Die Werte des Bodendurchgangs sowie der Bodeneinlagerung zeigen ebenfalls, dass im System mit dem Geotextil an der unteren Grenze deutlich mehr Feinteile im Geotextil eingelagert werden. Oberhalb des Geotextils konnte ein Filterkuchen beobachtet werden, der auf ein Verstopfen des Geotextils hinweist.

4 Resümee und Empfehlungen

Die durchgeführten Langzeitdurchlässigkeitsversuche, zyklischen Durchlässigkeitsversuche und die Durchlässigkeitsversuche mit Suspensionsbeaufschlagung zeigen, dass das Clogging-Potenzial und damit die Wahrscheinlichkeit einer Verstopfung des Geotextils bei Verwendung von Produkten mit einer Öffnungsweite O_{90} an der im M Geok E definierten unteren Grenze deutlich erhöht ist. Deshalb sollte zur Sicherstellung einer dauerhaft ausreichenden hydraulischen Durchlässigkeit angestrebt werden, nur Geotextilien mit an der oberen Grenze $O_{90,max}$ liegenden Öffnungsweiten einzusetzen angestrebt werden. Die zyklischen Versuche zeigen, dass die Gefahr eines Verstopfens des geotextilen Filters durch Regenereignisse variierender Intensität, durch die die Feinteilmobilisierung im Boden unterstützt wird, gesteigert wird. Die Suspensionsversuche verdeutlichen, dass eine Suspensionsbildung im Boden bzw. ein hoher Feinteileintrag zu vermeiden ist, wobei auch diesbezüglich die Gefahr eines Filterversagens bei dem Einsatz von Geotextilien an der unteren Grenze gemäß M Geok E deutlich erhöht ist.

Aus diesem Grund wird auf Grundlage der gewonnenen Versuchsergebnisse eine Fortentwicklung der Filterregeln gemäß M Geok E hinsichtlich folgender Aspekte empfohlen

- Die untere Grenze der Öffnungsweite gemäß M Geok E (hydraulischer Sicherheitsfall II) sollte angehoben und der Einsatz von Geotextilien mit Öffnungsweiten an der oberen Grenze zur Sicherstellung einer dauerhaft ausreichenden Wasserdurchlässigkeit als Standard angestrebt werden.
- Die bestehende obere Grenze der Öffnungsweite sollte überprüft und gegebenenfalls angehoben werden.
- Es wird empfohlen, ein Kriterium zur Berücksichtigung der Filterdicke zur Gewährleistung einer dauerhaft ausreichenden Wasserdurchlässigkeit aufzunehmen. (vergleiche Ansatz nach [11]).
- Das Kriterium zur hydraulischen Filterwirksamkeit sollte überarbeitet und in das Merkblatt integriert werden.
- Kriterien zur Berücksichtigung weiterer Parameter wie beispielsweise der Lagerungsdichte des Bodens und der Ungleichförmigkeitszahl sollten in die Geotextilfilterbemessung mit einbezogen werden. (vergleiche Ansätze nach [5], [6] und [7])

Zur Konkretisierung der genannten Anpassungsvorschläge werden weiterführende Systemversuche erforderlich.

Literaturverzeichnis

[1] FGSV: Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus – M Geok E. Köln: FGSV Verlag GmbH 2016

[2] Stoewahse, C.; Heibaum, M.; Werth, K.: Zur Bemessung geotextiler Filter – Das neue Merkblatt DWA M 511. In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, 40. Dresdner Wasserbaukolloquium 2017, S. 241-250

[3] Holtz, Robert D.: Geosynthetic engineering. Richmond: BiTech Publishers Ltd. 1997

[4] CFEM: Canadian Foundation Engineering manual. Canadian Geotechnical Society 2006 (4th Ed.)

[5] Luettich, S.M.; Giroud, J.P.; Bachus, R.C.: Geotextile Filter Design Guide. In: Geotextiles and Geomembranes 11.1992

[6] DWA-M 511,Merkblatt - Filtern mit Geokunststoffen (DWA-Regelwerk). DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. 08/2017

[7] DWWK: Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. Hamburg/Berlin: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.

[8] Moormann, C., Liebl, J., Schleeh, M.: Überprüfung der Auswirkungen der Anwendung der Filterregeln für Geokunststoffe des M Geok E. Bergisch Gladbach: Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 05.0198/2017/AGB der BASt, 2021

[9] DIN EN ISO 12956:2020-05: Geotextilien und geotextilverwandte Produkte - Bestimmung der charakteristischen Öffnungsweite (ISO 12956:2019)

[10] Krug, M.: Filterwirksamkeit von Geotextilien bei geringen hydraulischen Gefällen. Straßenverkehrstechnik, Heft 766, Bundesminister für Verkehr, 1999

[11] BAW: Merkblatt - Anwendung von geotextilen Filtern an Bundeswasserstraßen (MAG). Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.), Ausgabe 1993, Karlsruhe.

Langzeitverhalten von hochzyklisch beanspruchten Pfahlgründungen unter Berücksichtigung des Installationsprozesses

Patrick Staubach M.Sc., Bauhaus Universität Weimar / Ruhr-Universität Bochum
Dr.-Ing. Jan Machaček, Technische Universität Darmstadt / Ruhr-Universität Bochum

Der Einfluss der Pfahlinstallation auf das Tragverhalten von Pfählen für Offshore-Windenergieanlagen in Sand und Ton unter lateral zyklischer Beanspruchung wird untersucht. Dafür werden hydraulisch-mechanisch gekoppelte Simulationen unter Berücksichtigung großer Deformationen durchgeführt. Anschließend werden eine Million laterale Belastungszyklen mit den HCA Modellen für Sand und Ton simuliert. Je besser die Dränage während der Pfahlinstallation in Sand, desto geringer die Pfahldeformationen bei anschließender Belastung. Vibrierte und geschlagene Pfähle zeigen ähnliche Deformationen nach 10^6 lateralen Zyklen. In Ton führt die Berücksichtigung der Installation je nach initialem Überkonsolidierungsgrad zu geringen Verformungen für eine große Anzahl an Zyklen, aber zu größeren Deformationen bei monotoner Belastung oder einer geringe Anzahl Zyklen, insbesondere für initial überkonsolidierte Böden.

1 Einleitung

Derzeit werden die Auswirkungen des Installationsprozesses von Pfählen auf ihr Trag- und Verformungsverhalten unter nachfolgender (lateraler) Belastung in numerischen Untersuchungen in der Regel vernachlässigt. Neuere numerische Studien haben den Einfluss von installationsbedingten Änderungen des Bodenzustandes für seitlich belastete Pfähle in Sand mit Hilfe von Finite Elemente Analysen mit großen Verformungen untersucht (Heins & Grabe, 2017, Staubach et al., 2020, Le et al., 2021 und Fan et al., 2021). Im Allgemeinen kamen alle Studien zu dem Schluss, dass das Trag- und Verformungsverhalten der Pfähle durch den Installationsprozess erheblich verändert wird. Der Fokus dieser Studien lag hierbei jedoch auf der Simulation trockener oder ideal dränierter Böden. Zudem wurden die Installationseffekte in Ton bisher nicht untersucht. In diesem Beitrag wird der Einfluss der Pfahlinstallation von Offshore-Pfählen durch Schlag- und Vibrationsrammung sowie unter Berücksichtigung unterschiedlicher Dränagebedingungen während der Rammung untersucht. Es werden sowohl wasser-gesättigte Sande als auch bindige Böden berücksichtigt. Im Anschluss an die Installation werden die Pfähle einer hochzyklischen lateralen Belastung unterworfen, wie sie im Offshore Bereich aufgrund von Wind und Wellengang anzutreffen ist. Dafür werden die hochzyklischen Akkumulationsmodelle (HCA Modelle) für Sand und Ton eingesetzt, welche im Finite Elemente Programm numgeo (www.numgeo.de, Machaček 2020, Staubach et al. 2022a, Machaček et al. 2021 und Staubach et al. 2022b) implementiert sind.

2 HCA Modelle für Sand und Ton

Bei der Simulation einer sehr großen Anzahl an Belastungszyklen ist die Berechnung jedes einzelnen Zyklus nicht sinnvoll, da sie zu einer Anhäufung von numerischen Fehlern führt und der Rechenaufwand sehr groß wird (Niemunis et al., 2005). Anstelle jeden Belastungszyklus einzeln zu simulieren, wird bei der Berechnung mit dem HCA Modell nur der Trend der Verformung mit steigender Zyklenzahl berechnet. Diese Berechnungsstrategie ist schematisch in Abb. 2-1 dargestellt. Eine wichtige Eingangsgröße für die Berechnungen mit dem HCA Modell ist die Dehnungsamplitude, die aus dem Dehnungsverlauf eines einzelnen Lastzyklus abgeleitet und mit einem konventionellen konstitutiven Modell berechnet wurde. Typischerweise werden zwei einzelne Belastungszyklen konventionell simuliert, von denen jedoch nur der zweite Zyklus zur Berechnung der Dehnungsamplitude verwendet wird. Dieser Teil der Berechnung wird als niederzyklischer („low-

cycle") Modus bezeichnet. Während des anschließenden hochzyklischen Modus ist die Dehnungsamplitude eine Funktion der Bodensteifigkeit unter Verwendung einer sogenannten adaptiven Dehnungsamplitude (Staubach et al., 2022a), welche entgegen der ursprünglichen Formulierung (Niemunis et al., 2005) die durch die zyklische Belastung verursachten Steifigkeitsänderungen berücksichtigt. Das HCA Modell für Sand ist ein etabliertes Modell für die Analyse einer großen Anzahl von Lastzyklen (siehe Machaček et al., 2018, Wichtmann et al., 2018, Jostad et al., 2020, Page et al., 2021 und Le et al., 2021). Das kürzlich vorgeschlagene HCA Modell für Ton (Wichtmann, 2016 und Staubach et al., 2022c) adaptiert dieses Modell für die Berechnung bindiger Böden und basiert auf Daten aus einem umfangreichen Laborversuchsprogramm an Kaolin unter undränierter zyklischer Belastung (Wichtmann & Triantafyllidis, 2018).

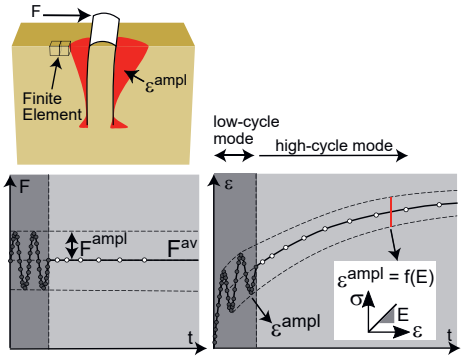


Abbildung 2-1: Berechnungsstrategie bei Simulationen mit dem HCA Modell. Dabei wird die Dehnungsamplitude ε^{ampl} aus dem zweiten Lastzyklus bestimmt, der mit einem konventionellen konstitutiven Modell berechnet wurde. Nur der Trend der Dehnungsakkumulation wird in der hochzyklischen Phase vorhergesagt. In dieser Phase ist die Dehnungsamplitude eine Funktion der Bodensteifigkeit unter Verwendung einer so genannten adaptiven Dehnungsamplitude (Staubach et al., 2022a).

3 Wasser-gesättigte sandige Böden

Der Einfluss der Pfahlinstallation in wasser-gesättigten sandigen Böden auf ihr Trag- und Verformungsverhalten unter anschließender lateraler zyklischer Belastung wird im Folgenden untersucht. Dabei wird sowohl die für Offshore-Pfähle übliche Methode der Schlagrammung als auch die Vibrationsrammung betrachtet.

3.1 Pfahlinstallation durch Schlag- und Vibrationsrammung

Es werden Pfähle mit einem Durchmesser von 4 m und einer Wandstärke von 8 cm betrachtet, welche 10 m tief in den Meeresgrund installiert werden. Die für Offshore-Verhältnisse geringen Abmessungen sind nötig, da die Simulation noch größerer Einbindetiefen aus Gründen des Rechenaufwands nicht realisierbar ist.

Es wird die hydraulisch gekoppelte CEL Methode (Qiu et al., 2011 und Hamann et al., 2015) verwendet, welche in Staubach et al. (2021) auf Problemstellungen mit großen Beschleunigungen erweitert worden ist.

Für die Simulation des Bodenverhaltens, wird das hypoplastische Modell (von Wolffersdorff, 1996) mit intergranularer Dehnung (Niemunis & Herle, 1997) verwendet. Die Parameter entsprechen denjenigen des „Karlsruher Feinsandes" und können Wichtmann (2016) entnommen werden. Es werden dichte Bodenverhältnisse (I_{D0} = 70 %) angenommen, da dies der praktisch relevante Fall für die Offshore-Umgebung ist. Die Rammkräfte werden so gewählt, dass die Penetrationsrate des Pfahls bei beiden Installationsverfahren vergleichbar ist und die angestrebte Einbindetiefe innerhalb einer angemessenen Berechnungszeit erreicht werden kann. Dabei ist zu beachten, dass im Vergleich zum realen Rammvorgang von Monopiles, der zehntausende von Hammerschlägen umfassen kann, nur eine begrenzte Anzahl an Lastzyklen während der Installation numerisch simuliert werden kann. Für die Vibrationsrammung wird eine Frequenz von 30 Hz und eine Amplitude (einfach) von 1200 kN angenommen (alle Werte für einen Vollpfahl). Im Fall der Schlagrammung beträgt die Frequenz 0,65 Hz und die Kraft 2400 kN. Die Schlagkraft ist 10 ms lang aktiv. Zusätzlich zum Pfahlgewicht wird für beide Einbautechniken eine statische Belastung durch

die Ramme und eine zusätzliche Länge des Pfahls über Meeresgrund, die nicht explizit modelliert wird, von 2000 kN berücksichtigt.

Als Referenzfall wird eine isotrope hydraulische Durchlässigkeit von $k^w = 10^{-3}$ m/s angenommen. Zusätzlich werden Simulationen unter der Annahme ideal dränierter Bedingungen (d. h. wassergesättigte Bedingungen, aber perfekte Dränage) und einer hydraulischen Durchlässigkeit von $k^w = 10^{-4}$ m/s durchgeführt.
Die räumlichen Verteilungen der effektiven Radialspannung, des Porenwasserüberdrucks und der relativen Dichte für die Installation mittels Schlag- und Vibrationsrammung mit einer hydraulischen Durchlässigkeit von $k^w = 10^{-3}$ m/s sind in Abb. 3-2 dargestellt. Für die effektive Radialspannung wird die geotechnische Vorzeichenkonvention verwendet. Für beide Einbautechniken werden große Werte der effektiven Spannung in der Nähe der Pfahlspitze beobachtet. Mit zunehmendem Abstand *h* von der Pfahlspitze (zur Bodenoberfläche hin) nimmt die effektive Radialspannung drastisch ab und erreicht Werte, die niedriger sind als diejenigen vor der Installation. Wie in Abb. 3-2 zu sehen ist, zeigt der vibrierte Pfahl im Vergleich zum geschlagenen Pfahl einen etwas geringeren Anstieg der effektiven Spannung unterhalb der Pfahlspitze. Während der Bereich des Bodens, der einen starken Anstieg des Porenwasserüberdrucks aufweist, bei beiden Installationsmethoden ähnlich ist, sind die Größenordnungen in der Nähe der Pfahlspitze bei der Vibrationsrammung größer. Die räumliche Verteilung der relativen Dichte zeigt, dass bei beiden Installationsmethoden eine Verdichtung des Bodens im Nahbereich des äußeren Pfahlschafts auftritt. Darüber hinaus wird eine Verdichtung unterhalb der Pfahlspitze beobachtet. Im Gegensatz dazu erreicht der Boden innerhalb des Pfahls nahe des Schafts bei beiden Installationsmethoden sehr lockere Zustände. Im Vergleich zum vibrierten Pfahl ist das verdichtete Bodenvolumen am äußeren Schaft beim geschlagenen Pfahl größer, was für die Reaktion des Pfahls auf die nachfolgende seitliche Belastung von Bedeutung ist. Im Fall der Vibrationsrammung wird ein höherer Verdichtungsgrad im Inneren des Pfahls beobachtet.

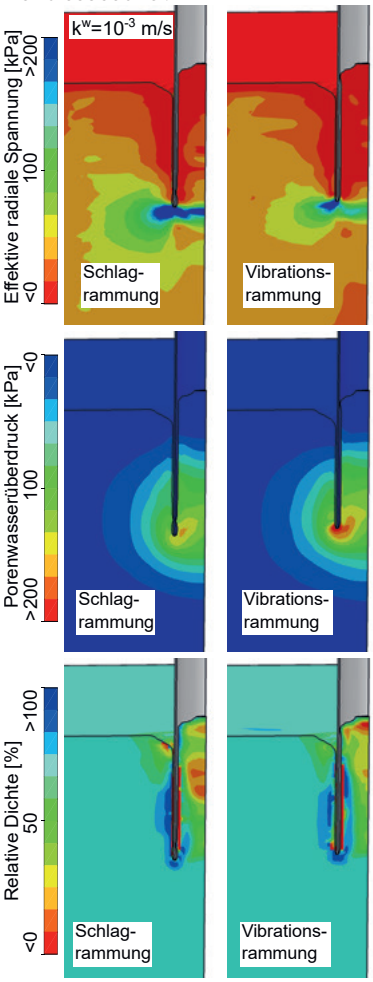


Abbildung 3-2: Räumliche Verteilungen der effektiven Radialspannung, des Porenwasserüberdrucks und der relativen Dichte bei einer Eindringtiefe von etwa 10 m mit Schlag- bzw. Vibrationsrammung

Die Ergebnisse unter Annahme ideal dränierten Bedingungen während des Rammvorgangs sind in Abb. 3-3 dargestellt. Bei beiden Installationstechniken ist die Verdichtung des Bodens in der Nähe der Pfahlspitze unter Annahme ideal dränierten Bedingungen stärker ausgeprägt als bei einer hydraulischen Durchlässigkeit von $k^w = 10^{-3}$ m/s. Dies gilt insbesondere für den vibrierten Pfahl. Im Vergleich zu den Verteilungen aus den partiell drä-

nierten Simulationen in Abb. 3-2 ist die effektive Radialspannung in der Nähe der Pfahlspitze für beide Installationstechniken größer. Ähnlich wie bei den partiell dränierten Simulationen nimmt die effektive Radialspannung am Pfahlschaft stark ab, sobald die Pfahlspitze den Boden passiert hat.

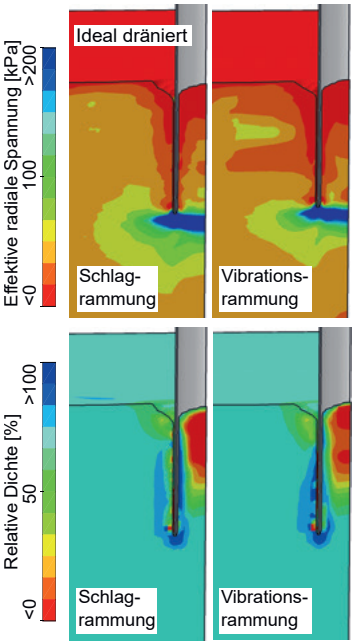


Abbildung 3-3: Räumliche Verteilungen der effektiven Radialspannung und der relativen Dichte bei einer Eindringtiefe von etwa 10 m mit Schlag- bzw. Vibrationsrammung. Es wird von idealen Dränagebedingungen ausgegangen.

3.2 Laterale zyklische Belastung

Wie bereits erwähnt worden ist, wird das Finite Elemente (FE) Programm numgeo verwendet, um das Langzeitverhalten der Pfähle im Anschluss an die Installation zu untersuchen. Für die Analyse der hochzyklischen Belastung wird ein FE-Modell mit konventionellen Lagrange Elementen verwendet, da vergleichsweise kleine Verformungen auftreten. Für den Boden werden dreidimensionale bi-quadratische $\mathbf{u}$-p Elemente verwendet. Hierbei werden die Verschiebungen $\mathbf{u}$ der Festkörper Phase an 27 Knoten und der Porenwasserdruck p^w an 8 Knoten diskretisiert. Der Kontakt zwischen Boden und Pfahl wird mit einer mortar Methode diskretisiert, deren Implementierung in (Staubach et al. 2022b) diskutiert wird.

Die Zustandsvariablen (Dichte/Porenzahl, effektive Spannung und Porenwasserüberdruck) des Bodens am Ende der Installation werden in das FE-Modell importiert. Der Konsolidierungsprozess vor dem Aufbringen der lateralen Belastung wird berücksichtigt, da davon ausgegangen wird, dass zwischen dem Ende der Pfahlinstallation und dem Beginn der Belastung aus Wind und Wellengang genügend Zeit für die Dissipation des Porenwasserüberdrucks verbleibt. Die laterale Belastung beginnt, sobald hydrostatische Bedingungen erreicht sind. Es ist zu beachten, dass der intergranulare Dehnungstensor, der eine interne Variable des hypoplastischen Modells mit intergranularer Dehnung ist, welche die vorangegangene Dehnungsgeschichte berücksichtigt, nicht übertragen wird. Der Tensor ändert sich während des Einbauprozesses schnell und seine Verteilung hängt von der aktuellen Belastungsphase der Ramme ab (z. B. abwärts oder aufwärts gerichtete zyklische Bewegung der Ramme). Es wird zudem angenommen, dass die Dehnung, die sich aus der Dissipation des überschüssigen Porenwasserdrucks ergibt, die aus dem Einbauprozess resultierende Änderung des intergranularen Dehnungstensors auslöscht.

Der Pfahl wird vertikal mit einer Magnitude von 3 MN belastet, wodurch das Gewicht der vom Pfahl getragenen Struktur berücksichtigt wird. Es wird ein Mittelwert der horizontalen Belastung von 200 kN und ein Mittelwert des Moments von 4,8 MNm auf Höhe des Meeresgrundes angesetzt (alle Lasten für ein vollständiges 3D-Modell). Diese Belastung entspricht etwa 10 % derjenigen Belastung, bei welcher der Pfahl eine Kopfverdrehung von 1° zeigt. Es werden 1 Million sinusförmige Lastzyklen mit einer horizontalen Lastamplitude von 200 kN und einer Momentamplitude von 4,8 MNm mit dem HCA Modell für Sand simuliert. Während der zyklischen Belastung werden ideal dränierte Bedingungen angenommen.

Das obere Diagramm in Abb. 3-4 zeigt die Pfahlkopfrotation in Abhängigkeit von der Anzahl der aufgebrachten lateralen Lastzyklen für die vibrierten Pfähle. Als Referenz sind auch die Ergebnisse einer Wished-in-place (WIP) Simulation, in welcher keine Effekte aus dem Installationsprozess berücksichtigt werden, dargestellt.

Die Dränagebedingungen während der Installation (unterschiedliche Werte für die hydraulische Durchlässigkeit oder ideal dränierte Bedingungen) beeinflussen die spätere Reaktion des Pfahls auf die hochzyklische laterale Belastung erheblich. Je besser die Dränage während der Installation ist, desto geringer sind die akkumulierten Pfahlkopfverdrehungen nach einer Million Lastwechsel. Dies kann vor allem auf den höheren Verdichtungsgrad des Bodens zurückgeführt werden, wenn der Porenwasserüberdruck während der Installation schneller abgebaut werden kann.

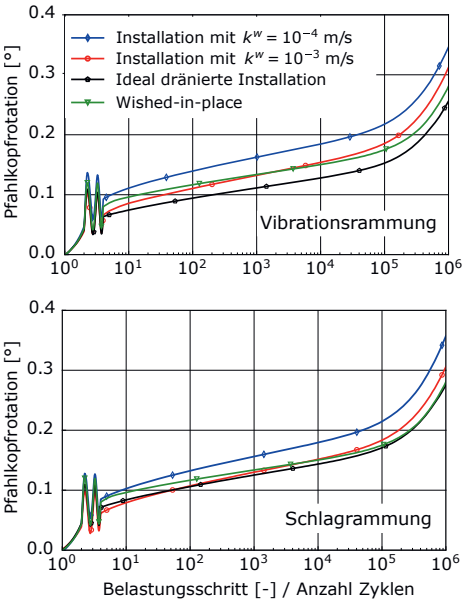


Abbildung 3-4: Horizontale Pfahlkopfverschiebung in Abhängigkeit von der Anzahl der Belastungszyklen für unterschiedliche Werte der hydraulischen Durchlässigkeit sowie idealen Dränagebedingungen während des Einbaus. Darüber hinaus werden die Ergebnisse einer Simulation ohne Berücksichtigung des Einbauprozesses (WIP) dargestellt.

Sehr ähnliche Beobachtungen werden für die gerammten Pfähle gemacht, wie aus dem unteren Diagramm in Abb. 3-4 ersichtlich ist. Interessanterweise zeigt der durch Schlagrammung installierte Pfahl unter der Annahme idealer Dränagebedingungen eine größere permanente Pfahlkopfrotation nach N = 10^6 Zyklen als der entsprechende vibrierte Pfahl. Diese Beobachtung steht im Einklang mit dem in Abb. 3-3 dargestellten Feld der relativen Dichte, in welchem der vibrierte Pfahl im Vergleich zum gerammten Pfahl eine stärkere Verdichtung des Bodens in der Nähe des äußeren Pfahlmantels aufweist. Für die Simulationen mit partieller Dränage während der Installation ergeben sich für beide Installationstechniken vergleichbare Pfahlkopfrotationen nach N =10^6 Zyklen. Dagegen zeigen die vibrierten Pfähle geringfügig größere Rotationen

nach den ersten zwei 2 Zyklen, insbesondere für die Simulation mit $k^w = 10^{-4}$ m/s.

Insgesamt lässt sich festhalten, dass die Dränagebedingungen während der Installation das Trag- und Verformungsverhalten des Pfahls erheblich beeinflussen. Demgegenüber zeigt die Installationstechnik einen vergleichsweise geringeren Einfluss, insbesondere für eine größere Anzahl an lateralen Zyklen, was ebenfalls in Modellversuchen beobachtet worden ist (Hoffmann et al., 2020). Hierbei muss beachtet werden, dass diese Schlussfolgerung maßgeblich von den Spezifikationen der Rammen abhängt und keine Allgemeingültigkeit besitzt.

Die Annahme von Wished-in-place Bedingungen ist nicht zwingend konservativ, führt aber auch nicht zu vollkommen anderen Ergebnissen als solche Simulationen, welche die Installation berücksichtigen. Andere Schlussfolgerungen wurden für Pfähle mit geringerem Durchmesser (oder vertikaler Belastung) gezogen, bei denen die Vernachlässigung der Installation zu wesentlich größeren Unterschieden zu den installierten Pfählen führt (Staubach et al., 2020).

4 Tonige Böden

Im Folgenden wird der Einfluss der Pfahlinstallation in tonigen Böden untersucht. Es wird das selbe numerische Modell wie für die Installation in Sand verwendet, allerdings wird lediglich die monotone Pfahleindringung (Jacking) simuliert. Im Gegensatz zu den Simulationen in sandige Böden wird für die tonigen Böden nur eine Einbindetiefe des Pfahls von 8 m erreicht.

4.1 Pfahlinstallation

Als konstitutives Modell wird das Modified-Cam-Clay (MCC) Modell verwendet. Da als Einbautechnik nur monotone Penetration berücksichtigt wird, wird das MCC Modell als geeignet angesehen, um die einbaubedingten Änderungen des Bodenzustands zu erfassen. Es können nur unstrukturierte Tone mit dem MCC Modell modelliert werden. Das MCC Modell wurde von den Autoren unter Verwendung eines impliziten Radial-Return-Mapping-Algorithmus implementiert.

Als Boden wird "Karlsruher Kaolin" betrachtet. "Karlsruher Kaolin" wurde ausgewählt, weil die Parameter des HCA Modells für Ton für dieses Material bereits vorliegen. Die Parameter (auch diese des MCC Modells) sind Wichtmann (2016) zu entnehmen. Es wird eine hydraulische Durchlässigkeit von $k^w = 10^{-8}$ m/s angenommen. Die Pfahlinstallation wird geschwindigkeitsgesteuert mit einem Wert von 0,3 m/s durchgeführt. Da das MCC Modell ratenunabhängig ist (es werden keine viskosen Effekte berücksichtigt), beeinflusst die Geschwindigkeit nur die Trägheitskräfte und die Porenwasserdruckentwicklung während der Installation. Die Wahl der Höhe des freien Wasserspiegels ist für die Simulation des Einbaus in Ton von großer Bedeutung, da Kavitation berücksichtigt werden muss. Es wird eine Wasserspiegelhöhe von 10 m über Bodenoberkante angenommen.

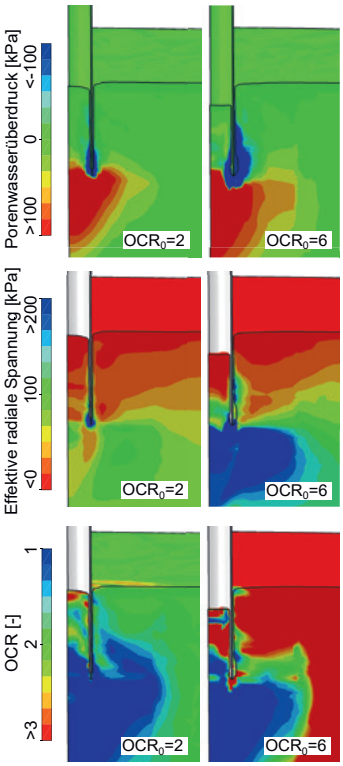


Abbildung 4-5: Räumliche Verteilungen des Porenwasserüberdrucks, der effektiven Radialspannung und OCR bei einer Eindringtiefe des Pfahls von 8 m für eine anfängliches OCR von $OCR_0 = 2$ bzw. $OCR_0 = 6$

Die räumlichen Verteilungen des Porenwasserüberdrucks, der effektiven Radialspannung und des Überkonsolidierungsgrades (OCR) sind in Abb. 4-5 für OCR-Ausgangswerte von $OCR_0 = 2$ und $OCR_0 = 6$ dargestellt. Für $OCR_0 = 6$ wird am Pfahlschaft ein deutlich größerer Bereich mit Porenwasserunterdrücken beobachtet als für $OCR_0 = 2$. Darüber hinaus kommt es zu etwas größeren Porenwasserüberdrücken unterhalb der Pfahlspitze. Diese Beobachtungen sind im Einklang mit Ergebnissen aus Feldversuchen von Bond & Jardine (1991). Der Boden im Inneren des Pfahls neigt im Fall von $OCR_0 = 6$ dazu, sich mit dem Pfahl nach unten zu bewegen, was bei $OCR_0 = 2$ nicht der Fall ist. Große Unterschiede zwischen den beiden Simulationen sind auch für das Feld der effektiven Radialspannung zu beobachten. Im Fall von $OCR_0 = 6$ treten in der Nähe des Pfahls wesentlich höhere Werte auf. Während die effektive Radialspannung unterhalb der Pfahlspitze für den niedrigeren Wert des anfänglichen OCR reduziert wird, werden für die höheren anfänglichen Überkonsolidierungsgrade entgegengesetzte Trends beobachtet. Aufgrund des größeren negativen Porenwasserüberdrucks am Pfahlschaft für $OCR_0 = 6$ steigt die effektive Radialspannung am Pfahlschaft im Vergleich zur Simulation mit $OCR_0 = 2$ deutlich stärker an. Für einen größeren Abstand zum Pfahlschaft zeigen jedoch beide Simulationen eine starke Abnahme der effektiven Radialspannung im Vergleich zum Ausgangswert (*h/R*-Effekt, mit dem Radius *R* des Pfahls). Die Abnahme der Radialspannung mit zunehmendem *h/R* ist im Fall von $OCR_0 = 2$ stärker ausgeprägt. Bei der Installation von Pfählen in Sand sind die negativen Porenwasserüberdrücke nicht so groß wie in Ton (oder gar nicht vorhanden), weshalb die effektive Radialspannung am Pfahlschaft am geringsten ist (siehe Abb. 3-2). Dies ist bei einer Installation in Ton nicht der Fall, wo insbesondere die Simulation mit einem höheren Anfangswert des Überkonsolidierungsgrades große Werte der effektiven radialen Spannung am Pfahlschaft aufgrund des negativen Porenwasserüberdrucks zeigt. Die räumliche Verteilung des Überkonsolidierungsgrades zeigt, dass der Installationsprozess das anfängliche OCR unterhalb der Pfahlspitze sowohl für den anfänglich leicht überkonsolidierten ($OCR_0 = 2$) als auch für den anfänglich stärker überkonsolidierten ($OCR_0 = 6$) Boden drastisch reduziert. Dies ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass die mittlere effektive Spannung, insbesondere die vertikale Komponente des effektiven Spannungstensors, unterhalb der Pfahlspitze in beiden Simulationen deutlich ansteigt. In Übereinstimmung mit den beobachteten effektiven Spannungsverhältnissen am Pfahlschaft werden für $OCR_0 = 2$ bei abnehmenden effektiven Spannungen größere OCR-Werte relativ zu den Anfangswerten beobachtet. Dies ist bei der Simulation mit $OCR_0 = 6$ weniger ausgeprägt, was auf die bereits erwähnte stärkere Abnahme des Porenwasserdrucks zurückzuführen ist.

4.2 Laterale zyklische Belastung

Für die sich an die Installation anschließende hochzyklische laterale Belastung wird ein analoges Vorgehen und numerisches Modell wie in Abschnitt 3.2 beschrieben verwendet. Das FE-Programm numgeo wird für die Simulationen eingesetzt. Für die Simulation der ersten beiden Zyklen und die Ermittlung der Dehnungsamplitude wird das MCC Modell verwendet.

Nach der Übertragung der Felder der Porenzahl, des OCR, des Porenwasserdrucks und der effektiven Spannung wird ebenfalls eine Konsolidierungsphase berücksichtigt. Nach Erreichen hydrostatischer Bedingungen wird der Pfahl mit 10^6 Zyklen mit einer Frequenz von 0,1 Hz unter Verwendung des HCA Modells für Ton belastet. Während der zyklischen Belastung werden partiell dränierte Bedingungen mit einer hydraulischen Durchlässigkeit von $k^w = 10^{-8}$ m/s berücksichtigt. Für die Simulation mit $OCR_0 = 2$ wird ein Mittelwert der horizontalen Belastung von 31,25 kN und ein Mittelwert des Moments von 0,25 MNm auf Höhe der Geländeoberkante angesetzt (alle Lasten für ein vollständiges 3D-Modell). Die Amplituden der zyklischen Belastung entsprechen den Mittelwerten. Für $OCR_0 = 6$ werden 3-fach größere Kräfte bzw. Momente gewählt.

Die normierte Pfahlkopfverschiebung in Abhängigkeit der Zeit bzw. der Anzahl an Zyklen ist in Abb. 4-6 für $OCR_0 = 2$ und $OCR_0 = 6$ für WIP Pfähle und die eingedrückten Pfähle dargestellt. Für den initial gering überkonsolidierten Boden wirkt sich die Installation nur für eine größere Anzahl von Belastungszyklen maßgeblich aus. Die Vernachlässigung der Installation führt zu deutlich größeren Pfahlkopfrotationen, was durch eine stärkere Zunahme von OCR während der zyklischen Belastung im Fall der eingedrückten Pfähle verursacht wird. Im Fall von $OCR_0 = 6$ führt die Vernachlässigung der Installation zu geringeren Verformungen für eine geringe Anzahl von Belastungszyklen. Die Akkumulationsrate ist jedoch größer, wodurch die WIP Simulation nach etwa 10^5 Zyklen größere Pfahlverschiebungen zeigt.

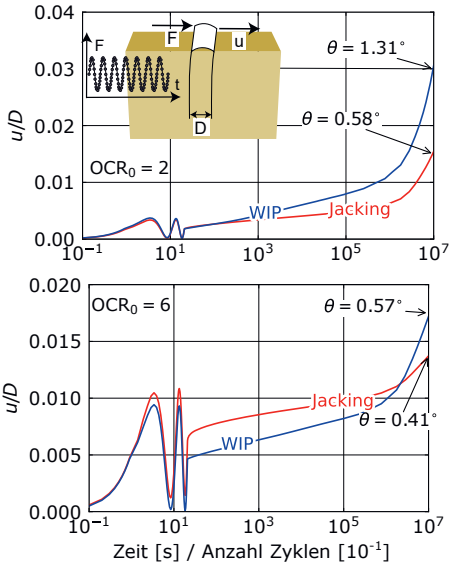


Abbildung 4-6: Vergleich der normalisierten Horizontalverschiebung u/D in Abhängigkeit der Zeit bzw. den Zyklen für eingedrückte und WIP-Pfähle für ein anfängliches OCR von 2 (obere Grafik) und 6 (untere Grafik). Die Pfahlkopfrotation θ ist am Ende der HCA-Phase gegeben.

5 Fazit

Die Pfahlinstallation beeinflusst das Verhalten des Pfahls auf anschließende (laterale) Belastung maßgebend, sowohl für sandige als auch für tonige Böden. Die Dränagebedingungen während der Installation haben einen maßgebenden Einfluss auf das Verhalten von lateral hochzyklisch belasteten Pfählen in Sand. Je besser die Dränage während der Installation, desto geringer die Pfahldeformationen bei anschließender lateraler zyklischer Belastung. Ein Einfluss der Installationsmethode (Schlag- bzw. Vibrationsrammung) wurde für eine geringe Anzahl an Belastungszyklen beobachtet, nimmt jedoch für eine größere Anzahl an Zyklen ab. Hierbei muss beachtet werden, dass die Rammenergie jeweils so gewählt wurde, dass die Penetrationsrate für beide Installationstechniken ähnlich groß war. In der Praxis ist die Penetrationsrate bei der Vibrations-

rammung meist höher, wodurch die Dränagebedingungen während der Rammung schlechter als bei der Schlagrammung sind. Die gängige Annahme von Wished-in-place (WIP) Bedingungen ist nicht zwingend konservativ hinsichtlich der Pfahlkopfrotation unter lateraler (hochzyklischer) Belastung.

In Ton kommt es durch die Pfahlinstallation zu einer starken Abnahme des initialen Überkonsolidierungsgrades und zur Entwicklung erheblicher Porenwasserüber- und unterdrücke. In initial gering überkonsolidierten Böden hat die Installation nur für eine größere Anzahl an lateralen Belastungszyklen einen Einfluss auf das Tragverhalten. Die Vernachlässigung des Installationsprozesses führt hierbei zu deutlich größeren Verformungen. Für initial größere Überkonsolidierungsgrade führt die Installation für eine geringe Anzahl von Belastungszyklen zu größeren Verformungen im Vergleich zu WIP Simulationen. Für eine größere Zyklenanzahl zeigt die WIP Simulation aber, analog zu gering überkonsolidierten Böden, größere Verformungen. Wie auch für Sand ist die Annahme von WIP Bedingungen für tonige Böden nicht zwingend konservativ.

In zukünftigen Arbeiten sollen vor allem unterschiedliche Installationstechniken für Pfähle in tonigen Böden untersucht werden. Für die in dieser Arbeit betrachteten Pfähle mit großem Durchmesser ist das monotone Eindrücken aufgrund der großen Widerstände praktisch nicht relevant.

Literaturverzeichnis

Bond, A. J. & Jardine, R. J. (1991). *Effects of installing displacement piles in a high OCR clay.* Geotechnique 41 (3), 341–363.

Fan, S., Bienen, B., & Randolph, M. F. (2021). *Effects of monopile installation on subsequent lateral response in sand. ii: Lateral loading.* J. Geotech. Geoenviron. Eng. 147 (5), 04021022.

Hamann, T., Qiu, G., & Grabe, J. (2015). *Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian approach on pile installation problems under partially drained conditions.* Comput. Geotech. 63, 279-290.

Heins, E. & Grabe, J. (2017). *Class-A-prediction of lateral pile deformation with respect to vibratory and impact pile driving.* Comput. Geotech. 86, 108–119.

Hoffmann, B., Labenski, J. & Moormann, C. (2020). *Effects of Vibratory Driving of Monopiles on Soil Conditions and Their Cyclic Lateral Load Bearing Behavior.* 4th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics. 714-724.

Jostad, H.P. et al. (2020). *Evaluation of soil models for improved design of offshore wind turbine foundations in dense sand.* Geotechnique 70 (8), 682–699.

Le, V. H., Remspecher, F. & Rackwitz, F. (2021). *Development of numerical models for the long-term behaviour of monopile foundations under cyclic loading considering the installation effects.* Soil Dyn. Earthq. Eng. 150, 106927.

Machaček, J., Wichtmann, T., Zachert, H., & Triantafyllidis, T. (2018). *Long-term settlements of a ship lock: measurements vs. FE-prediction using a high cycle accumulation model.* Comput. Geotech. 97 (5), 222-232.

Machaček, J. (2020). *Contributions to the Numerical Modelling of Saturated and Unsaturated Soils.* PhD Thesis, Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology, Issue No. 187.

Machaček, J., Staubach, P., Tafili, M., Zachert, H., & Wichtmann, T. (2021). *Investigation of three sophisticated constitutive soil models: from numerical formulations to element tests and the analysis of vibratory pile driving tests.* Comput. Geotech. 138, 104276.

Niemunis, A. & Herle, I. (1997). *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range.* Mech. Cohes.-Frict. Mater. 2 (4), 279-299.

Niemunis, A., Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T. (2005). *A high-cycle accumulation model for sand.* Comput. Geotech. 32, 245–263.

Page, A., Klinkvort, R., Bayton, S., Zhang, Y. & Jostad, H. P. (2021). *A procedure for predicting the permanent rotation of monopiles in sand supporting offshore wind turbines.* Marine Structures 75, 102813.

Qiu, G., Henke, S., & Grabe, J. (2011). *Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian Approach on Geomechanical Problems Involving Large Deformation.* Comput. Geotech. 38, 30-39.

Staubach, P., Machaček, J., Moscoso, M., & Wichtmann, T. (2020). *Impact of the installation on the long-term cyclic behaviour of piles in sand: A numerical study.* Soil Dyn. Earthq. Eng. 138, 106223.

Staubach, P., Machaček, J., Skowronek, J., & Wichtmann, T. (2021). *Vibratory pile driving in water-saturated sand: back-analysis of model tests using a hydro-mechanically coupled CEL method.* Soils Found. 61 (1), 144-159.

Staubach, P., Machaček, J., Tschirschky, L., & Wichtmann, T. (2022a). *Enhancement of a high-cycle accumulation model by an adaptive strain amplitude and its application to monopile foundations.* Int J Numer Anal Methods Geomech. 46 (2), 315-338.

Staubach, P., Machaček, J., & Wichtmann, T. (2022b). *Novel approach to apply existing constitutive soil models to the modelling of interfaces.* Int J Numer Anal Methods Geomech. 46 (7), 1241-1271.

Staubach, P., Machaček, J., Tafili, M. & Wichtmann, T. (2022c). *A high-cycle accumulation model for clay and its application to monopile foundations.* Acta Geotechnica 17 (3), 677–698.

von Wolffersdorff, P. (1996). *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface.* Mech. Cohes.-Frict. Mater. 1 (3), 251-271.

Wichtmann, T. (2016). *Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications.* Habilitation thesis, Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology, Issue No. 181.

Wichtmann, T. & Triantafyllidis, T. (2018). *Monotonic and cyclic tests on Kaolin – a database for the development, calibration and verification of constitutive models for cohesive soils with focus to cyclic loading.* Acta Geotechnica 13 (5), 1103–1128.

Wichtmann, T., Machaček, J., Zachert, H. & Günther, H. (2018). *Validierung eines hochzyklischen Akkumulationsmodells anhand von Modellversuchen und Messungen an realen Bauwerken.* Bautechnik 96, 160-175.

Mehrkörpersimulation eines Bohrgeräts mit einem vereinfachten Bodenmodell zur Darstellung des Versagens und der Setzungen von Böden

Francisco Williams Riquer M.Sc., Technische Universität Hamburg

Das Umkippen von Bohrgeräten auf Baustellen verursacht hohe Kosten, Verzögerungen und führt im schlimmsten Fall zu Verletzungen von Menschen in der Umgebung. Daher ist die Vermeidung des Umkippens solcher Maschinen ein Forschungsthema von hohem Interesse. In diesem Beitrag wird eine Mehrkörpersimulation (MKS) eines Bohrgeräts vorgestellt, die ein vereinfachtes Bodenmodell zur Darstellung der Setzungen des Bodens unter den Ketten der Maschine enthält. Aufgrund der Einfachheit des Modells ist die Simulationszeit wesentlich geringer als bei komplexeren numerischen Simulationen. Die Ergebnisse werden für Simulationen verschiedener Maschinenbewegungen und Bodenbedingungen vorgestellt. Darüber hinaus werden mit Hilfe des erstellten MKS die auf den Untergrund übertragenen Spannungen, die Setzungen und die Tragfähigkeit für verschiedene Arbeitsbedingungen der Maschinen unter Verwendung bestehender Normen berechnet.

1 Einleitung

Mobile Bohrgeräte sind aufgrund der hohen Lage ihres Massenschwerpunkts besonders kippgefährdet. In einigen Fällen kommt es zu einem Umkippen aufgrund der ungenügenden Tragfähigkeit des Untergrunds. Für die Überwachung der Standsicherheit der Maschinen sind ausschließlich die Maschinenführer verantwortlich, und die Beurteilung gefährlicher Zustände beruht hauptsächlich auf Erfahrungswerten.

Jedes Jahr verursacht das Umkippen von Baumaschinen weltweit Unfälle. In Deutschland gab es von 1993 bis 2003 neun Todesopfer und 21 Schwerverletzte [1]. Eine der Ursachen dafür ist das Versagen von ungenügend vorbereiteten Arbeitsuntergründen.

In der DIN EN 16228 [3] wird die Standsicherheit von Baumaschinen durch die Bestimmung eines maximal zulässigen Kippwinkels beurteilt. Abbildung 1-1 zeigt die Neigung einer Maschine um eine Kippkante, die sich an der Vorderseite der Ketten befindet. Der maximal zulässige Kippwinkel α_{sr} um eine bestimmte Kippkante wird mit dem tatsächlichen Stabilitätswinkel α_s verglichen. Wenn $\alpha_s \geq \alpha_{sr}$ ist, wird der untersuchte Betriebszustand als stabil angesehen. Die Norm schlägt eine Berechnung dieses Winkels für alle erwartbaren Betriebszustände vor. Danach wird der kleinste aller berechneten Kippwinkel α_{sr} als untere Grenze für α_s definiert.

Diese Norm geht bei ihren Berechnungen von einem starren Untergrund aus und vernachlässigt somit die Stabilität des Untergrunds bei ihrer Bewertung.

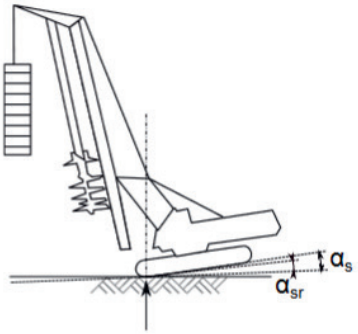


Abbildung 1-1: Definition des Stabilitäts- und Kippwinkels nach DIN EN 16228-1

In [4] präsentieren die Autoren eine analytische Lösung für die Stabilität schwerer Maschinen unter Berücksichtigung starrer Ketten, eines spannungsfreien Kontakts und eines elastoplastischen Modells. In [5] wird ein einfacher Kontrollalgorithmus zur Vermeidung des Umkippens vorgestellt und anhand eines verkleinerten Modells einer Bohrgerät getestet.

In dieser Veröffentlichung wird eine Mehrkörpersimulation (MKS) eines Bohrgeräts unter Verwendung

der Simscape Multibody-Umgebung der kommerziellen Software Matlab Simulink vorgestellt. Das Modell stellt eine parametrisierbare Simulation unter verschiedenen Betriebsbedingungen dar, einschließlich eines vereinfachten rein elastischen Bodenmodells, das aus Federn und Dämpfern besteht, die sich unter Zug lösen. Zusätzlich werden die Setzungen und die Tragfähigkeit des Baugrundes in Anlehnung an die DIN 4019 [6] bzw. DIN 4017 [7] berücksichtigt und resultierenden Baugrundstabilitätsdiagramme in Abhängigkeit von der Lage des Massenschwerpunktes präsentiert.

2 Mehrkörpersimulationsmodell

Dieser Abschnitt beschreibt die Erstellung des MKS-Modells zur Simulation eines Bohrgeräts mit Simscape Multibody.

2.1 MKS und Anwendungsbereiche

Im Prinzip sind MKS numerische Simulationen, die starre und flexible Körper berücksichtigen, deren Dynamik durch Bewegungsgleichungen beschrieben wird [8].
Einer der Vorteile der Verwendung der Matlab Simscape Multibody-Umgebung für MKS ist die Möglichkeit, eine Vielzahl von Elementen aus Simscape und Simulink in das Modell zu integrieren. Diese Umgebung für mechanische 3D-Systeme bietet ein grafisches Werkzeug zur Erstellung von Blockdiagrammen, einschließlich Bibliotheken zur Darstellung einer Vielzahl von Körpern, Gelenken, Beschränkungen, Kraftelementen und Sensoren [9]. Simscape löst intern die Bewegungsgleichungen für die gesamte System. Darüber hinaus können Simulink-Bibliotheken integriert werden, um Steuersysteme, Hydraulik, interne Reibung zwischen Elementen usw. darzustellen. Es ist jedoch von entscheidender Bedeutung, das Ziel des erstellten Modells und den Komplexitätsgrad abzuwägen, da eine höhere Komplexität mit längeren Simulationszeiten einhergeht.

2.2 MKS eines Bohrgeräts

Das erstellte MKS-Modell wird parametrisiert, um die Geometrie und die Massen der einzelnen Teile zu definieren.
Gelenke legen kinematische Beschränkungen fest und stellen die Interaktion der einzelnen Teile mit ihren Nachbarteilen sicher. Diese Gelenke definieren die Freiheitsgrade (Rotation und Translation) zwischen den verbundenen Körpern. Abbildung 2-1 zeigt das endgültige Modell des Bohrgeräts mit drei Freiheitsgraden, bestehend aus der Rotation des Oberwagens ($\varnothing$), der radialen Bewegung des Mastes (d_M) und der Neigung des Mastes (α). Der Massenschwerpunkt des Gesamtmodells ist durch den Punkt *C* gekennzeichnet, und seine Position wird während der gesamten Simulation überwacht.
Die Abmessungen und Masse der Maschine sind in Tabelle 2-1 zusammengefasst. Diese Abmessungen basieren auf einem mobilen Bohrgerät der Firma Bauer, Modell BG 23H.

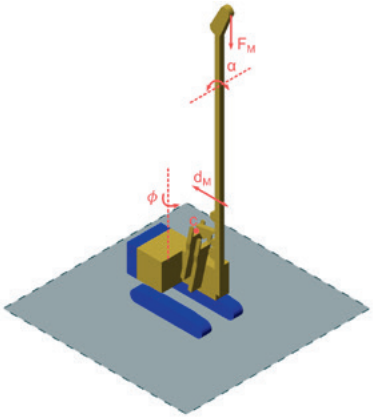


Abbildung 2-1: MKS eines Bohrgeräts mit Simscape Multibody

Parameter	Wert	Einheiten
Gesamtmasse der Maschine	58,97	Tons
Länge der Ketten	5,00	m
Breite der Ketten	0,80	m
Breite des Fahrgestells	2,58	m

Tabelle 2-1: Abmessungen und Masse der Maschine

2.2.1 Vereinfachtes Bodenmodell

Für die Simulation von Setzungen wird ein vereinfachtes Bodenmodell angenommen. Das Bodenmodell besteht aus einer Reihe von Federn und Dämpfern, die äquidistant entlang der Ketten der Maschine angeordnet sind (Typ Winkler). Die Zeichnung in Abbildung 2-2 zeigt, wie die Federn und Dämpfer entlang der Ketten verteilt sind.

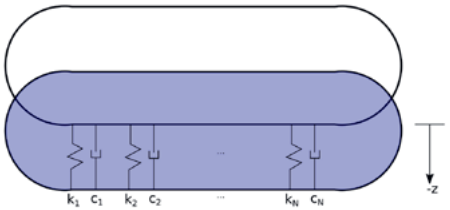


Abbildung 2-2: Masseloser Hilfskörper und Maschinenketten (violett) verbunden über Feder und Dämpfer

Die Feder- und Dämpferkoeffizienten sind als Vektoren *K* und *C* in Gleichung (2-1) angegeben.

$$\begin{aligned} K &= [k_1\, k_2 \ldots k_N] \\ C &= [c_1\, c_2 \ldots c_N] \end{aligned} \tag{2-1}$$

Jedes Element der Vektoren K und C entspricht den Steifigkeits- und Dämpfungskoeffizienten der einzelnen Verbindungspunkte. Diese Koeffizienten werden verwendet, um die Reaktionskräfte entlang der Ketten gemäß Gleichung (2-2) zu berechnen.

$$F_R = \begin{bmatrix} F_{R_1} \\ F_{R_2} \\ \vdots \\ F_{R_N} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 & c_1 \\ k_2 & c_2 \\ \vdots & \vdots \\ k_N & c_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z \\ \dot{z} \end{bmatrix} \tag{2-2}$$

z und *ż* sind die vertikale Position und die vertikale Geschwindigkeit der Ketten.

Für die Simulation der Boden-Ketten-Interaktion wird ein masseloser Hilfskörper erzeugt. Dieser Hilfskörper ist während der gesamten Simulation feststehend. Der Raupenkörper ist mit dem Hilfskörper über Federn und Dämpfer verbunden, wie in Abbildung 2-2 dargestellt. Die Ketten sind also "hängend", und die Federn und Dämpfer verformen sich unter Spannung. Wenn an irgendeinem Punkt, *z* und *ż* positiv sind, dann wird der entsprechende Eintrag des Vektors F_R auf Null gesetzt. Auf diese Weise wird ein Zurückziehen der Maschine während eines Kippvorgangs vermieden.

2.2.2 Ergebnisse des MKS für ein mobiles Bohrgerät unter Arbeitsbedingungen

Es werden zwei Szenarien vorgestellt, um die Ergebnisse des MKS unter Verwendung des genannten vereinfachten Modells aus Federn und Dämpfern zu zeigen. Im ersten Szenario wird die 360°-Drehung des Oberwagens des Bohrgeräts unter der Annahme eines konstanten Feder- und Dämpferkoeffizienten für das Bodenmodell simuliert. Im zweiten Szenario wird das Kippen der Maschine simuliert. Bei diesem Szenario wird die Federsteifigkeit an der Vorderseite der Ketten reduziert.

Drehung des Oberwagens

Abbildung 2-3 zeigt die Ergebnisse der Drehung des Oberwagens des Bohrgeräts für das MKS in Simscape. Zehn Federn und Dämpfer verbinden den Hilfskörper und die Ketten. Die Reaktionskraft wird nach Gleichung (2-1) mit $F_R \in \mathbb{R}^{10\times 1}$ berechnet.

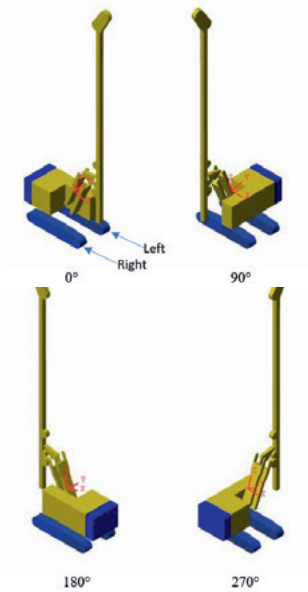


Abbildung 2-3: Drehung des Oberwagens eines Bohrgeräts in der MKS

Abbildung 2-4 zeigt die resultierenden Kräfte unter den Ketten für verschiedene Winkel während der Drehung des Oberwagens. Da die in den Vektoren K und C verwendeten Federn und Dämpfer gleich sind, hat die resultierende Reaktionskraft eine Trapezform.

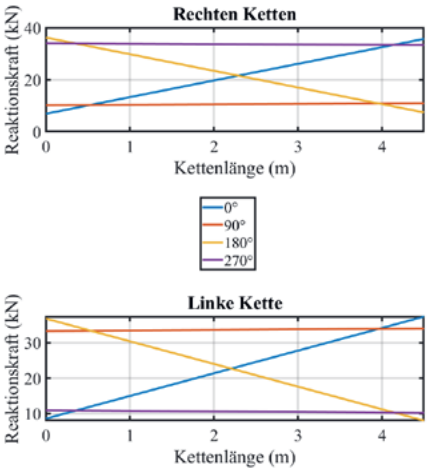


Abbildung 2-4: Resultierende Kräfte aus dem Szenario einer 360°-Drehung des Oberwagens

Frontale Neigung

In diesem Szenario wird am vorderen Ende der Ketten eine geringere Bodensteifigkeit als am hinteren Ende angenommen. Abbildung 2-5 zeigt das Verhalten der Maschine während dieser Simulation. Es ist zu erkennen, dass es eine Frontalneigung gibt. Abbildung 2-6 zeigt die Reaktionskräfte auf die einzelnen Ketten während dieses Szenarios. Die rechte und die linke Kette werden wie in Abbildung 2-3 angenommen. Die Darstellungen der Reaktionskräfte zeigen, dass die Reaktionskraft am hinteren Ende der Ketten gleich Null ist, da sie den Kontakt zum Boden verlieren, wodurch sichergestellt wird, dass es keine Kraft gibt, welche die Maschine zurückzieht. Die Verteilung der Reaktionskräfte ist nicht mehr linear; in diesem Fall weisen sie eine Krümmung auf, und sie erreichen den Höchstwert vor dem vorderen Ende der Ketten. In Abbildung 2-5 ist der Mast aus Platzgründen nicht dargestellt; er wird jedoch bei den Berechnungen berücksichtigt.

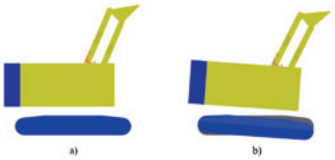


Abbildung 2-5: Ergebnisse des MKS für die Fron-talneigung des Bohrgerätes

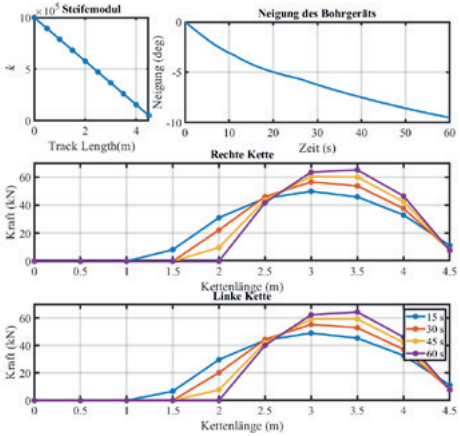


Abbildung 2-6: Steifigkeit des Bodens (oben links), Neigung der Maschine (oben rechts) und Bodenreaktionskräfte unter den Ketten (unten) für das Kippszenario des MKS

3 Ergebnisse der MKS unter Verwendung von Normen zur Berechnung von Spannungsverteilung, Setzung und Tragfähigkeit

Das vorgestellte MKS ermöglicht die Integration bestehender Normen zur Berechnung der Spannungsverteilung, der Setzung und der Tragfähigkeit. Statt eines Feder-Dämpfer-Modells für den Boden wird in der Norm ein linearer Halbraum angenommen, um das Verformungsverhalten des Bodens zu bestimmen und die Tragfähigkeit abzuschätzen [10]–[12]. Die Einbeziehung dieser Ergebnisse dient nicht dem Vergleich, da die Ansätze grundsätzlich unterschiedlich sind, sondern soll die Flexibilität von MKS zur Beurteilung des Standsicherheitsverhaltens von Bohrgeräten aufzeigen.

3.1 Spannungsverteilung

Für die Berechnung der Spannungsverteilung unter den Ketten des Bohrgerätes wird die DIN16228 [3] verwendet. Diese Norm geht von einer trapezförmigen Spannungsverteilung aus und vernachlässigt die Setzungen der Ketten und die Neigung der Maschine. Darüber hinaus berücksichtigt sie den Einfluss des Bodens nicht direkt, da sie davon ausgeht, dass die Maschine auf einer starren Ebene wirkt. Diese Berechnung schätzt die Form der auf den Untergrund übertragenen Spannung ab.
Abbildung 3-1 zeigt die resultierende Belastung, die bei einer 360°-Drehung des Oberwagens auf den Untergrund übertragen wird. Für diese Ergebnisse wird die Position des Massenschwerpunkts der Maschine mit Hilfe der MKS überwacht.

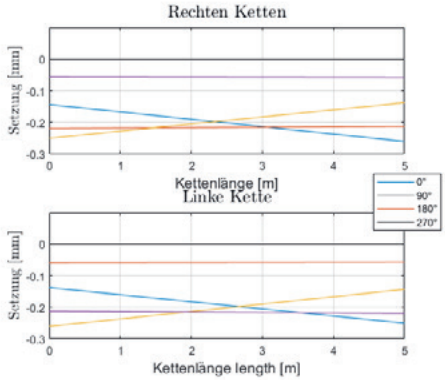


Abbildung 3-1: Auf den Untergrund übertragene Spannungsverteilung nach DIN 16228 [13] für verschiedene Winkel bei einer 360°-Drehung des Oberwagens

3.2 Setzung

Für die Berechnung der Setzungen der Ketten im Untergrund wird die Norm DIN 4019 [6] verwendet. Die Ergebnisse für bestimmte Winkel bei einer 360°-Drehung des Oberwagens sind in Abbildung 3-2 dargestellt.

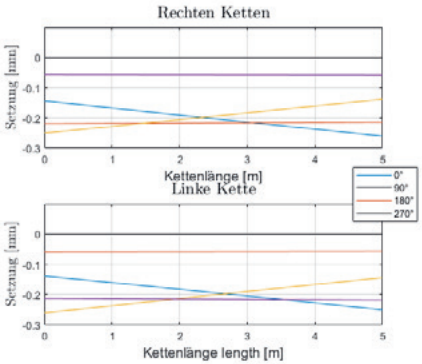


Abbildung 3-2: Setzung der Ketten nach DIN 4019 [6] bei einer 360°-Drehung des Oberwagens

3.3 Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit bezieht sich auf die Fähigkeit des Bodens, Belastungen standzuhalten, bevor ein Scherbruchmechanismus auftritt. In dieser Arbeit wird die Norm DIN 4017 [7] verwendet, um die Tragfähigkeit des Untergrunds unter den Ketten des Bohrgeräts zu berechnen. Ein Bodenversagen tritt auf, wenn die auf das Fundament wirkende vertikale Last größer ist als der berechnete Widerstand. Für die Berechnungen werden Bodeneigenschaften wie spezifisches Gewicht, Kohäsion, Reibungswinkel, Fundamentabmessungen und der Angriffspunkt der Punktlast benötigt.

Für Ton wurden arbiträre Bodenparameter gewählt, die in Tabelle 3-1 aufgeführt sind.

Parameter	Wert	Einheiten
Reibungswinkel φ	33	°
Wichte γ_d	17	kN/m^2
Kohäsion c	20	kPa
Steifenmodul E_s	2,58	MPa

Tabelle 3-1: Bodenparameter für die Abschätzung der Tragfähigkeit

Die Ergebnisse der Abschätzung der Tragfähigkeit für verschiedene Winkel sind in Abbildung 3-3 und Abbildung 3-4 für 0° und 90° des Oberwagens dargestellt.

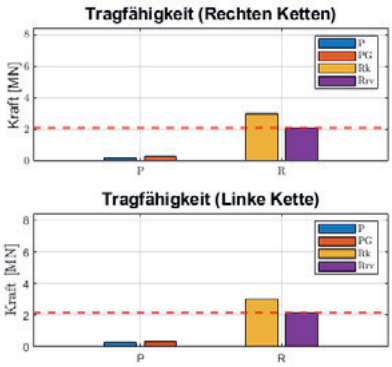


Abbildung 3-3: Tragfähigkeit unter den Ketten des Bohrgeräts für eine 0°-Drehung des Oberwagens

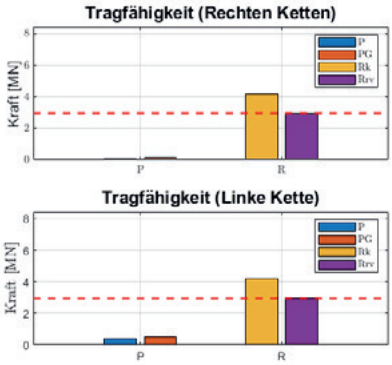


Abbildung 3-4: Tragfähigkeit unter den Ketten des Bohrgeräts für eine 90°-Drehung des Oberwagens

P entspricht dem Druck unter der Kette, und R ist die Tragfähigkeit des Bodens.

4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Das in dieser Veröffentlichung vorgestellte Modell zeigt die Vorteile und die Flexibilität von MKS. Die MKS von Bohrgeräten kann verschiedene Bohrgerätemodelle von unterschiedlichen Herstellern simulieren. Die vorgestellten Szenarien zeigen die Möglichkeit, die Arbeitsbedingungen des Bohrgerätes effizient und unkompliziert abzubilden.
Darüber hinaus ist die Einbindung bestehender Standards zur Überwachung von Setzungen und Tragfähigkeit problemlos möglich.
Dieses Modell kann auch als digitaler Zwilling für Bohrgeräte eingesetzt werden, bei denen die Stabilität des Untergrunds kontinuierlich überwacht wird. Angesichts der Rechenleistung eines so einfachen Modells können die Berechnungen in Echtzeit parallel zur Maschine durchgeführt werden. Interne Sensoren der Bohrgeräte können parallel zur Ausführung im Feld in das Modell eingespeist werden. So würde ein digitaler Zwilling des Bohrgeräts entstehen, der die Stabilität der Maschine überwachen und potenziell gefährliche Situationen erkennen könnte.

Literaturverzeichnis

[1] P. H. Beutinger, "Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen," *Mitt. - Inst. Für Geotech. Univ. Stuttg. Stuttg.*, vol. 52, 2005.

[2] S. Tamate and T. Hori, "A Case Study on the Overturning of Drill Rigs on Construction Sites," in *Contemporary Topics in Deep Foundations*, 2009, pp. 135–142.

[3] "DIN EN 16228-1. Geräte für Bohr- und Gründungsarbeiten – Sicherheit – Teil 1: Gemeinsame Anforderungen," DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin, Germany, Standard, 2014.

[4] A. Urbanski and M. Richter, "Stability analysis of heavy machinery moving on weak subsoil. Analytical solution," *Eng. Struct.*, vol. 241, 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112152.

[5] Z. Dominik, M. Milatz, and J. Grabe, "Modellversuche zur Stabilität von Baumaschinen mit hohem Schwerpunkt," *Geotechnik*, vol. 41, doi: 10.1002/gete.201700009.

[6] "DIN 4019 Baugrund – Setzungsberechnungen," DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin, Germany, Standard, 2015.

[7] "DIN 4017 Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen," DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin, Germany, Standard, 2006.

[8] M. F. S. Pereira and J. A. Ambrósio, *Computer-aided analysis of rigid and flexible mechanical systems*, vol. 268. Springer Science & Business Media, 2012.

[9] Mathworks, "Simscape Multibody, getting started guide (2021a)." Jan. 13, 2022.

[10] R. Jelinek, "Setzungsberechnung ausmittig belasteter Fundamente," *Bauplan. Bautech.*, no. 4, 1949.

[11] W. Steinbrenner, "Tafeln zur Setzungsberechnung," *Straße*, vol. 1, 1934.

[12] K. Terzaghi, R. B. Peck, and G. Mesri, *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley, 1996.

[13] "DIN EN 16228-1. Geräte für Bohr- und Gründungsarbeiten – Sicherheit – Teil 1: Gemeinsame Anforderungen," DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin, Germany, Standard, 2014.

Untersuchungen zur Verdichtungsprognose von Sand bei der Rütteldruckverdichtung

Dr.-Ing. Ivo Kimmig, Keller Grundbau GmbH, Renchen

Bei der Rütteldruckverdichtung (RDV) wird die Tragfähigkeit von locker bis mitteldicht gelagerten, grobkörnigen Böden großräumig, effizient und ressourcenschonend verbessert und Setzungen vorweggenommen. Die Verdichtungswirkung wird dabei u. a. durch die Ausbreitung von seismischen Wellen, plastischen Verformungen, Porenwasserdruckaufbau und Materialtransport infolge der Bewegung des Tiefenrüttlers bestimmt. Zur Abschätzung des Verdichtungserfolgs wurde ein Vorgehen entwickelt, bei welchem zunächst eine mehrdimensionale Dehnungsamplitude zur Beschreibung der auftretenden Verformungen berechnet und anschließend die Akkumulation der Verformungen infolge einer Vielzahl von Zyklen (Rotationen des Rüttlers) mit einem Akkumulationsmodell abgeschätzt wird.

1 Einleitung

Maßnahmen zur Baugrundverbesserung bieten die Möglichkeit wirtschaftliche und emissionsreduzierte Gründungskonzepte zu entwickeln und sind bei gering tragfähigem Baugrund durchaus eine Alternative zu Tiefgründungselementen wie Bohrpfählen. Insbesondere bei locker gelagerten, nichtbindigen und rolligen Böden kommen dabei dynamische Verfahren, wie die Rütteldruckverdichtung (RDV, engl. *deep vibratory compaction*) zum Einsatz (s. Abbildung 1-1).

Abbildung 1-1: Rütteldruckverdichtung mit zwei Tiefenrüttlern [1]

Das Verfahren kann in einer großen Bandbreite von nichtbindigen Sand- und Kiesböden mit Feinkornanteilen (d < 0,063 mm) kleiner als 10 % sowie für große Tiefen von über 50 m Anwendung finden. Die Vorteile des Verfahrens sind u. a. der geringe Materialbedarf (Eigenverdichtung des Bodens) und die Veränderung der Bodeneigenschaften auch in großen Tiefen.

Von zentraler Bedeutung beim Rütteldruckverfahren ist der Tiefenrüttler, welcher am Kran hängend oder mäklergeführt Vibrationen im Boden induziert und infolgedessen eine Umlagerung der Körner bewirkt. Im unteren Teil des Tiefenrüttlers befindet sich eine Unwuchtmasse, welche über eine Antriebswelle von einem hydraulisch oder elektrisch angetriebenen Motor in Rotation versetzt wird. Infolge der Drehbewegung wird durch die Trägheit der Unwuchtmasse eine radial nach außen gerichtete „Schlagkraft" erzeugt, wodurch der Rüttlerkörper sowohl freihängend in der Luft als auch im Boden eine Art kegelförmige Pendelbewegung beschreibt, wie Abbildung 1-2 zeigt [2].

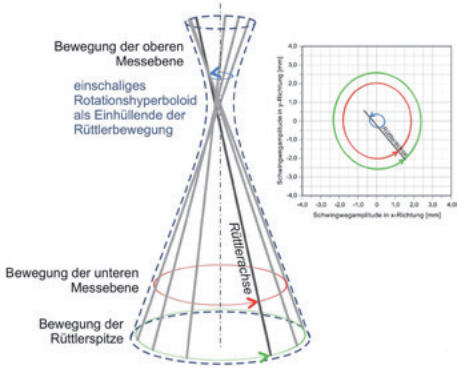


Abbildung 1-2: Versuchsergebnisse zur Bestimmung der Bewegung des Tiefenrüttlers im Boden [2]

Sowohl während des Einbringens des Tiefenrüttlers in den Boden als auch bei der stufenweisen Verdichtung (beim Ziehen) werden in der Regel Spülhilfen (Luft- bzw. Wasserzufluss) eingesetzt. Durch die fortschreitende Verdichtung des umliegenden Bodens entsteht ein Setzungstrichter an der Geländeoberfläche, welcher im Anschluss verfüllt und durch eine Oberflächenverdichtung nachverdichtet wird. Bei großflächigen Maßnahmen werden die Verdichtungspunkte üblicherweise in einem Raster, bestehend aus gleichseitigen Dreiecken, angeordnet. Für die wirtschaftliche Umsetzung von Rütteldruckverdichtungsmaßnahmen ist es erforderlich, den Rasterabstand so zu optimieren, dass zum einen die geforderten bodenmechanischen Kennwerte erreicht werden und zum anderen eine möglichst geringe Anzahl an Verdichtungspunkten erforderlich wird. Trotz der langjährigen und umfangreichen baupraktischen Erfahrungen mit der Rütteldruckverdichtung ist dies bisher nicht auf verlässlicher Basis möglich.

Die Komplexität der physikalischen Beschreibung der vielfältigen, unterschiedlichen Effekte während des Einbringens und des Verdichtens erschwert die Abschätzung des Verdichtungserfolgs. Zur Unterscheidung der maßgebenden Wirkungsmechanismen werden, in Abhängigkeit vom Abstand zum Tiefenrüttler, drei Bereiche definiert: *Fluidisierter Bereich*, *Akkumulationsbereich* und *elastischer Bereich*. Im fluidisierten Bereich direkt im Umfeld des Tiefenrüttlers versetzt die dynamische Bewegung des Tiefenrüttlers mit Frequenzen im Bereich 20 Hz bis 60 Hz den Boden als mehrphasiges Medium (Feststoff/Körner, Wasser u. Luft) in Schwingung. Sowohl bei einem trockenen als auch bei einem vollständig wassergesättigten Boden führen die großen Verschiebungen und Schwingbeschleunigungen des Rüttlers, mit einem Vielfachen der Erdbeschleunigung g, zu einer Reduktion der effektiven Spannungen im Rüttlerumfeld (fluidisierter Bereich). Dabei findet eine ständige Zerstörung und Neubildung von Kornkontakten statt und der Boden zeigt ein Verhalten ähnlich einer viskosen Flüssigkeit (Fluidisierung, Verflüssigung). Dennoch werden, aufgrund der Restscherfestigkeit des Bodens, Scherverformungen auch auf äußere nicht fluidisierte Bereiche übertragen, welche sich in Form von seismischen Wellen räumlich im Boden ausbreiten. Die mehrdimensionale, hochzyklische Beanspruchung führt zu einer Akkumulation von Verformungen und somit zu einer Verdichtung des Bodens in einem begrenzten Bereich. Der Übergang zwischen Akkumulationsbereich und elastischem Bereich, in welchem keine plastischen Verformungen mehr auftreten und auch keine Verdichtung erfolgt, ist von bedeutendem Interesse hinsichtlich der Wahl eines Verdichtungsrasters.

In der Dissertation von Kimmig aus dem Jahr 2021 [3] werden Möglichkeiten vorgestellt, um die räumliche und zeitliche Veränderung des Porenraums sowie die Entwicklung von Porenwasserüberdrücken infolge der Bewegung des Tiefenrüttlers physikalisch fundiert zu beurteilen.

2 Kombinierte implizite-explizite Berechnungsstrategie

Zur Abschätzung der Verdichtungswirkung wird die Verwendung einer impliziten-expliziten, numerischen Berechnungsstrategie, basierend auf der Arbeit von Niemunis et al. [4], vorgeschlagen. Dabei werden zunächst die plastischen Verformungen im Boden, ausgelöst durch die Bewegung des Tiefenrüttlers, mit Hilfe eines implizit formulierten, hypoplastischen Stoffmodells mit intergranularer Dehnung [5] für wenige Belastungszyklen ($N < 20$) abgeschätzt und durch eine mehrdimensionale Dehnungsamplitude ε^{ampl} beschrieben. Darauf aufbauend erfolgt eine Abschätzung der Spannungs- und Dehnungsakkumulation mit dem explizit formulierten hochzyklischen Akkumulationsmodell (engl. *high-cycle accumulation model*, HCA) nach [4] für Zyklenanzahlen $N >> 100$. Neben der Dehnungsamplitude ε^{ampl}, als maßgebendem Parameter, gehen die Porenzahl e, der mittlere effektive Druck p, das Spannungsverhältnis $\eta = q/p$ und die zyklische Vorbelastung in die Verformungsprognose des HCA-Modells ein.

3 Bestimmung von Stoffmodellparametern

Für die Anwendung der beiden etablierten Stoffmodelle Hypoplastizität und HCA-Modell ist es erforderlich, hochwertige Laborversuche durchzuführen, um eine zuverlässige Kalibration der Stoffmodellparameter zu ermöglichen. Zu diesem Zweck wurden unter anderem Ödometerversuche, monotone und zyklische Triaxialversuche an Vollzylinderproben sowie zyklische Hohlzylindertriaxialversuche an Hohlzylinderproben (schematischer Aufbau s. Abbildung 3-1) an zwei enggestuften Sanden mit unterschiedlichem mittleren Korndurchmesser d_{50} durchgeführt.

Der Fokus der in [3] durchgeführten zyklische Versuche lag darauf, die Entwicklung der akkumulierten Dehnung ε^{acc} für große Dehnungsamplituden im Bereich $\varepsilon^{ampl} > 10^{-3}$ zu untersuchen. Die Dehnungsamplitude $\varepsilon^{ampl} > 10^{-3}$ stellt dabei den oberen Grenzwert für die Anwendbarkeit des HCA-Modells von Niemunis et al. [4] dar. Es ist jedoch davon auszugehen, dass im Falle der Rütteldruckverdichtung deutlich höhere Dehnungsamplituden erreicht werden, weshalb in [3] bewusst Versuche mit $\varepsilon^{ampl} > 10^{-3}$ zur Ermittlung von Stoffmodellparametern verwendet werden. Insgesamt wurden für zwei Materialien jeweils 21 Stoffmodellparameter ermittelt.

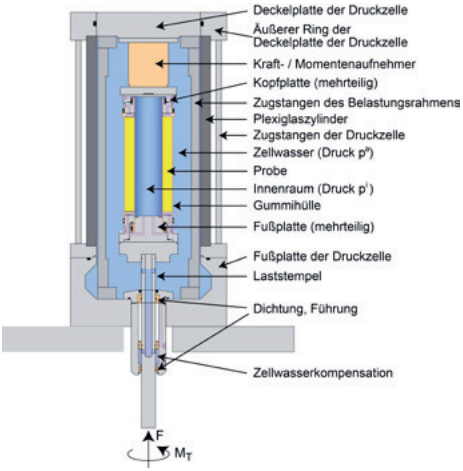


Abbildung 3-1: Schema der Hohlzylindertriaxialdruckzelle [6]

4 Numerische Modellierung des Verdichtungsvorgangs

Zentraler Teil von [3] ist die Bestimmung der mehrdimensionalen Dehnungsamplitude ε^{ampl} infolge der Bewegung des Tiefenrüttlers. Als Grundlage für eine realistischere Modellierung der Rütteldruckverdichtung werden dreidimensionale numerische Simulationen aus der Literatur, beispielsweise von Keßler et al. [7], Arnold und Herle [8] und Heins et al. [9], vorgestellt und hinsichtlich ihrer Eignung beurteilt. Dabei zeigt sich, dass die Verwendung von impliziten Stoffmodellen für Zyklenanzahlen $N >> 20$ zu einer Überschätzung der Verformungen und infolgedessen zu einer zu schnellen Verdichtung des Bodens im Modell führt. Darauf aufbauend werden, für die numerische Modellierung des Verdichtungsvorgangs in [3], zwei dreidimensionale Modelle verwendet. Dabei handelt es sich um ein 3-D-Scheibenmodell mit einem Radius von 30 m und einer Höhe von 1 m sowie einem vollständigen 3-D-Zylindermodell mit einem Radius von 75 m und einer Höhe von 100 m. Besonders implizite, dynamische Berechnungen mit *Abaqus/Standard* erfordern mit steigender Anzahl an Elementen und Freiheitsgraden eine enorme Rechenleistung, weshalb zu diesem Zweck das kleinere Scheibenmodell mit ca. 160.000 C3D8R-Elementen verwendet wird. Das vollständige 3-D-Modell, bestehend aus ca. 950.000 EC3D8RT-Elementen wird im Rahmen von expliziten, dynamischen Berechnungen mit der *Coupled-Eulerian-Lagrangian*-Methode (CEL) in *Abaqus/Explicit* verwendet. Simulationen mit der expliziten Zeitintegrationsmethode bieten dabei die Vorteile von kurzen Simulationszeiten, der Berücksichtigung von großen Verformungen durch den gekoppelten Euler-Lagrange-Ansatz und der Verwendung von teildränierten Bedingungen. Nachteilig sind die geringe Zeitschrittweite und die fehlende Konvergenzkontrolle.

In beiden Modellen werden die Vibrationen durch ein idealisiertes Starrkörpermodell eines Tiefenrüttlers mit einer Länge von 4 m und einem Durchmesser von 0,4 m mit unterschiedlichen Schwingwegamplituden und Frequenzen über einen reibungsfreien

Kontakt induziert. Im Anfangszustand wird eine homogene Verteilung der Porenzahl, der intergranularen Dehnung und ein effektiver K_0-Anfangsspannungszustand (Annahme Grundwasserspiegel im Bereich der Geländeoberkante) im Modellgebiet initialisiert. In beiden Modellen wird eine Verdichtungssituation in einer mittleren Rüttlerarbeitstiefe von 15 m betrachtet.

4.1 3-D-FE-Simulationen mit einem Scheibenmodell

Die Ergebnisse der insgesamt fünf Simulationen mit dem 3-D-Scheibenmodell zeigen, dass die horizontale Scherwellenausbreitung mit klar identifizierbaren Wellenfronten (s. Abbildung 4-1) maßgebend ist für die mehrdimensionale zyklische Beanspruchung des umliegenden Bodens und damit der Verdichtung im Akkumulationsbereich. Schwingungen mit radialer Schwingungs- und Ausbreitungsrichtung sind ebenfalls vorhanden, zeigen jedoch nur geringe Amplituden, die infolge geometrischer und materieller Dämpfung schnell vernachlässigbar klein werden. Die Dehnungsamplituden, welche nach 6 Zyklen im Rahmen der dynamischen Berechnungen ermittelt werden, ergeben unmittelbar am Rand des Rüttlers Werte von $\varepsilon^{ampl} > 10^{-2}$. Bis zu einem Abstand von ca. 2 m zum Tiefenrüttler ist eine exponentielle Abnahme festzustellen, sodass bei 3 m Abstand $\varepsilon^{ampl} \approx 2{,}5 \cdot 10^{-4}$ erreicht wird. Die Reichweite von plastischen Verformungen für Abstände größer als 6 m wird dabei im 3-D-Scheibenmodell überschätzt, da die geometrische Dämpfung lediglich durch eine Vergrößerung einer Zylindermantelfläche, im Vergleich zu einer Kugeloberfläche im vollständigen 3-D-Fall, bestimmt wird.

Die Berücksichtigung des Porenwasserdrucks in Verbindung mit dynamischer Konsolidierung ist bei impliziten, dynamischen Berechnungen mit *Abaqus/Standard* ausschließlich mit gekoppelten benutzerdefinierten Mehrphasen-Bodenelementen (engl. *user-defined elements*, UEL) möglich.

Die Ergebnisse von Simulationen mit dem UEL20P8 von Machaček [10] zeigen für unterschiedliche Durchlässigkeiten des Bodens eine signifikante Porenwasserüberdruckentwicklung im Umfeld des Tiefenrüttlers, was zu einer Reduktion der effektiven Spannungen in einem Umkreis von ca. 1 m führt. Das Feld der Dehnungsamplitude ist im Falle der Simulationen mit teildränierten Bedingungen räumlich stark begrenzt, da die Wellenausbreitung durch die Abnahme der effektiven Spannungen erheblich gedämpft wird.

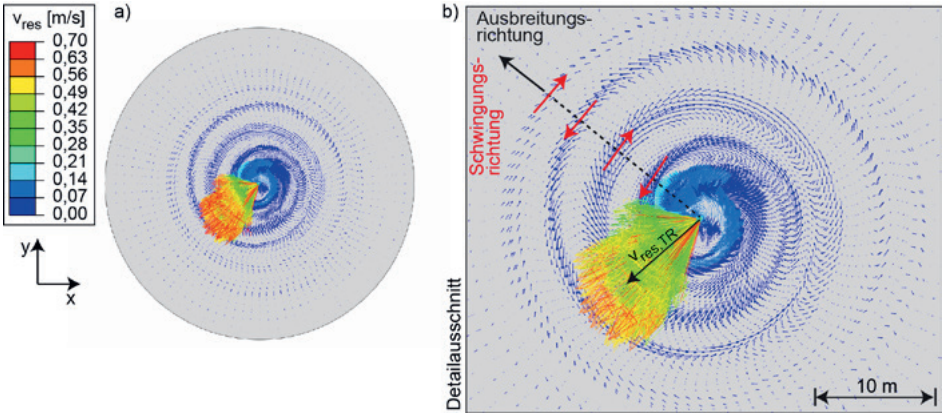


Abbildung 4-1: Vektorielle Darstellung des resultierenden Geschwindigkeitsfeldes v_{res} in Scheibenmitte für eine Schwingwegamplitude von 5,0 mm bei f = 25 Hz zum Zeitpunkt t = 0,125 s. a) Gesamtübersicht des 3-D-Scheibenmodells und b) Detailausschnitt [3]

4.2 3-D-CEL-Simulationen mit einem Zylindermodell

In [3] erfolgten in insgesamt 20 expliziten, dynamischen CEL-Simulationen mit dem 3-D-Zylindermodell, intensive Untersuchungen zum Einfluss von Schwingwegamplitude, Frequenz, Dränagebedingungen, relativer Anfangslagerungsdichte sowie zur Form und Oberflächenbeschaffenheit des Tiefenrüttlers hinsichtlich der Verdichtungswirkung. Zunächst zeigt sich bei Verwendung des 3-D-Zylindermodells, dass trotz der vorwiegend horizontalen Bewegungsrichtung des Tiefenrüttlers eine Wellenausbreitung in vertikaler Richtung auftritt (s. Abbildung 4-2). Dabei zeichnet sich ein trichterförmiger Bereich von der Rüttlerspitze zur Geländeoberfläche ab. Das räumliche Feld der Dehnungsamplitude nach sechs Zyklen zeigt ebenfalls die trichterförmige Ausbreitung mit Scherzonen in einem Winkel von ca. 30° zur Vertikalen. Werte für $\varepsilon^{ampl} > 10^{-3}$ treten vor allem in einem nahezu kugelförmigen Bereich mit Radius 2 m um den Rüttler auf. In der betrachteten Rüttlerarbeitstiefe von 15 m werden bei einer Schwingwegamplitude von 5 mm bis zu einem Abstand von ca. 3,75 m Dehnungsamplituden $\varepsilon^{ampl} > 10^{-4}$ festgestellt.

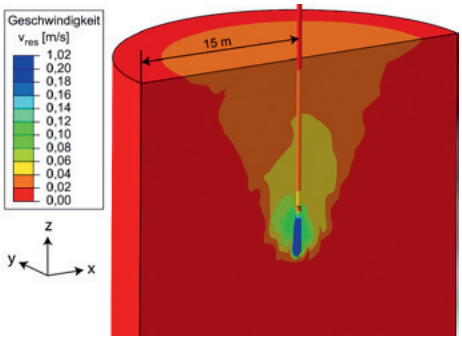


Abbildung 4-2: Resultierendes Schwinggeschwindigkeitsfelds als Ergebnis einer CEL-Simulation [3]

Diese Reichweite plastischer Verformungen ist für die Verformungsprognose nach mehreren Hundert oder Tausend Zyklen maßgebend. Die Variation der zuvor aufgeführten Größen hat ergeben, dass die Schwingwegamplitude des Tiefenrüttlers für die Reichweite des Akkumulationsbereichs entscheidend ist. Für Frequenzen zwischen 30 Hz und 40 Hz sind nur minimale Unterschiede festzustellen, bei 20 Hz wird eine geringere Reichweite erzielt. Die Berücksichtigung von Flügeln am Rüttler zeigt eine Erhöhung der Reichweite. Verschiedene relative Anfangslagerungsdichten oder die Berücksichtigung eines Reibungskoeffizienten im Kontaktbereich zeigen geringen Einfluss auf die räumliche Ausdehnung des Feldes der Dehnungsamplitude. Wird im Rahmen der CEL-Simulationen der Aufbau von Porenwasserüberdrücken Δu, mit Hilfe der Implementierung nach Staubach et al. [11], berücksichtigt, ist analog zu den Simulationen mit dem 3-D-Scheibenmodell ein Porenwasserüberdruckanstieg und eine Reduktion der effektiven Spannungen im Umfeld des Rüttlers (Abstand ca. 2,5 m) festzustellen. Es zeigt sich allerdings, dass im vollständigen 3-D-Modell mehr Dränagemöglichkeiten vorhanden sind, sodass der Anstieg von Δu tendenziell moderater ist. Die Reichweite plastischer Verformungen ist im Vergleich zur Simulation mit vollständig dränierten Bedingungen um etwa 40 % reduziert.

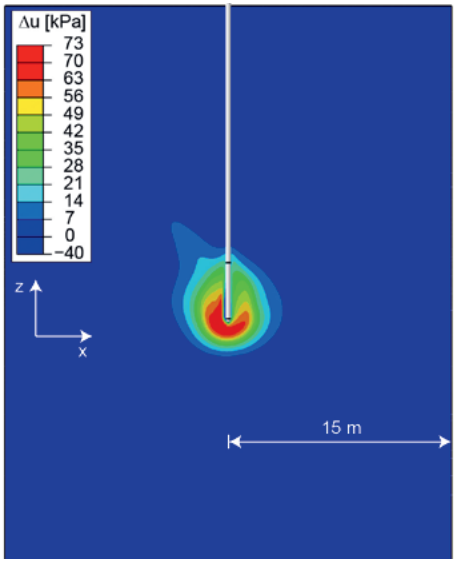


Abbildung 4-3: Räumliches Feld des Porenwasserüberdrucks Δu nach $N = 6$ Zyklen unter teildränierten Bedingungen mit $k = 10^{-3}$ m/s [3]

Von baupraktischem Interesse ist auch der zeitgleiche Betrieb von mehreren Tiefenrüttlern. Mit einem angepassten 3-D-CEL-Modell wurde in [3] das Feld

der Dehnungsamplitude beispielhaft für den Twin-Betrieb ermittelt und es konnte ein Einfluss im Vergleich zum zeitversetzten Betrieb eines einzelnen Rüttlers an zwei Verdichtungspunkten festgestellt werden.

5 Abschätzung der Verdichtungswirkung

Die Felder der Dehnungsamplitude, der Porenzahl und die Komponenten des Spannungstensors in jedem Gauß-Punkt werden anschließend mit speziellen *Python*-Routinen vom 3-D-CEL-Modell auf ein 3-D-Modell mit ca. 325.000 C3D8R-Lagrange-Elementen (s. Abbildung 5-1) übertragen. Die Feldvariablen dienen als Anfangszustand für die Prognose der Verformungen mit dem hochzyklischen Akkumulationsmodell (HCA-Modell) für eine Zyklenanzahl $N >> 100$. Das Ziel ist es, die räumliche und zeitliche Veränderung der Porenzahlen, d. h. die Änderung in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl, zu erhalten.

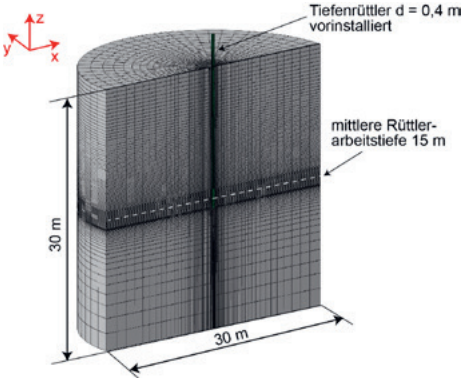


Abbildung 5-1: Darstellung des verwendeten 3-D-Modells für Verformungsprognosen mit dem HCA-Modell im 3-D-Schnitt [3]

Die Verformungsprognose mit impliziter Zeitintegration in *Abaqus/Standard* ist äußerst rechenintensiv, da vergleichsweise große Setzungen $u_3 \approx 0{,}1$ m auftreten und dementsprechend kleine Zeitinkremente bzw. viele Gleichgewichtsiterationen erforderlich sind. Die Ergebnisse zeigen, dass die größten Verformungzuwächse innerhalb der ersten 100 bis 200 Zyklen auftreten (s. Abbildung 5-2). Durch die darauffolgenden Belastungszyklen werden nur noch geringe Setzungen im Modell erzeugt, bereits vorbelastete Bereiche werden jedoch sukzessive weiterverdichtet.

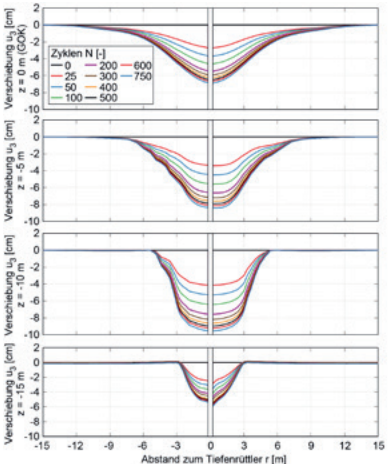


Abbildung 5-2: Entwicklung der vertikalen Verschiebung mit der Zyklenanzahl entlang eines Pfads in unterschiedlichen Tiefen [3]

Es ist somit festzustellen, dass das Feld der Dehnungsamplitude sowohl die Reichweite des Akkumulationsbereichs als auch die Akkumulationsrate bestimmt, die Verdichtungsdauer und somit die Zyklenanzahl dagegen bestimmt, welches Verdichtungsmaß (Änderung der Porenzahl bzw. der relativen Lagerungsdichte) innerhalb des Akkumulationsbereichs erreicht wird.

Eine detailliertere Betrachtung der Entwicklung der Porenzahl e mit der Zyklenanzahl N in [3] hat ergeben, dass das Feld der Porenzahl nach $N = 6$ Zyklen in der CEL-Simulation (s. Abschnitt 4.2), welches als Anfangszustand für die Simulation mit dem HCA-Modell in Abaqus/Standard verwendet wird, Porenzahländerungen in einem Umkreis von ca. 2 m vom Rüttler zeigt. In einem Abstand von 1 m zur Rüttlerachse werden bereichsweise relative Lagerungsdichten im Bereich $I_D = 0{,}4$ erreicht. Innerhalb der folgenden 25 Zyklen kann eine deutliche Vergrößerung des Verdichtungsbereichs beobachtet werden, sodass in einem Umkreis von 3 m zum Tiefenrüttler plastische Verformungen auftreten (s. Abbildung 5-3). Der Radius des Verdichtungsbereichs im 3-D-Lagrange-Modell ist dabei etwas geringer als der Abstand zum Tiefenrüttler im CEL-

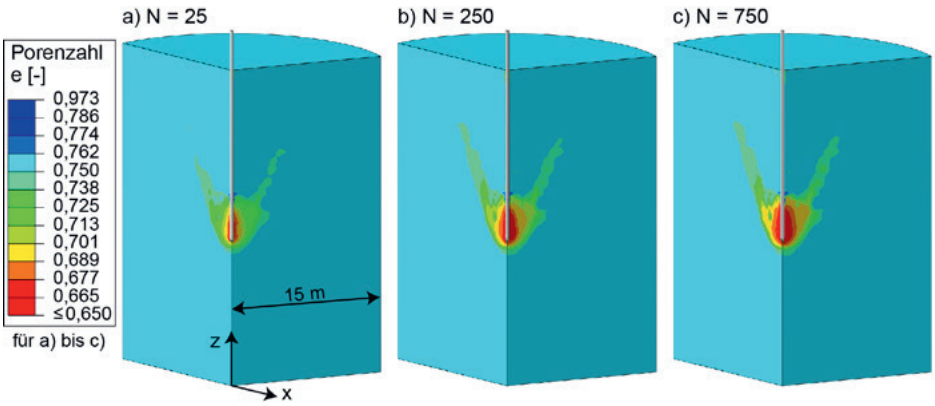


Abbildung 5-3: Räumliches Feld der Porenzahl e im 3-D-Modell für unterschiedliche Verdichtungszeitpunkte bzw. Zyklenanzahlen: a) *N*=25, b) *N*=250 und c) *N*=750 [3]

Modell, bei welchem $\varepsilon^{ampl} < 10^{-4}$ erreicht wird. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass im Rahmen der durchgeführten Parameterkalibration für das HCA-Modell tendenziell größere Dehnungsamplituden $\varepsilon^{ampl} > 10^{-3}$ höher gewichtet werden und zum anderen, dass für $\varepsilon^{ampl} \leq 10^{-4}$ erst nach mehreren Tausend Zyklen eine signifikante Zunahme der Verformungen auftritt [3]. Im Inneren des Verdichtungsbereichs bilden sich, ausgehend vom Tiefenrüttler in der Mitte, Bereiche aus, die verschiedene Porenzahlen aufweisen. Durch das Aufbringen weiterer Zyklen breitet sich der verdichtete Bodenbereich radial nach außen hin aus, sodass nach 100 Zyklen in einem Umkreis von < 1 m zum Rüttler relative Lagerungsdichten im Bereich $I_D > 0{,}6$ und in einem Umkreis von 2 m $I_D \approx 0{,}45$ erreicht werden. Der äußere Übergang des Akkumulationsbereichs zum umliegenden, unverdichteten Boden bleibt nahezu unverändert. Wie die Versuchsergebnisse von dränierten zyklischen Triaxialversuchen in [3] gezeigt haben besteht zwischen der akkumulierten Dehnung ε^{acc} und der Zyklenanzahl *N* ein logarithmischer Zusammenhang, d.h. die Akkumulationsrate pro Zyklus nimmt mit steigendem *N* immer weiter ab. Daher werden in der numerischen Verformungsprognose immer höhere Zyklenanzahlen benötigt, um eine weitere Verringerung der Porenzahl im Akkumulationsbereich zu erzielen.

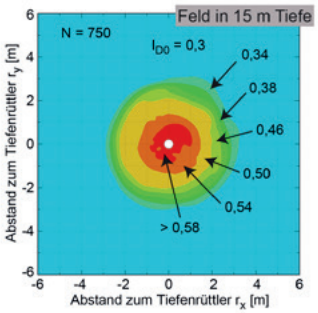


Abbildung 5-4: Räumliche und zeitliche Entwicklung der relativen Lagerungsdichte I_D in einer Tiefe von 15 m, modifiziert aus [3]

Aus baupraktischer Hinsicht ist daher abzuwägen, ob eine weitere Erhöhung der relativen Lagerungsdichte im Verdichtungsbereich durch den Einsatz von vielen Belastungszyklen (längere Verdichtungsdauer pro Stufe) oder eine kürzere Verdichtungsdauer in Verbindung mit einem engeren Rastermaß zweckmäßiger ist.

Fazit

Maßnahmen zur Verbesserung des anstehenden Baugrunds werden in der Geotechnik zukünftig eine entscheidende Rolle einnehmen, um ressourcenschonende Gründungslösungen anbieten zu können. Daher ist es von zentraler Bedeutung, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von verbesserten Böden physikalisch fundiert bewerten zu können. In [3] wurde eine Herangehensweise vorgeschlagen wie der Verdichtungserfolg bei der Rütteldruckverdichtung (RDV) mit einer impliziten-expliziten Berechnungsstrategie unter Verwendung des hypoplastischen Stoffmodells [5] und des HCA-Modells [4] abgeschätzt werden kann. Grundlegend dafür ist die Durchführung von hochwertigen Laborversuchen zur Bestimmung von Stoffmodellparametern, welche in [3] mit einem Fokus auf Dehnungsamplituden $\varepsilon^{ampl} > 10^{-4}$ durchgeführt wurden. Es konnte gezeigt werden, dass sich dynamische Berechnungen mit der *Coupled-Eulerian-Lagrangian* (CEL)-Methode und expliziter Zeitintegration für eine realitätsnahe Betrachtung der Rütteldruckverdichtung als dreidimensionales Randwertproblem eignen. Die Schwingwegamplitude des Tiefenrüttlers zeigt dabei den maßgebenden Einfluss auf die Verdichtungswirkung im Boden. In Kombination mit dem HCA-Modell ist es möglich den Verdichtungserfolg nach mehreren Hundert bzw. Tausend Zyklen (Rotationen des Rüttlers) abzuschätzen und die Reichweite von Porenzahländerungen im Modell zu bestimmen.

Sowohl die numerische Modellierung der dynamischen Tiefenrüttlerbewegung, beispielsweise mit einem 3-D-CEL-Modell, als auch die Verformungsprognose mit dem HCA-Modell sind im aktuellen Stand noch erheblichen Einschränkungen unterworfen, die einer realistischen Abbildung der Rütteldruckverdichtung entgegenstehen. Dabei ist insbesondere die Vernachlässigung des Einbringvorgangs, die fehlende Berücksichtigung von Spülwasserzufluss (zusätzlicher Porenwasserüberdruckaufbau) und die fehlende Simulation des Verdichtungsvorgangs in Form eines mehrstufigen Prozesses mit Verdichten-Ziehen-Verdichten zu nennen. Darüber hinaus sind die enormen Rechenzeiten für die numerischen Berechnungen von mehreren Tagen ein Hindernis für die Verwendung in der Baupraxis.

Angesichts der hohen weltweiten Nachfrage nach umweltfreundlichen Lösungen beim Bauen, besteht bereits seit vielen Jahren und auch zukünftig ein großes Forschungs- und Entwicklungspotential für vergleichbare Fragestellungen zur Rütteldruckverdichtung und allgemein zum Einsatz von numerischen Methoden in der Bemessung von Maßnahmen zur Baugrundverbesserung.

Literaturverzeichnis

[1] Liebherr-International Deutschland GmbH. (2020). *Baugrundverbesserung im Spezialtiefbau - Tiefenrütteln*. Online-Quelle, Zugriff am 29.09.2020. https://bit.ly/3eAok9o,

[2] Nagy, P. (2018). *Rütteldruckverdichtung – Dynamische Verdichtungskontrolle auf Basis der Rüttlerbewegung*. Dissertation. Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien

[3] Kimmig, I. (2021). *Untersuchungen zur Verdichtungsprognose von Sand bei der Rütteldruckverdichtung*. Dissertation. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Heft Nr. 190

[4] Niemunis, A., Wichtmann, T., Triantafyllidis T. (2005). *A high-cycle accumulation model for sand*. in: Computer and Geotechnics, Vol. 32, No. 32, S. 245-263

[5] Niemunis, A., Herle, I. (1997). *A hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. in: Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Vol. 2, S. 279-299

[6] Knittel, L. (2020). *Verhalten granularer Böden unter mehrdimensionaler zyklischer Beanspruchung*. Dissertation. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Heft Nr. 188

[7] Keßler, S., Heibrock, G., Triantafyllidis, T. (2006). *On prediction of vibrocompaction performance using numerical models*. in: Gonin, H., Holeyman, A. (Hrsg.) TRANSVIB 2006: Symposium International sur le Vibrofonçage et la Vibrocompaction, Paris, S. 513-522

[8] Arnold, M., Herle, I. (2009). *Comparison of vibrocompaction methods by numerical simulations*. in: International Journal for Numerical and Analytical Geomechanics, Vol. 33, Nr. 16, S. 1823-1838

[9] Heins, E., Grabe, J., Hamann, T. (2015). *Numerische Simulation einer Bodenverbesserungsmaßnahme infolge Rütteldruckverdichtung*. in: BAWMitteilungen, Nr. 98, S. 59-68

[10] Machaček, J. (2020). *Contributions to the Numerical Modelling of Saturated and Unsaturated Soils*. Dissertation. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Heft Nr. 187

[11] Staubach, P., Machaček, J., Skowronek, J., Wichtmann, T. (2020). *Vibratory pile driving in water-saturated sand: Back-analysis of model tests using a hydro-mechanically coupled CEL method*. in: Soils and Foundations, DOI: 10.1016/j.sandf.2020.11.005

Das Embedded Beam Element mit explizierter Interaktionsoberfläche – Optimierte Modellierung linearer Strukturelemente

Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Andreas-Nizar Granitzer, Technische Universität Graz, Graz, Österreich
Dipl.-Ing. Haris Felic, Technische Universität Graz, Graz, Österreich

Embedded Beam Formulierungen mit Interaktionslinie stellen traditionell ein wirksames Werkzeug zur Begrenzung des Aufwands bei Finite-Elemente-Analysen geotechnischer Projekte mit einer Vielzahl an linearen Strukturelementen dar. Ihr Einsatz ist jedoch mit nennenswerten Einschränkungen verbunden. Das derzeit in der Verifizierungs- und Validierungsphase befindliche Embedded Beam mit Interaktionsoberfläche bildet im Vergleich dazu das tatsächliche Tragverhalten von linearen Strukturelementen mit höherer Genauigkeit ab. Der gegenständliche Beitrag arbeitet die damit verbundenen relativen Vorteile im Vergleich zu Embedded Beam Formulierungen mit Interaktionslinie theoretisch auf und beleuchtet diese im Anschluss daran anhand vergleichender parametrischer Studien. Die Ergebnisse unterstreichen, dass das Embedded Beam mit Interaktionsoberfläche substanzielle Vorteile hinsichtlich der Netzabhängigkeit im Vergleich zu Embedded Beam Formulierungen mit Interaktionslinie mit sich bringt. Überdies wird die Bedeutung einer seriösen Kalibrierung der impliziten Interface-Steifigkeitsparameter aufgezeigt.

1 Einleitung

Die realitätsnahe Abbildung geotechnischer Problemstellungen mittels numerischer Berechnungsmethoden erfordert in vielen Fällen eine explizite Berücksichtigung linearer Strukturelemente (LS). Dies betrifft beispielsweise Pfahlgründungen [1], Bodenvernagelungen [2], Hangverdübelungen [3], Ankerwände [4] oder Bohrpfahlwände (Abbildung 1-1). Aus kontinuumsmechanischer Sicht stellen LS diskrete Strukturen innerhalb eines homogenen Modellkörpers dar [5], weshalb ihre numerische Nachbildung eine besondere Herausforderung darstellt [6]. In der Lagrange Finite-Elemente-Methode [7] (FEM) erfolgt dies vorzugsweise unter Verwendung von Volumenelementen (VE), wodurch die tatsächliche Problemgeometrie abgebildet wird. In Kombination mit expliziten Interface-Elementen [8] ist es mit dem sogenannten Standard-FE-Approach (SFEA) [9, 10] einerseits möglich, die Schubübertragung in Boden-Bauteil-Interaktionsflächen (BBI) zu begrenzen, anderseits lassen sich Herstellungseffekte näherungsweise berücksichtigen [11].
Entlang von BBI treten erfahrungsgemäß hohe Gradienten in den gesuchten Feldgrößen, wie beispielsweise dem Spannungs- oder Verschiebungsfeld, auf. Die diskrete Annäherung der exakten Lösung bedarf daher einer lokalen Verfeinerung des Berechnungsnetzes in diesen Bereichen [6]. Dies führt zwangsläufig zu einer Zunahme an Freiheitsgraden (FHG) im nichtlinearen algebraischen Gleichungssystem (GS), wodurch bei umfangreichen 3D Berechnungen mit einer Vielzahl an LS ein erheblicher Zusatzaufwand bei der Modellerstellung bzw. der numerischen Lösung des GS auftritt. Um den Simulationsaufwand für derartige Untersuchungen auf ein vertretbares Maß zu begrenzen, werden LS häufig durch Embedded Beam Formulierungen (EBF) idealisiert [10]. Im Unterschied zum SFEA erfolgt bei EBF die Abbildung von LS durch lineare Strukturelemente, deren FHG über implizite Interface-Elemente an das umgebende Bodenkontinuum gekoppelt sind. Dies hat zur Konsequenz, dass im Unterschied zum SFEA keine Diskontinuitäten im Bodenkontinuum auftreten [12].

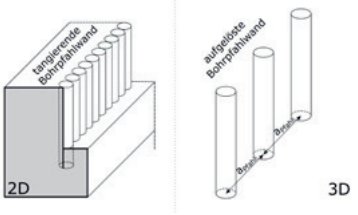


Abbildung 1-1: Beispiele für geotechnische Anwendungsbereiche linearer Strukturelemente in 2D/3D)

Historisch gesehen haben EBF ihren Ursprung im Stahlbetonbau, wo sie zur Modellierung von Bewehrungsstäben eingesetzt werden [13, 14]. Im Rahmen der numerischen Analyse geotechnischer Problemstellungen fanden EBF erstmals bei der Modellierung von Mikropfählen Anwendung [15]. Der zentrale Vorteil von EBF besteht darin, dass sie im Gegensatz zum SFEA einen untergeordneten Einfluss auf die Diskretisierung des Modellkörpers haben. Dadurch ist es möglich, eine Vielzahl an LS mit beliebiger Orientierung mit verhältnismäßig geringerem Diskretisierungs- und Modellierungsaufwand zu generieren. Zudem erlauben EBF eine direkte Ermittlung von Schnittgrößen an LS. Dies stellt insbesondere bei unstrukturierten Berechnungsnetzen einen Vorteil gegenüber dem SFEA dar, da keine Integration von Spannungen im Querschnitt der Flächen- bzw. Volumenelemente notwendig ist. Des Weiteren ist es mit EBF möglich, die maximale (max.) Mantelreibung bzw. den max. Spitzendruck unter Verwendung elasto-plastischer Stoffgesetze oder Vorgabe numerischer Grenzwerte realitätsnah abzubilden. Hinsichtlich der zunehmenden Bedeutung numerischer Simulationen für die automatisationsgestützte Optimierung von Messprogrammen [16] bzw. konstruktive Gestaltung geotechnischer Bauwerke [17] ist auch weiterhin mit einer stetigen Bedeutungszunahme von EBF zu rechnen.

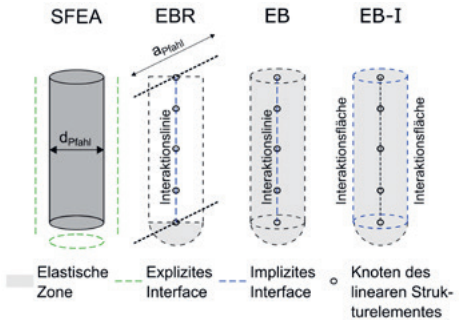


Abbildung 1-2: Numerische Modelle zur Modellierung linearer Strukturelemente (Auswahl)

Aktuell sind mit dem 3D Embedded Beam Element (EB) [9] bzw. der 2D Embedded Beam Row (EBR) [18] ausschließlich EBF mit Interaktionslinie (EBF-L) in kommerziellen Berechnungsprogrammen verfügbar [10] (Abbildung 1-2). Obwohl EBF-L unter bestimmten Randbedingungen eine hohe Validität aufweisen [9, 18], ist ihr Einsatz mit gewissen Einschränkungen verbunden. Da die Interaktion des Strukturelements mit dem umgebenden Bodenkontinuum entlang der Achse abgebildet wird, sollte ihre Verwendung eher auf LS mit hohem Schlankheitsgrad begrenzt werden [19]. Durch die implizite Interface-Kopplung ist bei Lastniveaus oberhalb der Gebrauchstauglichkeit traditionell ein netzabhängiges Strukturverhalten zu beobachten, wodurch der gewählte Diskretisierungsgrad oftmals einen deutlichen Einfluss auf das prognostizierte Systemverhalten hat [10]. Obwohl diese Problematik durch die Einführung einer elastischen Zone (Abbildung 1-2) erheblich reduziert wird [9, 20], ist eine Überprüfung des Diskretisierungseinflusses auf Basis von Parameterstudien bzw. Plausibilitätskontrollen anzuraten. Überdies sind numerische Standsicherheitsuntersuchungen bei nicht-axialer Beanspruchung von EBF-L aufgrund der Singularität in der Geometrie (punktförmiger Querschnitt) bzw. des Fehlens einer geeigneten Grenzbedingung mit Unschärfen behaftet [3, 21].

Die beschriebenen Einschränkungen führten zur Entwicklung des Embedded Beam Elementes mit Interaktionsfläche (EB-I) [22]. Im Gegensatz zu EBF-L wird die Boden-Bauteil-Interaktion nicht entlang der Achse, sondern entlang der tatsächlichen BBI abgebildet; siehe Abbildung 1-2. Kürzlich durchgeführte Untersuchungen im Rahmen einer Kooperation zwischen der Technischen Universität Graz und Bentley Systems zeigen, dass sich das EB-I gegenüber EBF-L auf mehrfache Weise abhebt: (1) Die Netzabhängigkeit der Berechnungsergebnisse wird reduziert, wodurch robustere Prognosen erzielbar sind [10, 21]. (2) EB-Is erlauben die Mobilisierung eines Torsionswiderstands, wodurch keine Beschränkung auf quasi-torsionsfreie Probleme notwendig ist [12]. (3) Die kinematischen Feldgrößen (z. B. Setzungsmulden) im Bodenkontinuum werden mit höherer Genauigkeit angenähert, womit eine realitätsnähere Untersuchung des globalen Strukturverhalten möglich ist (Abbildung 1-3) [12]. (4) Numerisch bedingte Oszillationen im berechneten Mantelreibungsverlauf werden reduziert [10]. Auf Grund obengenannter Aspekte ist nach Abschluss

der Verifikations- und Validierungsphase [23] mit einer zeitnahen Implementierung in kommerziellen FE-Codes zu rechnen.

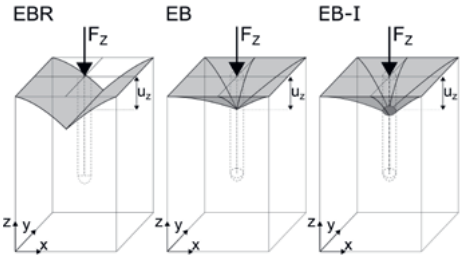


Abbildung 1-3: Approximation der Setzungsmulde i.A. von der Embedded Beam Formulierung

Unter den beschriebenen EBF ist in der facheinschlägigen Literatur nur der Einsatz des EB ausreichend dokumentiert [10], wohingegen zu der EBR (2D) bzw. dem EB-I (3D) kaum Publikationen hinsichtlich ihrer Wirkungsweise und Anwendungsgrenzen vorliegen. Während dieser Umstand beim EB-I der noch ausstehenden Implementierung in kommerziellen FE-Codes geschuldet ist, lässt dies beim EBR auf einen weiten Einsatz in der Berechnungspraxis schließen, da aktuelle Empfehlungen auf Pfahlreihen mit hoher Bauteilsteifigkeit in mitteldichtem Sand beschränkt sind [18]. Vor diesem Hintergrund widmet sich der gegenständliche Beitrag dem Aufzeigen von EBF-Anwendungsgrenzen auf Basis numerischer Parameterstudien, wobei der Fokus auf dem Verhalten druckbeanspruchter Pfähle („embedded piles") liegt. Abschnitt 2 vergleicht exemplarisch die Netzabhängigkeit eines mittels EB und EB-I abgebildeten Einzelpfahls in Abhängigkeit der aktiven Belastungsrichtung am Pfahlkopf. Abschnitt 3 untersucht, inwiefern sich das räumliche Verhalten einer Pfahlrostkonstruktion durch eine EBR annähern lässt, wobei der Fokus auf dem Einfluss des Pfahlabstands liegt. Zweckmäßigerweise werden die Berechnungsergebnisse anhand einer Gegenüberstellung mit dem SFEA numerisch validiert. Die wesentlichen Ergebnisse dieses Beitrages werden in Abschnitt 4 zusammengefasst. Diese sollen künftig als wertvolle Anhaltspunkte zur Abschätzung EBF-bedingter Unschärfen in numerischen Untersuchungen dienen.

2 Einfluss der Belastungsrichtung auf die Netzabhängigkeit von EBF in 3D

Der empfohlene EBF-Anwendungsbereich in 3D Finite-Elemente-Analysen (FEA) umfasst LS mit hohem Schlankheitsgrad unter überwiegend lotrechter Belastung. Auf Grund ihrer hohen Leistungsfähigkeit werden EBF allerdings abweichend davon vermehrt zur Modellierung von LS unter geneigter Belastung genutzt [10]. Für diesen Anwendungsbereich liegen in der facheinschlägigen Literatur derzeit kaum Studien zur Abschätzung netzabhängiger Einflüsse vor, wodurch die numerischen Berechnungen mit einer gewissen Unschärfe behaftet sind; vgl. [24, 25]. Der nachfolgende Abschnitt greift diese Fragestellung anhand einer parametrischen Einzelpfahlstudie auf, wobei die max. Pfahlkopfverschiebung als Indikator für die lastneigungsbezogene Netzabhängigkeit von EB bzw. EB-I herangezogen wird.

2.1 Modellbeschreibung

Die Wahl der Modellierungsrandbedingungen erfolgt in Anlehnung an die in [26] beschriebene statische Probebelastung eines Großbohrpfahls in steifem Ton. Die verwendeten Materialparameter sind [10] entnommen und in Tabelle 3-1 dargestellt. Allen Berechnungen liegt ein dreidimensionales FE-Modell zugrunde (Abbildung 2-1). Es ist 26 m breit, 19 m hoch und besteht aus zehnknotigen Tetraederelementen mit Elementfunktionen zweiter Ordnung, welche standardmäßig im FE-Code Plaxis 3D V21 [27] vorgesehen sind. Die gewählten Modellabmessungen sind auf Basis einer Vorstudie hinreichend groß gewählt worden, um Randeinflüsse auf ein akzeptables Maß zu begrenzen. Die eigentliche Berechnung gliedert sich in drei Phasen. In der ersten Phase werden die Ausgangsspannungen generiert. In der darauffolgende Phase erfolgt die Pfahlherstellung „wished-in-place" [6] durch Aktivierung des EB bzw. EB-I, wobei die Grenzmantelreibung „layer-dependent" durch ein linear-elastisch ideal-plastisches Bruchkriterium an den Spannungszustand im Boden gekoppelt ist. In der Belastungsphase werden die Verschiebungen aus der Pfahlherstellung zu Null gesetzt und mit der

Belastung begonnen, wobei unterschiedliche Lastneigungswinkel Berücksichtigung finden.

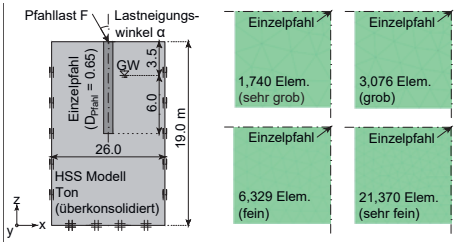


Abbildung 2-1: Modellgeometrie und Ausschnitte der Diskretisierung

2.2 Parameterstudie

Die lastneigungsabhängige Netzabhängigkeit des EB bzw. EB-I wird anhand vier verschiedener Netzfeinheiten analysiert, welche Abbildung 2-1 zu entnehmen. Unabhängig vom gewählten Lastneigungswinkel beträgt die max. aufgebrachte Pfahllast 3,000 kN. Die gewählte Größenordnung deckt näherungsweise zulässige Pfahllasten im Gebrauchszustand ab [19].

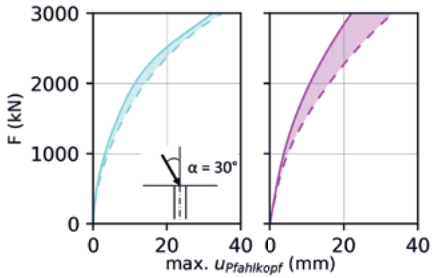


Abbildung 2-2: Einfluss des Berechnungsnetzes auf das Last-Verformungsverhalten (α = 30°)

Abbildung 2-2 zeigt, dass die Netzfeinheit bei einem Lastneigungswinkel von 30° einen unterschiedlichen Einfluss auf die Bandbreite, der mittels EB und EB-I prognostizierten Last-Verformungslinie ausübt. Während der Diskretisierungseinfluss beider EBF bis zu einer Pfahllast von rd. 1,000 kN einen vernachlässigbaren Stellenwert einnimmt, liefert insbesondere das EB nennenswerte Divergenzen bei höheren Pfahllastniveaus. Bei einer max. Pfahlkopfverschiebung von 20 mm erzielt das EB-I eine relative Abweichung des mobilisierten Pfahlwiderstands $F_{max,30°}/F_{min,30°}$ von 5%, wohingegen letztere mit dem EB auf einen Wert von 25% ansteigt. Die Ergebnisse deuten zudem darauf hin, dass der relative Vorteil des EB-I hinsichtlich der netzabhängigen Streuung der Ergebnisse bei höheren Pfahllasten weiter zunimmt.

Der Vergleich des lastneigungsabhängigen Variationskoeffizienten (i.e. Quotient aus Standardabweichung und Mittelwert) der mittels unterschiedlichen Netzfeinheiten berechneten max. Pfahlkopfverschiebung (i.e. Zufallsvariable) bei einer Pfahllast von 1,500 kN lässt weitere Schlüsse hinsichtlich der Netzabhängigkeit der EBF zu (Abbildung 2-3). In beiden Fällen nimmt der Variationskoeffizient, welcher die netzabhängige Streuung der Ergebnisse anhand eines Skalars quantifiziert, mit zunehmendem Lastneigungswinkel zu. Bemerkenswert ist, dass die netzabhängige Streuung unabhängig vom betrachteten Lastneigungswinkel durch das EB-I signifikant reduziert wird.

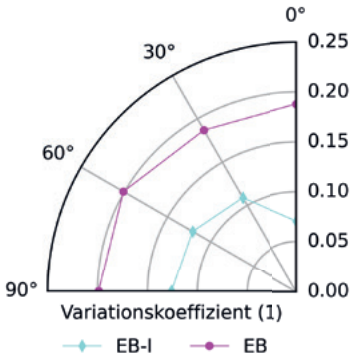


Abbildung 2-3: Einfluss des Berechnungsnetzes auf die max. Pfahlkopfverschiebung i.A. vom Lastneigungswinkel (Polardarstellung | F = 1,500 kN)

Ergänzend zu obenstehenden Betrachtungen erlaubt Abbildung 2-4 eine detaillierte Analyse der Streubreite über den gesamten Lastneigungsbereich. Da der Stichprobenumfang in Analogie zur Anzahl der untersuchten Netzfeinheiten vier beträgt, sind die an den Box-Interquartilbereich (Q1-Q3) angrenzenden Whisker durch die auf Basis der Berechnungsnetze „sehr fein" bzw. „sehr grob" ermittelten Werte begrenzt. Die mittige Lage des Medians weist auf einen netzbedingten systematischen Fehler hin, welcher in abgeminderter Form auch für den SFEA zum Tragen kommt; i.e.

die prognostizierten Pfahlkopfverschiebungen nehmen mit zunehmender Netzfeinheit zu. Im Unterschied zum SFEA ist allerdings zu beachten, dass auf Grund der punktweisen Kopplung zwischen dem Bodenkontinuum und dem eingebettetem LS in den EBF-Interaktionspunkten Singularitäten im Spannungs- bzw. Verschiebungsfeld auftreten [28]. Der fehlerhafte Einfluss des sogenannten „Kelvin-Effekts" [12] steigt wiederum mit zunehmender Netzfeinheit überproportional an. Unter gleichzeitiger Berücksichtigung des netzbedingten Interpolationsfehlers [13], welcher in umgekehrter Weise mit zunehmender Netzfeinheit abnimmt, ist beim Einsatz von EBF in FE-Berechnung ein projektbezogener Kompromiss hinsichtlich der Wahl eines zweckmäßigen Diskretisierungsgrads einzugehen. Jedenfalls ist im Nahbereich von EBF von übermäßig feinen Berechnungsnetzen abzusehen. Unabhängig davon lässt sich in Abbildung 2-4 in Bezug auf die lastneigungsabhängige max. Pfahlkopfverschiebung ein eindeutiges Muster erkennen: Mit der Zunahme des Lastneigungswinkels treten höhere Werte auf. Dieser Umstand ist auf die unterschiedliche Mobilisierung der Mantelreibung zurückzuführen.

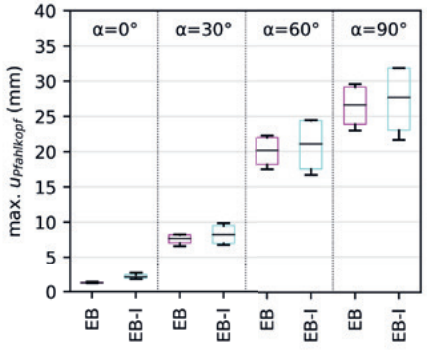


Abbildung 2-4: Einfluss des Berechnungsnetzes auf die max. Pfahlkopfverschiebung i.A. vom Lastneigungswinkel (Boxplot-Darstellung | F = 1,500 kN)

Obwohl der Medianwert unter Berücksichtigung identer Lastneigungswinkel nahezu idente Ergebnisse für beide EBF annimmt, unterstreichen die ermittelten Streubreiten, dass das EB-I die diskretisierungsbedingte Unschärfen im prognostizierten Pfahlverhalten unabhängig vom Lastneigungswinkel signifikant reduziert. Folglich sind die Beobachtungen früherer Untersuchungen [10, 21] wonach netzabhängige Unschärfen durch das EB-I im Vergleich zum EB reduziert werden, nicht auf lotrechte Lasten in axiale Richtung beschränkt, sondern erstrecken sich über das gesamten Lastneigungsspektrum aktiver Pfahldrucklasten.

3 Einfluss des Pfahlabstandes auf das Prognoseverhalten von EBF in 2D

Abweichend von 3D EBF besteht die Funktion einer EBR darin, das Verhalten regelmäßig angeordneter LS in ebenen Berechnungsmodellen abzubilden und damit den Berechnungsaufwand für praktische Aufgabenstellungen zusätzlich zu verringern [18]. Im Gegensatz zu Balken- oder Stabelementen ist es für diesen Anwendungsfall mit EBR einerseits möglich, künstliche Interaktionsbarrieren innerhalb des Bodenvolumens zu vermeiden bzw. eine graduelle Mobilisierung der Mantelreibung in Achsrichtung sicherzustellen, andererseits erlauben EBR auch die Vorgabe von Grenzwerten für den lateralen Pfahlwiderstand. Es ist allerdings zu bedenken, dass das tatsächliche Tragverhalten von LS durch einen räumlich begrenzten Einflussbereich charakterisiert ist [6]. Folglich ist auch die Abbildung von LS durch EBR unter der geometrisch vereinfachten Annahme eines ebenen Verformungszustands mit einer wesentlichen Modellierungsannahme verbunden. Aus Abbildung 3-1 bzw. Abbildung 3-2 lässt sich erkennen, dass dieser Einfluss mit zunehmendem Achsabstand anwächst, weshalb in [29] der Einsatz von EBR nur bis zu einem normierten max. Achsabstand von $a_{Pfahl} / d_{Pfahl} \leq 8$ empfohlen wird; vgl. [27, 30]. Diese Anwendungsempfehlung stützt sich allerdings ausschließlich auf eine vergleichende Gegenüberstellung ausgewählter EBR-Ergebnisse mit empirischen Werten / vereinfachten FEA mit EBs und ist auf eine überschaubare Anzahl an Modellrandbedingungen (z. B. Pfahlreihen im mitteldichten Sand) beschränkt. Inwiefern EBRs zur Analyse des Tragverhaltens von Pfahlrostkonstruktionen geeignet sind lässt sich daher in der Berechnungspraxis kaum abschätzen.

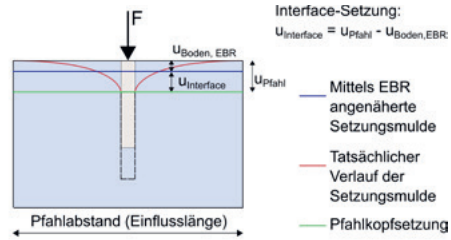


Abbildung 3-1: Vergleich der berechneten Setzungsmulde in 2D bzw. 3D

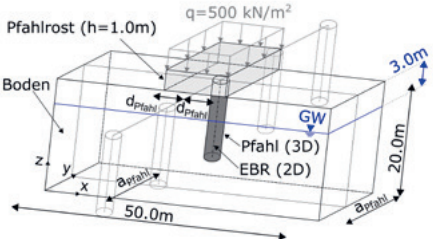


Abbildung 3-2: Modellgeometrie

Der nachfolgende Abschnitt nimmt sich dieses Forschungsbedarfs in Form einer numerischen Validierungsstudie an und diskutiert, inwieweit eine EBR das räumliche Tragverhalten einer Pfahlkopfkonstruktion widerspiegelt. Dabei liegt der Fokus auf der Prognosegenauigkeit der berechneten Pfahlnormalkräfte bzw. Pfahlrostverschiebungen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Pfahlabstände. In allen Fällen werden 3D FEA unter Verwendung des SFEA als Referenzlösung herangezogen.

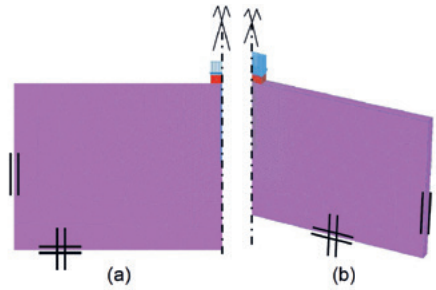


Abbildung 3-3: Diskretisierung mit (a) 824 15-knotigen Dreieckselemente bzw. (b) 20,469 10-knotigen Tetraederelementen (a_{Pfahl} = 1.30 m)

Boden – HSS (dräniert)		Pfahlrost (VE)	
$\gamma_{unsat \mid sat}$	20.0 kN/m³	$\gamma_{unsat \mid sat}$	0.0 kN/m³
$E_{50,ref}$	45000 kPa	E'	33.0 GPa
$E_{oed,ref}$	27150 kPa	ν	0.2
$E_{ur,ref}$	90000 kPa	Pfahl (EB | EB-I | VE)	
ν'_{ur}	0.2	$\gamma_{unsat \mid sat}$	25.0 kN/m³
p'_{ref}	100.0 kPa	E'	10.0 GPa
m	1.0	ν	0.2
φ'	20.0°	d_{Pfahl}	1.3 m
c'	20.0 kPa	Pfahl (EBR)	
ψ	0.0°	γ	5.0 kN/m³
K_0^{nc}	0.658	E'	10.0 GPa
G_0^{ref}	116000 kPa	d_{Pfahl}	1.3 m
$\gamma_{0,7}$	0.15E-3	$ISF_{RS \mid RN}$	2.5 a_{Pfahl} = 1.3m
R_{inter}	0.9	ISF_{KF}	25.0 a_{Pfahl} = 1.3m

Tabelle 3-1: Inputparameter FEM Analyse EBR

3.1 Numerische Modellierung

Abbildung 3-2 und Abbildung 3-3 zeigen die Geometrie bzw. die Diskretisierung der betrachteten Pfahlrostkonstruktion, welche mit dem FE-Code Plaxis V21 in 2D (EBR) [31] bzw. 3D (SFEA) [27] untersucht worden ist. Die gewählten Modellabmessungen sind auf Basis einer Vorstudie hinreichend groß gewählt worden, um Randeinflüsse auf ein akzeptables Maß zu begrenzen. Tabelle 3-1 dokumentiert die in den FEA berücksichtigten Boden- und Pfahlparameter, welche [10] entnommen sind. Die Pfahlrostparameter entsprechen einer Betongüte C30/37 [32]; in allen Berechnungen liegt eine starre Kopplung zwischen dem Pfahlrost und dem anschließenden Druckpfahl vor. Da sich die Studie auf das EBR-Verhalten im Gebrauchszustand unter lotrechter Belastung konzentriert, ist keine Begrenzung des max. Spitzendrucks bzw. lateralen Pfahlwiderstands in den 2D FEA vorgesehen.

Hingegen ist die Grenzmantelreibung als „layer-dependent" definiert; vgl. Abschnitt 2.1.

3.2 Vorstudie

In vereinfachter Weise können EBRs als ebene Strukturelemente betrachtet werden, die über Interface-Elemente implizit an das umliegende Bodenkontinuum gekoppelt sind. Die Wahl der Interface-Steifigkeiten ist für das berechnete EBR-Strukturverhalten von entscheidender Bedeutung [18]. Gleichungen 1-5 fassen die Einflussparameter auf die Interface-Steifigkeiten in axiale R_S und laterale R_N Richtung (kN/m³) bzw. am Pfahlfuß K_F (kN/m²) zusammen, welche den Schubmodul des Bodens G_{Boden} (kN/m²), den Pfahlabstand a_{Pfahl} (m), den Pfahlradius r_{Pfahl} (m) bzw. die Steifigkeitsmultiplikatoren ISF_{RS}, ISF_{RN} und ISF_{KF} (1) umfassen.

$$R_S = ISF_{RS} \cdot \frac{G_{Boden}}{a_{Pfahl}} \quad (1)$$

$$R_N = ISF_{RN} \cdot \frac{G_{Boden}}{a_{Pfahl}} \quad (2)$$

$$K_F = ISF_{KF} \cdot \frac{G_{Boden}}{a_{Pfahl}} \cdot r_{Pfahl} \quad (3)$$

$$ISF_{RS} = ISF_{RN} = 2.5 \cdot \left(\frac{a_{Pfahl}}{d_{Pfahl}}\right)^{-0.75} \quad (4)$$

$$ISF_{KF} = 25 \cdot \left(\frac{a_{Pfahl}}{d_{Pfahl}}\right)^{-0.75} \quad (5)$$

Da das Verschiebungsfeld des Bodenkontinuums im Gegensatz zu jenem der EBR nur untergeordnet von der Wahl der Interface-Steifigkeiten abhängt, können letztere durch zweckmäßige Wahl der dimensionslosen Steifigkeitsmultiplikatoren zur EBR-Kalibrierung herangezogen werden [18]; bei der Abbildung von Pfählen besteht das Ziel dabei darin, die tatsächliche Pfahlkopfverschiebung möglichst genau zu erfassen; vgl. Abbildung 3-1.

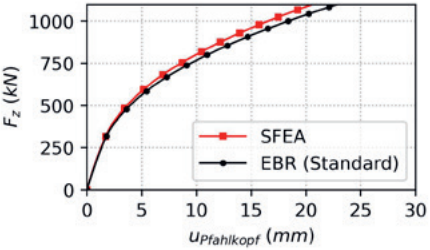


Abbildung 3-4: Last-Setzungskurve (a_{Pfahl}/d_{Pfahl} = 1)

Abbildung 3-4 bestätigt, dass das EBR in der geometrischen Ausgangskonfiguration tangierender Bohrpfähle (i.e. $a_{Pfahl} = d_{Pfahl}$) in Bezug auf das Last-Setzungsverhalten der betrachteten Pfahlrostkonstruktion eine bemerkenswerte Übereinstimmung mit der SFEA-Referenzlösung liefert. Nach Abschluss der Belastungsphase beträgt die max. Verformungsabweichung < 2 mm.

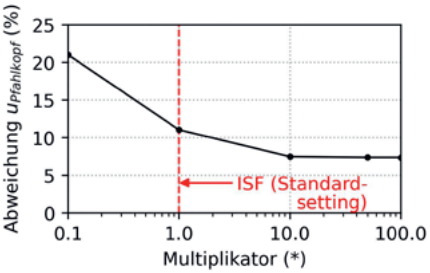


Abbildung 3-5: Abweichung Multiplikator (*) bei a_{Pfahl}/d_{Pfahl} = 1

Aus Abbildung 3-5 wird ersichtlich, dass durch eine simultane Erhöhung der Steifigkeitsmulitplikatoren ISF_{mod} (Gleichung°6), welche standardmäßig 2.5 bzw. 25 betragen (vgl. Gleichungen 4-5), eine geringfügige Verbesserung des Übereinstimmungsgrads mit der Referenzlösung (SFEA) erzielt wird. Das dargestellte Abweichungsmaß der Pfahlkopfverschiebung ist in Gleichung 7 definiert.

$$ISF_{mod} = Multiplikator * ISF_{RS|RN|KF} \quad (6)$$

$$Abweichung\ u_{Pfahlkopf} = \frac{u_{z,EBR} - u_{z,SFEA}}{u_{z,SFEA}}\ (\%) \quad (7)$$

Die Erhöhung der Interface-Steifigkeiten führt allerdings in umgekehrter Weise zu schlechter konditionierten Gesamtsteifigkeitsmatrizen, wodurch die Lösung des GS mit einem unverhältnismäßig höhe-

ren numerischen Aufwand verbunden ist; vgl. [13, 33]. Auf Grund des hohen Übereinstimmungsgrads in der EBR-Standardkonfiguration wird deshalb in weiterer Folge auf eine Modifikation der standardmäßig vorgesehenen Interface-Steifigkeiten verzichtet.

3.3 Parameterstudie

Um den Einfluss des Pfahlabstands auf die EBR-Wiedergabetreue der SFEA-Referenzlösung zu untersuchen, wird das zuvor validierte Ausgangsmodell einer Parameterstudie mit $a_{Pfahl} \in [1,12] \cdot d_{Pfahl}$ unterzogen. In diesem Zusammenhang stellt Abbildung 3-6 die mit zunehmendem a_{Pfahl} ansteigende Pfahlkopfverschiebung gegenüber. Die relative Abweichung wächst bis zu einem Pfahlabstand $a_{Pfahl} = 5 \cdot d_{Pfahl}$ auf einen Wert von rd. 40 % an; dies entspricht einer max. absoluten Abweichung > 20 mm. Bei größeren Pfahlabständen bleiben die ermittelten Abweichungen auf einem nahezu konstanten Niveau.

Abbildung 3-7 und Abbildung 3-8 vergleichen die Normalkräfte am Pfahlkopf bzw. Pfahlfuß einschließlich der errechneten relativen Normalkraftabweichungen (Gleichung 7).

$$\textit{Abweichung } N = \frac{N_{EBR} - N_{SFEA}}{N_{SFEA}} \cdot 100\% \qquad (7)$$

Im Unterschied zu den Pfahlkopfverschiebungen ist in beiden Fällen ab einem Pfahlabstand $a_{Pfahl} > 2 \cdot d_{Pfahl}$ eine kontinuierlich ansteigende Überschätzung der Pfahldrucknormalkräfte zu erkennen. Die max. relativen Abweichungen betragen rd. 150 % (Pfahlfuß) bzw. 70 % (Pfahlkopf) und treten beim max. Pfahlabstand $a_{Pfahl} = 12 \cdot d_{Pfahl}$ auf.

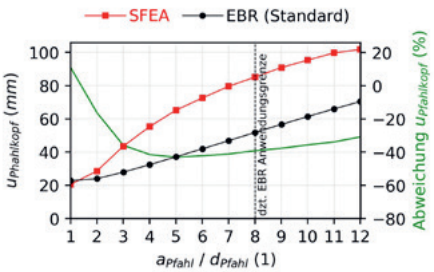


Abbildung 3-6: Setzungen (Pfahlkopf)

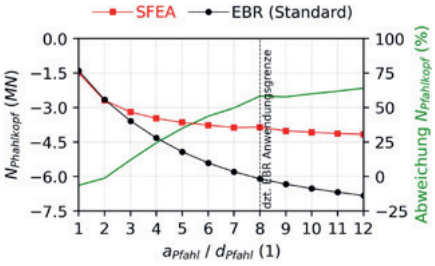


Abbildung 3-7: Normalkraft (Pfahlkopf)

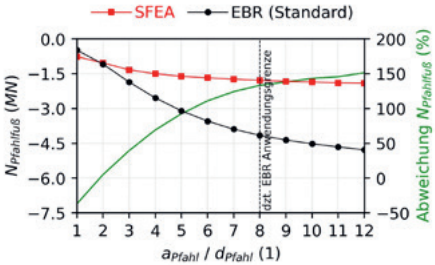


Abbildung 3-8: Normalkraft (Pfahlfuß)

Die ermittelten Werte zeigen deutlich auf, dass die Abbildung des räumlichen Tragverhalten von LS mittels EBR mit erheblichen Prognoseunsicherheiten einhergeht. Um das aufgezeigte Abweichungspotenzial wirksam zu begrenzen, ist die Durchführung von Vorstudien unter Berücksichtigung des abzubildenden Pfahlabstandes dringend anzuraten.

An dieser Stelle ist ergänzend zu erwähnen, dass erste Ergebnisse einer zeitgleich zur Hauptuntersuchung durchgeführten Parallelstudie darauf hindeuten, dass eine Erhöhung des Steifigkeitsmultiplikator-Exponenten in Gleichungen 4-5 zu einer wesentlich höheren EBR-Wiedergabetreue der Referenzlösungen über das gesamte Spektrum der untersuchten Pfahlabstände führt. Eine detaillierte Ausführung dieser Studien sind Teil aktueller Forschung und werden in absehbarer Zeit publiziert.

Zusammenfassung

Im Anschluss an eine theoretische Gegenüberstellung weitverbreiteter EBF mit dem kürzlich entwickelten EB-I werden ihre Anwendungsgrenzen anhand numerischer Studien untersucht. Der zuerst angestellte Vergleich des EB mit dem EB-I zeigt

deutlich auf, dass die diskretisierungsbedingte Bandbreite prognostizierter Verformungen mit dem EB-I erheblich reduziert wird. Diese Beobachtung erstreckt sich über das gesamten Lastneigungsspektrum aktiv belasteter Druckpfähle. Der zweite Teil der Untersuchungen zeigt, dass die Abbildung eines Pfahlrostes mittels EBR ab einem Pfahlabstand $a_{Pfahl} > 2 \cdot d_{Pfahl}$ mit nennenswerten Abweichungen von der dreidimensionalen Referenzlösung verbunden ist. Dies betrifft sowohl die berechneten Pfahlkopfverschiebungen als auch die berechneten Normalkräfte. Es wird daher empfohlen eine umfassende Kalibrierung der Steifigkeitsparameter des impliziten Interfaces im Vorfeld numerischer Berechnungen mit der EBR durchzuführen.

Literaturverzeichnis

[1] *Tschuchnigg, F.:* 3D Finite Element Modelling of Deep Foundations Employing an Embedded Pile Formulation, Technische Universität Graz, Dissertation, 2013.

[2] *Granitzer, A.; Tschuchnigg, F.; Summerer, W. et al.:* Errichtung eines Eisenbahntunnels in Deckelbauweise über dem Hauptsammler West der Stadt Stuttgart. In: Bauingenieur 96 (2021), Heft 05, S. 156-164. https://doi.org/ 10.37544/0005-6650-2021-05-40.

[3] *Schweiger, H.F.; Tschuchnigg, F.; Mosser, C. et al.:* Finite element modelling of reinforced slopes by means of embedded beam rows. In: ICSMGE 2017 - 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Unearth the Future, Connect Beyond, Seoul, Südkorea, 2017, S. 2199-2202.

[4] *Fabris, C.; Schweiger, H.F.; Pulko, B. et al.:* Numerical Simulation of a Ground Anchor Pull-out Test Monitored with Fiber Optic Sensors. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 147 (2021), Heft 2, S. 1-10. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002442.

[5] *Altenbach, H.:* Kontinuumsmechanik. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2018.

[6] *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik:* Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Ernst & Sohn, Berlin, op. 2014.

[7] *Witt, K.J. (Hrsg.):* Grundbau-Taschenbuch – Teil 1: Geotechnische Grundlagen. Ernst, Wilhelm & Sohn, Berlin, 2017.

[8] *van Langen, H.; Vermeer, P.A.:* Interface elements for singular plasticity points. In: International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 15 (1991), Heft 5, S. 301-315. https://doi.org/10.1002/nag.1610150502.

[9] *Tschuchnigg, F.; Schweiger, H.:* The embedded pile concept - Verification of an efficient tool for modelling complex deep foundations. *In:* Computers and Geotechnics (2015), Heft 63, S. 244-254.

[10] *Granitzer, A.-N.; Tschuchnigg, F.:* Practice-Oriented Validation of Embedded Beam Formulations in Geotechnical Engineering. *In:* Processes 9 (2021), Heft 10, S. 1739. https://doi.org/10.3390/pr9101739.

[11] *Schmüdderich, C.; Shahrabi, M.M.; Taiebat, M. et al.:* Strategies for numerical simulation of cast-in-place piles under axial loading. *In:* Computers and Geotechnics 125 (2020), S. 1-19. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103656.

[12] *Granitzer, A.; Tschuchnigg, F.:* On the Use of Embedded Beam Formulations for the Numerical Analysis of Deep Foundations. *In: Barla, M.; Di Donna, A.; Sterpi, D.* (Hrsg.): Challenges and Innovations in Geomechanics – Proceedings of the 16th International Conference of IACMAG - Volume 3. Springer International Publishing, Turin, 2022, (accepted).

[13] *Phillips, D.V.; Zienkiewicz, O.C.:* Finite Element Non-Linear Analysis of Concrete Structures. *In:* Proceedings of the Institution of Civil Engineers 61 (1976), Heft 1, S. 59-88. https://doi.org/10.1680/iicep.1976.3503.

[14] *Murray, D.E.; Balakrishnan, S.:* Finite element prediction of reinforced concrete behavior Ausgabe 1986.

[15] *Sadek, M.; Shahrour, I.*: A three dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials. *In:* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28 (2004), Heft 9, S. 931-946. https://doi.org/10.1002/nag.357.

[16] *Schanz, T.; Meier, J.:* Gestaltung, Validierung und Optimierung von Messprogrammen für geotechnische Aufgabenstellungen. *In:* Bautechnik 85 (2008), Heft 5, S. 307-316. https://doi.org/10.1002/bate.200810023.

[17] *Jürgens, H.; Henke, S.:* Entwicklung eines Python-Skripts zur Festigkeitsreduktion mit numerischen Methoden. *In:* geotechnik (2021), Heft 44, S. 248-259. https://doi.org/10.1002/gete.202100004.

[18] *Sluis, J.J.M.; Besseling, F.; Stuurwold, P.H.H.:* Modelling of a pile row in a 2D plane strain FE-analysis. *In: Hicks, M.A.* (Hrsg.): Numerical Methods in Geotechnical Engineering – Proceedings of the 8th European Conference on Numerical Methods, in Geotechnical Engineering, Delft, 2014, S. 277-282.

[19] *Witt, K.J. (Hrsg.):* Grundbau-Taschenbuch – Teil 3. Gründungen und geotechnische Bauwerke. Ernst, Berlin, 2018.

[20] *Engin, H.K.; Brinkgreve R; Septanika, E.G.:* Improved embedded beam elements for the modelling of piles. *In: Pande, G.N.; Pietruszczak, S.* (eds.): Numerical Models in Geomechanics – Proceedings of the 10th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. Taylor & Francis, Rhodes, 2007, pp. 475-480.

[21] *Smulders, C.M.; Hosseini, S.; Brinkgreve, R.:* Improved embedded beam with interaction surface. *In: Sigursteinsson, H.; Erlingsson, S.; Bessason, B.* (eds.): Proceedings of the 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. COC, Reykjavík, Iceland, 2019, pp. 1048-1055.

[22] *Turello, D.F.; Pinto, F.; Sánchez, P.J.:* Embedded beam element with interaction surface for lateral loading of piles. *In:* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 40 (2016), Heft 4, S. 568-582. https://doi.org/10.1002/nag.2416.

[23] *Oberkampf, W.L.; Trucano, T.G.; Hirsch, C.:* Verification, validation, and predictive capability in computational engineering and physics. *In:* Applied Mechanics Reviews 57 (2004), Heft 5, S. 345-384. https://doi.org/10.1115/1.1767847.

[24] *Abbas, Q.; Choi, W.; Kim, G. et al.:* Characterizing uplift load capacity of micropiles embedded in soil and rock considering inclined installation conditions. *In:* Computers and Geotechnics 132 (2021), S. 1-12. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103995.

[25] *Abbas, Q.; Kim, G.; Kim, I. et al.:* Lateral Load Behavior of Inclined Micropiles Installed in Soil and Rock Layers. *In:* International Journal of Geomechanics 21 (2021), Heft 6, S. 1-13. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002021.

[26] *Sommer, H.; Hambach, P.:* Großpfahlversuche im Ton für die Talbrücke Alzey. *In:* Bauingenieur 49 (1974), S. 310-317.

[27] *Bentley Systems:* PLAXIS Reference Manual – 3D - Connect Edition V21 Ausgabe 2021.

[28] *Favata, A.:* On the Kelvin Problem. *In:* Journal of Elasticity 109 (2012), Heft 2, S. 189-204. https://doi.org/10.1007/s10659-012-9375-4.

[29] *Sluis, J.J.M.:* Validation of Embedded Pile Row in PLAXIS 2D. the Netherlands, Delft, Delft University of Technology, Master's Thesis, 2012.

[30] *Krabbenhoft K, Lymain A V, Krabbenhoft J:* Optum G2 – Theory Ausgabe 2016.

[31] *Bentley Systems:* PLAXIS Reference Manual – 2D - Connect Edition V21 Ausgabe 2021.

[32] *ÖN EN 1992-1-1: 2015:* Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

[33] *Potts, D.M.; Zdravković, L.:* Finite element analysis in geotechnical engineering – Theory. Thomas Telford, London, 1999.

Numerische Untersuchungen zum Zeit-Setzungsverhalten von Gründungen im überkonsolidierten Ton

Aljoscha Ganal M.Sc., Universität Kassel

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das gemessene Langzeit-Setzungsverhalten des Messeturms im überkonsolidierten Frankfurter Ton mittels dreidimensionaler gekoppelter Strömungs-Verformungsberechnungen mit der FEM nachgerechnet. Die Anwendung des hypoplastischen Stoffmodells AVISA, dessen Parameter in Ödometer- und Triaxialversuchen an Tonproben bestimmt wurden, ergab eine gute Übereinstimmung zwischen Messungen und numerischer Simulation.

1 Einleitung

Das Langzeit-Verformungsverhalten von Flächengründungen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) im überkonsolidierten Ton steht im Fokus eines aktuell am Fachgebiet Geotechnik der Universität Kassel laufenden Forschungsvorhabens, wobei u.a. auf Langzeitmessungen an Gründungen in Frankfurt am Main, die teilweise über mehrere Jahrzehnte reichen, zurückgegriffen wird. Zudem werden Zentrifugenmodellversuche und gekoppelte Strömungs- und Verformungsberechnungen mit der Finite Elemente Methode durchgeführt, wobei das zeitabhängige Materialverhalten des Bodens mittels viskohypoplastischer Stoffmodelle abgebildet wird. Ziel des Vorhabens ist es, das Tragverhalten hochbelasteter Gründungen unter Wechselbeanspruchungen, die z.B. durch sich wiederholende Grundwasserabsenkungen oder durch Veränderungen der aufgehenden Konstruktion hervorgerufen werden, zu untersuchen und die Auswirkungen auf das Langzeitverhalten unter Berücksichtigung von Konsolidation und Kriechen qualitativ und quantitativ zu erfassen.

Gegenstand dieser Veröffentlichung ist die im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführte numerische Nachrechnung des umfangreich dokumentierten Last-Verformungsverhaltens des Messeturms in Frankfurt am Main (z.B. Sommer & Hoffmann 1991a, Sommer et al. 1991, Reul 2000). Reul & Randolph (2003) präsentieren die Ergebnisse einer detaillierten numerischen Nachrechnung der Messungen am Messeturm mit einem dreidimensionalen Finite-Elemente-Modell, bei dem das nichtlineare Materialverhalten des Bodens mit einem elastoplastischen Kappenmodell simuliert wurde, wobei zeitabhängige Effekte wie Konsolidierung und Kriechen jedoch nicht berücksichtigt wurden. Garcia et al. (2006) wendeten in ihrer Nachrechnung für den Messeturm das viskohypoplastische Materialmodell von Niemunis (2003) an, ohne jedoch Konsolidierungsprozesse zu berücksichtigen. Erste Erkenntnisse zum Einfluss von Konsolidation und Kriechen auf das Tragverhalten des Messeturms wurden unter Verwendung des viskohypoplastischen Stoffmodells nach Mašín (Mašín 2019a, 2019b) in Franzen und Reul (2022) veröffentlicht.

Im Rahmen dieses Beitrags wird nun das Stoffmodell AVISA (Tafili & Triantafyllidis 2020) verwendet, mit dem neben dem Kriechen auch Wiederbelastungszyklen realitätsnah abgebildet werden können, um die vorliegenden Messungen am Messeturm mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) durch dreidimensionale gekoppelte Strömungs-Verformungsberechnungen nachzuvollziehen. Basierend auf den Ergebnissen von aktuellen Ödometer- und Triaxialversuchen werden die Materialparameter des Frankfurter Tons für das AVISA-Modell hergeleitet und die Unterschiede zum viskohypoplastischen Modell nach Mašín herausgearbeitet.

2 Messeturm, Frankfurt am Main

Die KPP des 256 m hohen, von 1988 bis 1991 erbauten Messeturms besteht aus 64 Bohrpfählen und einer quadratischen Fundamentplatte mit einer Kantenlänge von 58,8 m. Die Länge der Pfähle

(Durchmesser d_p = 1,3 m) variiert von L_p = 26,9 m (äußerer Ring), L_p = 30,9 m (mittlerer Ring) bis L_p = 34,9 m (innerer Ring). Die Gründungssohle der 3 m bis 6 m dicken Fundamentplatte liegt 11 m bis 14 m tief unter der Geländeoberkante (Abbildung 1a). Die setzungsinduzierende Gebäudelast, deren zeitliche Entwicklung in Abbildung 7d dargestellt ist, beträgt $P = G_{Platte} + G + Q/3$ = 1860 MN.

Das Tragverhalten der Gründung wurde von der Bauzeit bis mehr als sieben Jahre nach Fertigstellung des Gebäudes durch geodätische und geotechnische Messungen überwacht. Die Positionen der geotechnischen Messgeber, nämlich 12 mit Kraftmessdosen bzw. Dehnungsmessgebern instrumentierte Pfähle, 13 Sohldruckgeber, ein Porenwasserdruckgeber und drei Sechsfach-Extensometer sind in Abbildung 1b im Grundriss der Fundamentplatte dargestellt

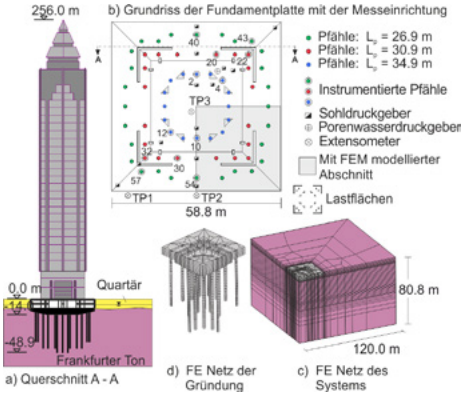


Abbildung 1: Messeturm Frankfurt

Für den Bau eines U-Bahn-Tunnels mit einer Station 47 m östlich des Messeturms musste das Grundwasser am Tunnel um mehr als 12 m abgesenkt werden (Sommer et al. 1991). Dies führte auch zu einer Grundwasserspiegeländerung in der Umgebung des Messeturms um ca. 10 m, wodurch der auf die Fundamentplatte wirkende Auftrieb sich um 287 MN verringerte. Während des Baus des U-Bahn-Tunnels und des Bahnhofs wurde die Grundwasserabsenkung für 2 Jahre ausgesetzt und 1994 bis Ende 1996 fortgesetzt. Abbildung 7e zeigt die zeitliche Entwicklung des Grundwasserspiegels.

Soweit nicht anders angegeben, wurden alle im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Messungen von Reul (2000) übernommen.

3 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse in Frankfurt am Main

Das zeitabhängige Last-Verformungsverhalten von Gründungen in der Frankfurter Innenstadt ist durch tertiäre Formationen geprägt, die aus den Hydrobienschichten (Frankfurter Ton), darunterliegend aus den Inflaten- und Cerithienschichten (Frankfurter Kalke) und der Cyrenenmergelgruppe gebildet werden. Der Frankfurter Ton besteht aus einer unregelmäßigen Abfolge von Tonen und Tonmergeln, unterschiedlich dicken Schluff- und Sandzwischenlagen (Hydrobiensande), sowie nicht horizontbeständigen (schwimmenden) Kalk- und Dolomitsteinbänken, die das Verformungsverhalten des Frankfurter Baugrundes punktuell beeinflussen (Katzenbach 1981). Die felsigen Frankfurter Kalke, bestehend aus Kalk- und Dolomitsteinbänken, Algenkalkriffen, mergeligen Kalksanden und Tonmergeln haben im Vergleich zum Frankfurter Ton eine sehr geringe Kompressibilität und sind für die Setzungen von untergeordneter Bedeutung. Eine umfassende Dokumentation und statistische Auswertung der am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt vorliegenden Laborversuche an Tonproben der Hydrobienschichten gibt Moormann (2002). Das Zeitsetzungsverhalten und insbesondere das Kriechverhalten stand bisher allerdings nicht im Fokus der Untersuchungen.

Das Grundwasser zirkuliert sowohl in den quartären Sanden und Kiesen als auch in den tertiären Sand- und Kalksteinbändern, während der tertiäre Ton praktisch undurchlässig ist. Aufgrund der heterogenen Schichtung des Frankfurter Tons und der stark variierenden Anteile von Sand- und Kalkbändern, die für die Entwässerung entscheidend sind, sind deshalb große standortspezifische Abweichungen zu berücksichtigen.

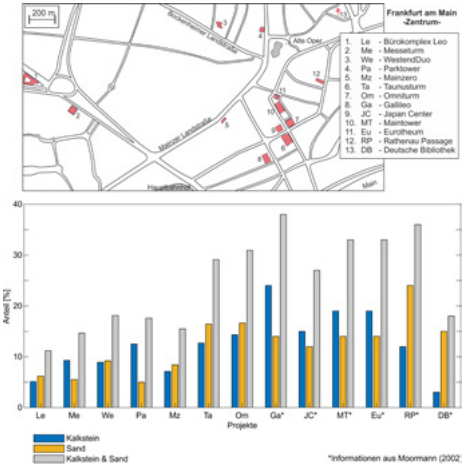


Abbildung 2: Anteil von Sand- und Kalksteinbänken verschiedener Projekte in Ffm.

Im Zuge dieser Arbeit wurden Bohrprofile mehrerer Projekte in Frankfurt mit bis zu 80 m Bohrstrecke in den Hydrobien ausgewertet und durch Daten von Moormann (2002) ergänzt. Die so ermittelten Anteile von Sand- und Kalksteinbänken an den Hydrobien sind in Abbildung 2 dargestellt.
Im Bereich des Messeturms besteht der Untergrund bis zu einer Tiefe von 10 m unter GOK aus Auffüllungen und quartären Sanden und Kiesen, an die sich der Frankfurter Ton bis zu einer Tiefe von mindestens 70 m unter GOK anschließt. Der Grundwasserspiegel liegt 4,5 m bis 5,0 m unter GOK.
Für den Standort Messeturm ergab die Auswertung von acht Bohrprofilen, mit Bohrstrecken in den Hydrobien zwischen 39 m und 63 m, Anteile von Sand- und Kalksteinbänken an den Hydrobien von rd. 5,4 % (Sand) bzw. 9,2 % (Kalkstein) und somit einen Gesamtanteil von 14,6 %. Damit ist deren Anteil im Vergleich zu anderen Projektstandorten eher gering. Allgemein ist ein sinkender Anteil von Sand- und Kalksteinbänken vom Stadtzentrum nach Norden und Westen zu erkennen.

4 Laborversuche

Im Zuge dieser Arbeit wurden 19 Ödometerversuche mit Kriechlaststufen und Belastungen bis σ_1 = 3100 kN/m² an Proben, die im Rahmen von aktuellen Bauvorhaben in Frankfurt am Main aus verschiedenen Tiefen entnommen wurden, durchgeführt, wobei ein Kompressionsindex von i. M. $C_c = \lambda = 0{,}108$ ermittelt wurde.

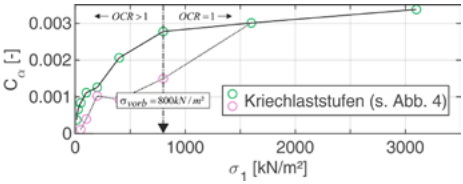


Abbildung 3: Ödometerversuch UP1-5: Verfahren nach Murayama & Shibita (1958)

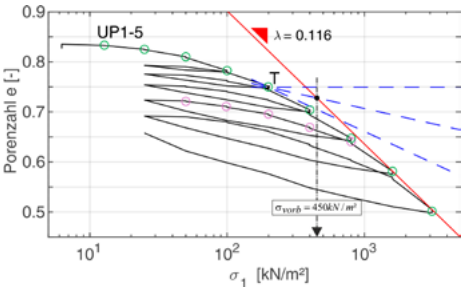


Abbildung 4: Ödometerversuch UP1-5: Verfahren nach Casagrande (1936)

Zur Bestimmung des Kriechindex C_α wurde das Verfahren nach Murayama und Shibata (1958) verwendet, das auf der Annahme beruht, dass C_α bei Erstbelastung (OCR =1) unabhängig von der Konsolidierungsspannung ist und mit zunehmendem Überkonsolidierungsverhältnis OCR kleiner wird, wodurch gleichzeitig die Vorbelastung und somit OCR bestimmt werden kann. Im C_α-Spannungs-Diagramm kann die Vorbelastung am Knick zum näherungsweise horizontalen Kurvenbereich abgelesen werden und ergibt sich zu σ_{vorb} = 800 kN/m² (Abbildung 3). Der Kriechindex C_α = 0,0032 wurde dann aus dem Mittelwert aller folgenden Laststufen mit OCR = 1 bestimmt. Dadurch ergibt sich nach Leinenkugel (1976) der Viskositätsindex I_v wie folgt:

$$I_v = \frac{C_\alpha}{\lambda} = 0{,}03 \qquad (1)$$

Die Betrachtung der 4. Wiederbelastungsschleife auf $\sigma' = 1600$ kN/m² (σ'_{vorb} = 800 kN/m² aus der vorangegangenen Belastungsschleife) zeigt

beim Wiedererreichen der Vorbelastung (OCR = 1) einen wesentlich kleineren Kriechindex als bei OCR = 1 zu erwarten war (Abbildung 3). Das lässt die Vermutung zu, dass das Verfahren nach Murayama und Shibata (1958) die Vorbelastungen leicht überschätzt. Für die Ermittlung der Überlagerungsspannung wird deshalb das Verfahren nach Casagrande (1936) verwendet.

Das Verfahren nach Casagrande (1936) liefert für Versuch UP1-5 eine Vorbelastung von σ_{vorb} = 450 kN/m² (Abbildung 4). Mit einer effektiven Spannung der aus 11m tiefe entnommenen Probe von σ'_v = 165 kN/m² kann die Überlagerungsspannung zu $\sigma'_{ü} = \sigma'_{vorb} - \sigma'_v$ = 285 kN/m² bestimmt werden. Die gemittelten Überlagerungsspannungen aller Versuche, welche eine große Streuung aufwiesen, ergeben sich zu 455 kN/m². Aus dem Mittelwert der ehemaligen Überlagerungsspannung $\sigma'_{ü}$ kann nun in Abhängigkeit von der derzeit wirkenden effektiven Vertikalspannung σ'_v das mittlere Überkonsolidierungsverhältnis OCR für den Frankfurter Ton wie folgt ermittelt werden.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vorb}}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_{ü}}{\sigma'_v} + 1 = \frac{455\text{kN/m}^2}{\sigma'_v} + 1 \qquad (2)$$

5 Finite Elemente Modell

Die numerische Untersuchung wurde mittels dreidimensionaler Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Programm Tochnog (Tochnog Professional Company 2020) durchgeführt. Mit gekoppelten Strömungs-Verformungsberechnungen werden sowohl die durch Konsolidationsprozesse als auch die aus dem Materialverhalten des Bodens resultierenden zeitabhängigen Verformungen modelliert. Das Finite-Elemente-Netz besteht aus 13650 hexaedrischen Elementen mit linearer Ansatzfunktion zwischen den Knoten.

Abbildung 1c zeigt das FE-Netz des Systems, in dem 1/4 des gesamten 3D-Problems unter Berücksichtigung der beiden Symmetrieebenen der Gründung simuliert wurde. Die Schichtgrenze zwischen dem Frankfurter Ton und dem Frankfurter Kalkstein, wurde mit 74,8 m unterhalb der Fundamentplatte angenommen und bildet die Unterkante des Modells. Das Eigengewicht des Bodens oberhalb des Fundaments wurde über eine Flächenlast berücksichtigt.

Abbildung 1d zeigt das Detail der KPP. Die Dicke der Fundamentplatte nimmt in drei Stufen vom Kernbereich (t_F = 6 m) bis zum Rand der Platte (t_F = 3,0 m) ab. Die runden Pfähle wurden durch quadratische Pfähle mit gleichem Umfang modelliert. Für die Modellierung der Kontaktzone zwischen Boden und den Großbohrpfählen wurden dünne Kontinuumselemente verwendet. Das Materialverhalten im Kontaktbereich wird somit durch das Materialverhalten des Bodens simuliert. Eine Diskussion des Einflusses der Netzverfeinerung auf die Ergebnisse der FEA von KPP findet sich in Reul & Randolph (2002).

Das Materialverhalten des Frankfurter Tons wurde mit dem viskohypoplastischen Modell AVISA (Tafili & Triantafyllidis 2020) modelliert, welches im Zuge dieser Arbeit anhand einer UMAT in das Programmsystem Tochnog integriert wurde. Die Bestimmung der relevanten Materialparameter für den Frankfurter Ton wird in Abschnitt 6 diskutiert. Die Pfähle und die Platte werden als linearelastisch mit den in Tabelle 1 zusammengefassten Materialparametern abgebildet.

In den Berechnungen wird die Gültigkeit des Darcy'schen Gesetzes sowie eine vollständige Sättigung der Poren (Sr = 1) und die Inkompressibilität des Porenwassers angenommen. Eine Entwässe-

	Wichte		E-Modul	Querdehnungszahl
	γ[kN/m³]	γ'[kN/m³]	E [MN/m²]	ν [-]
Pfähle	25	15	25000	0,20
Fundament	25	15	34000	0,20

Tabelle 1: Materialparameter der Pfähle und der Fundamentplatte

Berechnungsschritt		P [MN]	GW [mNN]	Δt [d]	Datum
1	In situ Spannungszustand	-	92,5	-	-
2	Start der GW Absenkung	-	92,5/90,9	17	26.06.88
3	Aushub auf 7,5 m unter GOK	-	90,9/89,0	22	13.07.88
4	Pfahlinstallation	-	89,9/86,1	32	04.08.88
5	Aushub auf 14,0 m unter GOK	-	86,1/83,4	52	05.09.88
6	Eigengewicht der Platte	410	83,4/83,0	12	29.10.88
7	Plattensteifigkeit	410	83,0	1	10.11.88
8	Belastung + GW Management	1860	83,0/92,4/ 83,0	998	11.11.88
9	W Management	1860	83,0/93,2/ 83,5/92,5	2681	06.08.91
10	Konsolidation + Kriechen	1860	92,5	14433	08.12.98
P	Gesamte setzungsinduzierende Last (GPlatte + G + Q/3)				
GW	Grundwasserspiegel				
Δt	Dauer des Vorgangs				
Datum	Beginn des Vorgangs				

Tabelle 2: Berechnungsschritte in der FE Berechnung

rung des Bodens wird unter der Fundamentplatte sowie an allen Modelloberflächen mit Ausnahme der Symmetrieachsen zugelassen. Alle Bauteile werden als undurchlässig angenommen.

Tabelle 2 fasst die schrittweise Modellierung des Bauabaufs zusammen. Die Herstelllung der Pfähle wurde "wished-in-place" modelliert, d.h. Veränderungen des Bodens in der Umgebung des Pfahls, die ggf. durch den Installationsprozess verursacht werden, wurden nicht berücksichtigt. Die setzungserzeugende Last der Konstruktion P = G + Q/3 = 1445 MN wurde auf der Platte im Bereich der Wände und Stützen aufgebracht (Abbildung 1b). Der Grundwasserspiegel wird durch ein definiertes hydraulisches Potential an den oben erwähnten Drainageflächen geregelt. Grundwasserstandsänderungen werden dann durch Veränderung des hydraulischen Potentials modelliert.

6 Modellierung des Bodens und Materialparameter des Frankfurter Tons

Um das zeitabhängige Materialverhalten sowie das Verhalten bei Wechselbeanspruchung zu modellieren, wird in dieser Arbeit das hypoplastische Stoffmodell AVISA (Tafili & Triantafyllidis 2020) verwendet, in dem die elastoplastische anisotrope intergranulare Dehnung (ISA) nach Fuentes et al. (2017) integriert ist. Damit berücksichtigt das Modell die Raten- und Zeitabhängigkeit von Ton sowie die inhärente Anisotropie unter monotoner und zyklischer Belastung. Das AVISA-Modell berücksichtigt 15 Parameter, wovon 4 für die transversale elastische Steifigkeit, 7 für die intergranulare Dehnung, 3 für den kritischen Zustand und einer für die Viskosität benötigt werden. Die tensorielle Grundgleichung ist wie folgt gegeben:

$$\dot{\sigma} = mE : \left(\underbrace{\dot{\varepsilon}}_{Linear} - \underbrace{y_h \dot{\varepsilon}^{hp}}_{hypoplastisch} - \underbrace{\dot{\varepsilon}^{vis}}_{viskos} \right) \tag{3}$$

mit dem transversalen hypoelastischen Steifigkeitstensor $\boldsymbol{E}$ und der Fließregel $\boldsymbol{m}$, welche beide spannungsabhängig sind. Die hypoplastische Dehnungsrate inkorporiert mit der Funktion Y die Porenzahlabhängigkeit:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{hp} = Y\|\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}\| \tag{4}$$

Die Implementierung der viskosen Dehnungsrate orientiert sich an dem von Niemunis (2003) vorgeschlagenem und auch von Mašín (2019a, 2019b) implementierten Konzept, kommt jedoch ohne eine Referenzdehnungsrate D_r aus und gewährleistet durch die Verwendung des Multiplikators $I_v \cdot \lambda$ zudem die Stabilität bei sehr kleinen I_v. Ebenso wie in den Formulierungen von Niemunis (2003) und Mašín (2019a, 2019b) wird die viskose Dehnung mit größer werdendem OCR schnell kleiner.

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vis} = I_v \lambda \left(\frac{1}{OCR}\right)^{\frac{1}{Iv}} \tag{5}$$

Durch die Implementierung der unabhängigen hypoplastischen Dehnungsrate (Gl. 2) können so auch bei großem OCR und verschwinden des viskosen Anteils, nichtlineare Verformungen abgebildet werden. Dem hingegen werden in der viskosen Formulierung nach Mašín (2019a, 2019b), die im Gegensatz zum AVISA-Model lediglich sieben Parameter benötigt, alle nichtlinearen Verformungen über die viskose Dehnungsrate gesteuert:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = f_s \boldsymbol{E} : \left(\underbrace{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}_{Linear} - \underbrace{m\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vis}}_{viskos} \right) = f_s \boldsymbol{E} : \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - D_r m \left(\frac{1}{OCR}\right)^{\frac{1}{I_v}} \right) \tag{6}$$

Dadurch verhalten sich Materialien mit hohen OCR-Werten nahezu linear und die exakte Erfassung zyklischer Belastung bereitet Schwierigkeiten. Am Beispiel der Nachrechnung des Ödometerversuchs UP1-5 ist das angesprochene Verhalten deutlich zu erkennen (Abbildung 5a). Dieses Problem wurde von Niemunis et al. (2009) aufgegriffen, die den viskosen Term modifizierten, um irreversibles Verhalten innerhalb der Zustandsgrenzfläche einzubeziehen.

Generell ist für die Kalibrierung von Stoffmodellen eine numerische Nachrechnung von Laborversuchen unerlässlich, um eventuelle Diskrepanzen zum realen Materialverhalten zu erkennen und durch Anpassung von Parametern zu korrigieren. So kann z. B. der Parameter für die Festlegung der Referenzisotache im Porenzahl-Spannungs-Raum, die max. Porenzahl e_{i0}, aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Frankfurter Tons und der einhergehenden langsamen Konsolidierung, nicht direkt am Versuch bzw. der „normal consolidation line" (NCL) bestimmt werden, da die Referenzisotache in AVISA über $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \infty$ bei OCR = 1 definiert ist.

Abbildung 5b zeigt die Nachrechnung von Versuch UP1-5 mit AVISA. Da ohne Anpassung von ei0 zunächst zu große Kriechverformungen zu erkennen waren, wurde die Berechnung der viskosen Dehnung nach Rücksprache mit den Entwicklern des AVISA-Modells in der UMAT angepasst. Dazu wurde das für die Bestimmung der viskosen Dehnung verwendete Zeitinkrement Δt durch $\ln(\Delta t)$ ersetzt, um das mit dem Logarithmus der Zeit abnehmende Kriechen zu berücksichtigen:

$$\Delta\varepsilon^{vis} = I_v \lambda \left(\frac{1}{OCR}\right)^{\frac{1}{Iv}} \ln(\Delta t) \tag{7}$$

Die so erzeugte Nachrechnung liefert eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen (Abbildung 5b). Es sei jedoch erwähnt, dass außerhalb dieser Arbeit bisher keine weiteren Untersuchungen mit dem modifizierten Ansatz von $\ln(\Delta t)$ durchgeführt worden sind. Nach der Initialisierung eines überkonsolidierten Zustandes (vgl. Abbildung 5), Verhält sich das Stoffmodell nach Mašín weicher als AVISA, wodurch zu große Setzungen hervorgerufen werden können.

Um die Auswirkung der erhöhten Steifigkeit der Kalkstein- und Sandbänder in der numerischen Berechnung zu erfassen wurde der in Abschnitt 4 angegebene Kompressionsindex von $\lambda = 0{,}108$ um eben diesen setzungsunempfindlichen Anteil von 14,6 % (vgl. Abschnitt 3) zu $\lambda = 0{,}092$ abgemindert. Aus dem aus der Nachrechnung von UP1-5 ermittelten Verhältniswert von $\lambda/\kappa = 3{,}7$ ergibt sich $\kappa = 0{,}0248$. Der Anteil der Kriechsetzungen wird automatisch durch die Modellformulierung mit Berücksichtigung von λ in (Gl. 5) angepasst.

Abbildung 6a stellt den mit Gl. 2 ermittelten Verlauf des Überkonsolidierungsverhältnisses über die Tiefe dem Ansatz von Franke et al. (1985) gegenüber.

Zusätzlich ist der in den numerischen Berechnungen verwendete Verlauf gegeben, welcher sich stark an dem Vorschlag von Franke et al. (1985) orientiert und dadurch auch die hohen OCR der Baugrunderkundung am Messeturm berücksichtigt.

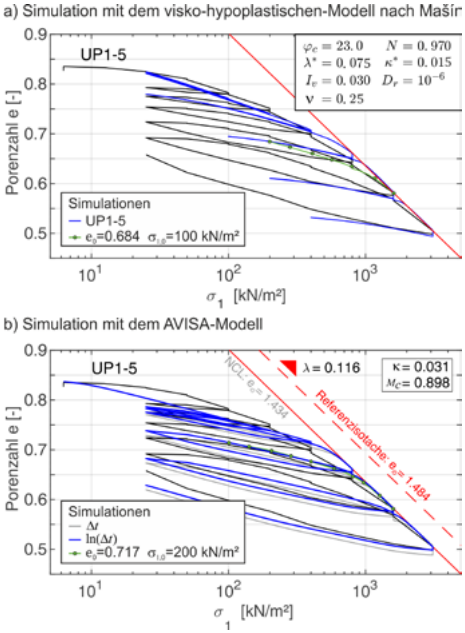


Abbildung 5: Numerische Simulation von Ödometerversuch UP1-5

Wie bereits erwähnt, ist die Referenzisotache in der Modellformulierung mit OCR = 1 definiert. Daher herrscht auf der NCL ein höhere Überkonsolidierungsverhältnis, welches durch die folgende Gleichung bestimmt werden kann:

$$OCR_{NCL} = e^{\left(\frac{e_{iNCL} - e_{i0}}{\lambda}\right)} = e^{\left(\frac{0{,}05}{0{,}116}\right)} = 1{,}54 \qquad (8)$$

Die an der NCL der Ödometerversuche bestimmten OCR müssen dann mit dem Faktor OCR_{NCL} multipliziert werden um eine identische Porenzahl bei der Initialisierung des Modells zu erhalten.

Für die Initialisierung der Horizontalspannung mittels dem Erdruhedruckbeiwert K_0 wurde der Ansatz von Mayne et al. (1982) verwendet (Gl. 9), welcher dem von Franke et al. (1985) vorgeschlagenen Verlauf nahe kommt (Abbildung 6b).

$$K_0 = (1 - sin\varphi_c) \cdot OCR^{(\sin\varphi_c)} \qquad (9)$$

Auf der Grundlage der Ergebnisse von Triaxialversuchen wird ein linear mit der Tiefe zunehmender kritischer Reibungswinkel verwendet (Franzen & Reul 2022). Alle anderen Parameter wurden an Rückrechnungen statischer sowie zyklischer CU Triaxialversuche durchgeführt.

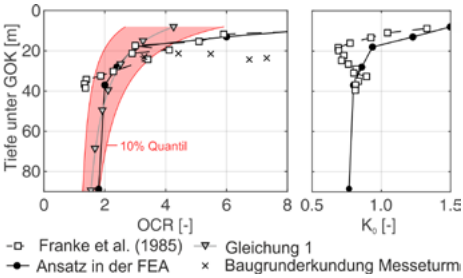


Abbildung 6: Tiefenprofile des OCR und des Erdruhedrucks

Die Materialparameter für das hypoplastische Modell AVISA Modell, die in den numerischen Simulationen für den Frankfurter Ton unter Berücksichtigung des Einfluss der Sand- und Kalksteinbänder auf die Gesamtsteifigkeit der Schicht angesetzt wurden, sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

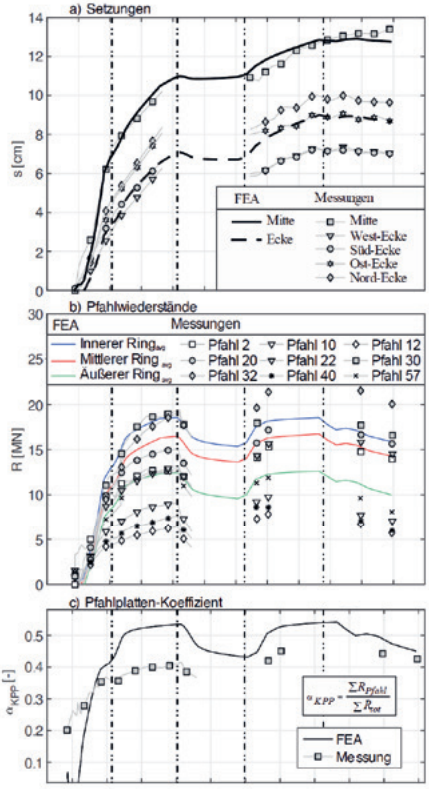
Nach Franzen und Reul (2022) erweist sich die Abbildung des heterogenen Frankfurter Tons mit seinen eingebetteten Kalk- und Sandbändern durch eine homogenen Aquifer mit einer äquivalenten Systemdurchlässigkeit als effiziente Strategie zur Modellierung von Konsolidierungseffekten. Aufgrund der Untersuchungen von Franzen & Reul (2022) wird im Zuge dieser Arbeit eine Systemdurchlässigkeit von $k_{sys} = 1{,}5 \cdot 10^{-10}$ m/s verwendet.

Parameter			
Wichte	γ	[kN/m³]	18,5
Wichte unter Auftrieb	γ'	[kN/m³]	8,5
Kompressionsindex	λ	[-]	0,092
Schwellindex	κ	[-]	0,0248
Querdehnungszahl	ν	[-]	0,0235
Anisotropiekoeffizient	α	[-]	1,5
Steigung der CSL	M_c	[-]	0,797+0,0057·z
Max. Porenzahl bei p_{ref} = 1kn/m²	e_{i0}	[-]	1,484
Lastflächenfaktor	f_{b0}	[-]	0,1
Viskositätsindex	I_V	[-]	0,03
Viskositätsexponent	n_{OCR}	[-]	0,4
Intergranulare Dehnung IS: m_R=2,5 ; R = 1,8·10⁻⁴;β_0 = 0,1; χ_0 = 5; χ_{max} = 5; C_a = 0,001			
z	Tiefe unter Geländeoberkante [m]		

Tabelle 3: Materialparameter des Stoffmodells AVISA für den in der FEA verwendeten Frankfurter Ton

7 Vergleich der In-situ Messungen und der numerischen Simulationen

In Abbildung 7 werden die gemessenen Setzungen, die Pfahlwiderstände und die Pfahlplatten-Koeffizienten mit den Ergebnissen der numerische Simulation verglichen. Zusätzlich sind die zeitliche Entwicklung der Gebäudelast und des Grundwasserspiegels dargestellt. Aufgrund der Grundwasserabsenkung für den U-Bahntunnel (vgl. Abschnitt 2) nordöstlich des Messeturms sind die Setzungen an der Nord- und Ostecke etwas höher als an der Süd- und Westecke (Abbildung 7a). Dieser Einfluss ist auch in Abbildung 8 sichtbar, wo die Setzungen in einem in Ost-West-Richtung verlaufenden Schnitt aufgetragen sind. Da das Finite-Elemente-Netz auf 1/4 des Fundaments beschränkt ist, wird dieser räumliche Effekt in der Berechnung voraussetzungsgemäß nicht erfasst.



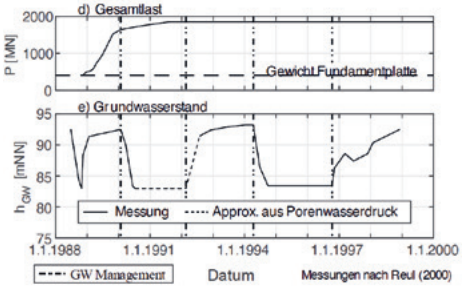


Abbildung 7: Veränderung der Setzungen, der Pfahlwiderstände, des Pfahlplatten-Koeffizienten, der Belastung und des Grundwasserspiegels mit der Zeit.

Die Veränderungen des Grundwasserspiegels und die daraus resultierenden Auftriebsänderungen auf die Platte führten zu Veränderungen der Pfahlwiderstände von bis zu 3 MN (Abbildung 7b). Eine Grundwasserabsenkung geht mit einer Erhöhung der Pfahlwiderstände und ein Grundwasseranstieg mit einer Verringerung der Pfahlwiderstände einher. Dieses Verhalten wird mit der numerischen Berechnung prinzipiell erfasst, lediglich der weitere Anstieg der Pfahllasten bei erneuter Absenkung wird nicht wiedergegeben.

Der in Abbildung 7c dargestellte Pfahlplatten-Koeffizient beschreibt das Verhältnis der Summe aller Pfahlwiderstände ΣR_{Pfahl} zum Gesamtwiderstand des Fundaments R_{tot}.Für den Pfahlplatten-Koeffizienten ergibt die Finite-Elemente Berechnung α_{KPP} = 0,54 (Grundwasserabsenkung) bzw. α_{KPP} = 0,43 (natürlicher Grundwasserspiegel). Der größere Wert von α_{KPP} in der Berechnung zeigt, dass im Vergleich zur Messung ein größerer Lastanteil über die Pfähle abgetragen wird. Dies ist auch in Abbildung 9 zu erkennen, welche für die Pfähle des äußeren Pfahlrings (L_p = 26,9 m), den mittleren Pfahlrings (L_p = 30,9 m) und den inneren Pfahlrings (L_p = 34,9 m) jeweils den gemittelten Pfahlkraftverlauf entlang des Pfahlschafts zu drei verschiedenen Zeitpunkten zeigt.

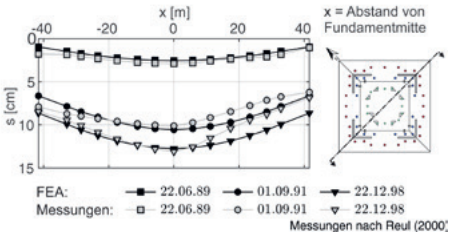


Abbildung 8: Setzungsverteilung im Schnitt der Fundamentplatte

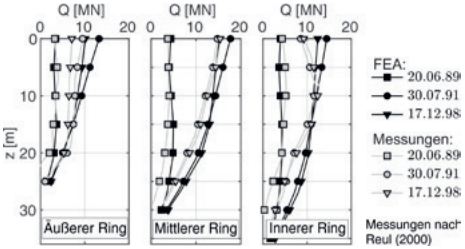


Abbildung 9: Pfahlkraftverlauf entlang des Pfahlschafts

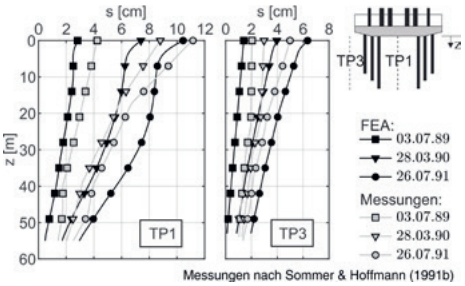


Abbildung 10: Setzungsprofile an den Extensometern TP1 und TP3

Der in Abbildung 10 dargestellte Vergleich der gemessenen und berechneten Setzungsprofile an den Extensometern TP1 und TP3 (Abbildung 1b) zeigt für beide Messstellen eine angemessene Übereinstimmung.

Abbildung 11 vergleicht den zeitlichen Verlauf der Setzungen an Fundamentmitte für die in Abschnitt 4 beschriebene Modifikation des AVISA-Modells im Hinblick auf das für die Bestimmung der viskosen Dehnung verwendete Zeitinkrement Δt durch $\ln(\Delta t)$. Dabei wird deutlich, dass die vorgenommene Änderung zur Berechnung der viskosen Dehnung insbesondere während der reinen Kriechphase nach Beendigung der zweiten Grundwasserabsenkung ab 1999 den Setzungszuwachs signifikant

reduziert. Die ebenfalls in Abbildung 11 dargestellte Variation der Durchlässigkeit für das modifizierte AVISA-Modell liefert wie schon bei Franzen und Reul (2022) plausible Ergebnisse für Systemdurchläsigkeiten zwischen $k_{system} = 1{,}0 \cdot 10^{-10}$ m/s bis $k_{system} = 2{,}0 \cdot 10^{-10}$ m/s.

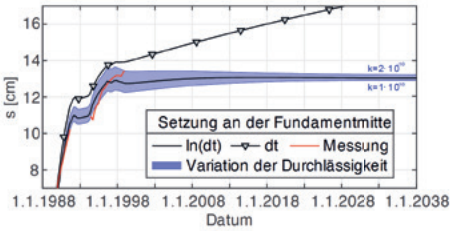


Abbildung 11: Zeitliche Entwicklung der der Setzungen für verschiedene Berechnungsvarianten.

8 Fazit

Mit dem hypoplastischen Stoffmodell AVISA (Tafili & Triantafyllidis 2020), wurde in dreidimensionalen gekoppelten Strömungs-Verformungsberechnungen gute Übereinstimmungen mit dem gemessenen Tragverhalten des Messeturms in Frankfurt am Main erzielt. Dabei konnte der von Franzen und Reul (2022) vorgeschlagene Ansatz zur Bestimmung einer Systemdurchlässigkeit für den Frankfurter Ton validiert werden. Die aus Laborversuchen an Tonproben ermittelten Steifigkeitsparameter λ und κ des AVISA Modells wurden unter Berücksichtigung des standortspezifischen Anteils der Kalkstein- und Sandbänke abgemindert, um realistische Systemsteifigkeiten zu erhalten.

In der nächsten Phase des Forschungsvorhabens werden die Langzeitmessungen weiterer Projekte ausgewertet und Zentrifugenmodellversuche durchgeführt. Mit dem durch Nachrechnung der Messergebnisse kalibrierten und verifizierten AVISA Modells werden dann numerische Parameterstudien zum Langzeittragverhalten von Gründungen durchgeführt.

Danksagung

Der Autor bedankt sich bei der CDM Smith Consult GmbH, der Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH und der Prof. Quick und Kollegen Ingenieure und Geologen GmbH für die Bereitstellung von Proben aus dem Frankfurter Ton für die Laboruntersuchungen. Die historischen Daten der Baugrunderkundung Messeturm (Laboruntersuchungen und Bohrprotokolle) wurden ebenso wie die Bohrprotokolle der anderen ausgewerteten Projekte von CDM Smith Consult GmbH zur Verfügung gestellt. Die UMAT für das AVISA-Modell wurde von Frau Dr. Tafili (Ruhr-Universität Bochum) zur Verfügung gestellt.

Das Forschungsprojekt wird gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) – RE 3881/4-1.

Literaturverzeichnis

Casagrande, A. (1936). *Discussion of "The determination of the pre-consolidation load and its practical significance"*. Proceedings of the first international conference on soil mechanic and foundation engineering. Vol. III, S. 60 – 64.

Franke E., Mader H., Schetelig K., & Schneewolf T. (1985). *Anisotropie des Eigenspannungszustandes der wechsellagernden Locker- und festgesteinsschichten des Frankfurter Raumes*. In: Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen, 399-416, Springer-Verlag.

Franzen A., Reul O. (2022). *Numerical investigation of the long-term settlement behaviour of piled rafts in overconsolidated clay.* Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney 2022.

Fuentes W., Tafili M., Triantafyllidis T. (2017).

An ISA-plasticity-based model for viscous and non-viscous clays. Acta Geotechnica, month 4, 1-20.

Garcia F., Lizcano A., Reul O. (2006). *Numerical modelling of the case history of a piled raft with a viscohypoplastic model*. In: Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Enviroment – Triantafyllidis (ed), 265-271, Taylor & Francis Group, London, ISBN: 0415397480.

Katzenbach R. (1981). *Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 24.

Leinenkugel H. (1976). *Deformation and strength behaviour of cohesive soils experiments and their physical meaning*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 66.

Mašín D. (2019a). *Hypoplastic Model for Clay*. In: Modelling of Soil Behaviour with Hypoplasticity, 103-117, Springer.

Mašín D. (2019b). *Advanced Modelling Approaches*. In: Modelling of Soil Behaviour with Hypoplasticity, 132-142, Springer-Verlag.

Mayne P. W., Kulhawy F. H. (1982): *K0-OCR Relationships in soil*. In: Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 108, No. GT6, Seite 851-872.

Moormann C. (2002). *Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion*. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59.

Murayama S., Shibata T. (1958). *On the rheological characters of clay*. Kyoto University. Disaster Prevention Research Institute, Heft 26.

Niemunis A. (2003). *Extended hypoplastik models for soils*. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Bochum, Band 34.

Niemunis A., Grandas-Tavera C.E., Prada-Sarmiento L.F. (2009). *Anisotropic visco-hypoplasticity*. Acta Geotechnica 4, 293-314.

Reul O. (2000). *In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung*. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der technischen Universität Darmstadt, Heft 53.

Reul O., Randolph M.F. 2002. *Study of the influence of finite element mesh refinement on the calculated bearing behaviour of a piled raft*. Proc. 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, 259-264.

Reul O. and Randolph M.F. 2003. *Piled rafts in overconsolidated clay – Comparison of in-situ measurements and numerical analyses*. Géotechnique, 53, No. 3, 301-315.

Sommer H., Hoffmann H. (1991a). *Load-settlement behaviour of the Fairtower (Messeturm) in Frankfurt/Main*. Proc. 4th International Conference on Ground Movements and Structures, 612-627, London: Pentech Press.

Sommer H., Hoffmann H. (1991b). Last-Verformungsverhalten des Messeturmes Frankfurt/Main. Festkolloquium 20 Jahre Grundbauinstitut Prof. Dr.-Ing. H. Sommer und Partner, 63-71

Sommer H., Tamaro G., DeBeneditis C. (1991). *Messeturm, foundations for the tallest building in Europe*. Proc. 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, 139-145, Rotterdam: Balkema.

Tafili M., Triantafyllidis T. (2020). *AVISA: anisotropic visco-ISA model and its performance at cyclic loading*. Acta Geotech. 15, 2395–2413.

Tochnog Professional Company 2022. TOCHNOG PROFESSIONAL - User's manual. https://www.tochnogprofessional.nl, Last access on Feb. 7th 2022.

Untersuchungen zur Ableitung maßgebender Schnitte aus dem BIM-Fachmodell Baugrund

Johannes Beck M.Eng., Helmut-Schmidt-Universität, Hamburg

In diesem Beitrag wird ein Verfahren vorgestellt, mit dem aus einem attribuierten, räumlichen Baugrundmodell (BIM-Fachmodell Baugrund) für die geotechnische Berechnung maßgebende Schnitte und/oder Profile abgeleitet werden können. Maßgebende Schnitte werden als „Vertikale Baugrundprofile, welche die ungünstigste Geometrie des angenommenen Baugrunds zeigen" definiert, wobei sich ungünstig in Anlehnung an DIN 4020 auf die Berechnung geotechnischer Anlagen bezieht. Auf Grundlage vorgenannter Definition werden Eigenschaften maßgebender Schnitte und vielfältige Einflussfaktoren auf deren Lage identifiziert. Die vorgestellte Methodik basiert auf einer automatisierten, variantenbasierten Vorbemessung. Neben der Variation des Ortes werden abhängig von der Konstruktion und des Projektwissens weitere Parameter variiert, um den sich aus der Definition ergebenden Anforderungen an maßgebende Schnitte gerecht zu werden. Das Verfahren wird an einem Beispielprojekt erprobt, bei dem ein Verbau bei gegebenem BIM-Fachmodell Baugrund unter Berücksichtigung weiterer Randbedingungen geplant werden soll. Die Implementierung erfolgt in einer BIM-Autorensoftware, welche die Erweiterung der Funktionalität durch eigene Skripte ermöglicht. Im Ergebnis zeigt sich, dass eine Ableitung von maßgebenden Schnitten, welche dann zu Berechnungsmodellen des Baugrunds interpretiert werden können, aus dem BIM-Fachmodell Baugrund grundsätzlich möglich ist. Einschränkend sind jedoch die Vielzahl an Variablen, die bekannt sein müssen oder angenommen werden müssen, sowie die mangelnde Standardisierung für die allgemeingültige Automatisierung zu nennen. Die Methode ist ein belastbares Hilfsmittel bei der Erstellung von Berechnungsmodellen des Baugrunds und unterstützt bei der Identifikation sensitiver Parameter.

1 Einleitung

Gemäß DIN 4020 schuldet der Geotechnische Sachverständige Berechnungsmodelle des Baugrunds als Teil des Geotechnischen Berichts. Während grundlegende Eigenschaften dieser Berechnungsmodelle normativ festgelegt sind, ist die Art und Weise zur Ermittlung dieser frei. In der Praxis werden die Berechnungsmodelle häufig als „Bemessungsprofile" oder „Bemessungsschnitte" bereitgestellt, die der Geotechnische Sachverständige basierend auf Baugrundaufschlüssen, Erfahrungswerten und Unsicherheitszuschlägen abschätzt. Bei diesem von Erfahrung und Fachkenntnis des Geotechnischen Sachverständigen geprägten Vorgehen werden viele bemessungsrelevante Faktoren vernachlässigt. Eine belastbare Dokumentation ist schwierig und es kann nicht abschließend für jedes Bemessungsprofil geprüft werden, ob die Anforderungen der DIN 4020 erfüllt werden. Daher wird häufig ein bewusst als sehr ungünstig eingeschätztes Profil für die Berechnung gewählt, welches dem Wunsch nach wirtschaftlichem Bauen entgegensteht.

Um diesen Schwierigkeiten zu begegnen, werden nachfolgend grundlegende Untersuchungen angestellt, ob und wie sich für die geotechnische Berechnung maßgebende Schnitte aus räumlichen Modellen ableiten lassen. Räumliche Baugrund- und Gebäudemodelle stehen vermehrt zur Verfügung, da die Methodik des Building Information Modeling (BIM) zunehmend Einzug in die geotechnische Praxis findet und diese auf mit Informationen angereicherten, räumlichen Modellen fußt.

Ausgehend von einer Betrachtung der Begrifflichkeiten, werden die Eigenschaften maßgebender Schnitte erarbeitet. Aufbauend wird eine Methodik entwickelt, mit der die maßgebenden Schnitte weitgehend automatisiert aus dem BIM-Fachmodell Baugrund abgeleitet werden können. Die vorge-

schlagene Methodik wird implementiert und am Beispiel einer geplanten Baugrube werden Potentiale und Grenzen erörtert und abschließend bewertet.

2 Grundlagen und terminologische Betrachtung

2.1 Das BIM-Fachmodell Baugrund

Unter einem Fachmodell ist nach VDI 2552 – Blatt 2 ein „disziplin- bzw. gewerkespezifisches Modell einzelner Beteiligter an einem Bauwerk" zu verstehen. Der Definition von Molzahn et al. (2021b) folgend, ist das Fachmodell Baugrund die Gesamtheit sämtlicher Fachobjekte und Fachdaten, die den Baugrund beschreiben. Molzahn et al. (2021b) arbeiten heraus, dass das Fachmodell als Ergänzung des geotechnischen Berichts nach DIN 4020 zu verstehen ist. Es sollte nicht im Widerspruch zu diesem stehen. Das Fachmodell Baugrund beinhaltet unter anderem Informationen zu Aufschlüssen, Schichtverläufen, Baugrundkennwerten und den Grundwasserverhältnissen. Der Aufbau ist in Molzahn et al. (2021b) und Beck & Henke (2021) genauer beleuchtet. Das Fachmodell Baugrund wird vom Sachverständigen für Geotechnik erstellt und zeigt die von Ihm als am wahrscheinlichsten angesehene Baugrundgeometrie.

2.2 Berechnungsmodelle nach DIN 4020

Gemäß DIN 4020 sind bei der Auswertung und Beurteilung der Untersuchungsergebnisse im Geotechnischen Bericht neben charakteristischen Werte für geotechnische Kenngrößen insbesondere auch geometrische Berechnungsmodelle des Baugrunds zu definieren. Dabei sind vereinfachte Annahmen über den Schichtenaufbau und -verlauf sowie zur Raumstellung von Diskontinuitäten zu treffen. Weiter ist angeführt, dass *„[j]e nach den Baugrundverhältnissen, der geologischen Situation sowie Art und Größe der baulichen Anlage […] ein oder mehrere Baugrundprofile als Berechnungsprofile zu entwickeln [sind]."*

Die DIN 4020 führt weiter aus, dass bei der Entwicklung dieser Profile *„alle für die Nachweise maßgebenden Gegebenheiten des Baugrunds […] in der jeweils zu erwartenden ungünstigsten Geometrie zu berücksichtigen [sind]"*. Zudem wird angemerkt, dass gegebenenfalls in Abhängigkeit der zu führenden Berechnung bei denselben Baugrundverhältnissen unterschiedliche Berechnungsprofile, im Sprachgebrauch auch Bemessungsprofile genannt, erarbeitet werden müssen.

Es ist nicht weiter spezifiziert, ob ein Baugrundprofil ein-, anderthalb- oder zweidimensional ist. Die Maßgabe in DIN EN 1997-1, dass die Bewertung von geotechnischen Befunden bei Bedeutung *„Profilschnitte des Untergrunds, die die Unterschiedlichkeit der verschiedenen Formationen zeigen"* enthalten soll, legt die Interpretation der Forderung eines zweidimensionalen Baugrundprofils jedoch nahe.

Nach Einschätzung von Heeling (2011) sind in Geotechnischen Berichten häufig unzureichende oder keine Schnitte und stattdessen Einzeldarstellung von Aufschlüssen enthalten. Eine anzutreffende Variante ist die Festlegung von 1D-Bemessungsprofilen mit Gültigkeitsbereich. Als Konsequenz ergeben sich Berechnungsmodelle mit ausschließlich horizontaler Baugrundschichtung. Werden 2D-Schnitte als Berechnungsmodell erstellt, sind diese zumeist das Interpretationsergebnis höhengerechter Projektionen von Aufschlüssen auf eine Zeichenebene. Das resultierende räumliche Baugrundmodell beinhaltet damit systemimmanente geometrische Annahmen, Vereinfachungen und Fehler, welche maßgeblich von der Baugrundgeometrie und der Expertise des Modellierenden abhängen. Wenngleich sinnvolle geologische Längsschnitte mit wissensbasierten, nachträglichen Anpassungen zur „ungünstigen Seite" hin einen Mehrwehrt bieten, erfüllen sie nicht zwingend die oben genannten Anforderungen an Berechnungsmodelle.

2.3 Maßgebende Schnitte

Die Bezeichnung „maßgebender Schnitt" wird im geotechnischen Sprachgebrauch regelmäßig verwendet, z. B. in Weissenberger et al. (2018), ist jedoch nicht normativ geregelt. Aus dem Kontext ergibt sich, dass diese Schnitte für die Nachweisführung verwendet werden und sich folglich das „maßgebend" auf die Anforderungen der Nachweise bezieht.

Um ein einheitliches Verständnis im Rahmen dieses Beitrags zu schaffen, werden maßgebende Schnitte wie folgt definiert:

„Vertikale Baugrundprofile, welche die ungünstigste Geometrie des angenommenen Baugrunds zeigen"

Das „ungünstig" bezieht sich in DIN 4020 auf die Berechnung von geotechnischen Anlagen. Für die Bewertung können grundsätzlich auch abweichende Kriterien, wie Kosten oder Nachhaltigkeitsbetrachtungen, gewählt werden. Der Fokus in diesem Beitrag liegt auf der Berechnung. Die Methoden werden aber so entwickelt, dass weitere Kriterien zur Lagebestimmung maßgebender Schnitte ergänzt werden können.

3 Eigenschaften maßgebender Schnitte

Die gewählte Definition grenzt sich von den Berechnungsmodellen der DIN 4020 dadurch ab, dass bei maßgebenden Schnitten keine geometrische Interpretation, die über das Fachmodell Baugrund und damit der als am wahrscheinlichsten angenommenen Baugrundgeometrie hinausgeht, einfließt. Soll aus einem maßgebenden Schnitt ein Berechnungsmodell abgeleitet werden, so obliegt es dem Sachverständigen für Geotechnik zu entscheiden, ob dieser direkt als solches verwendet werden darf, oder ob er Vereinfachungen, Interpretationen, Einschränkungen und/oder sonstige Anpassungen einarbeiten möchte. Demnach bilden die maßgebenden Schnitte eine belastbare Grundlage für die Ableitung der Berechnungsmodelle. Für fast alle Projekte existieren analog zu den Berechnungsmodellen mehrere maßgebende Schnitte. Die zweidimensionale Darstellung des Bereichs der ungünstigsten Geometrie beinhaltet stets den Ort im Koordinatensystem, an dem sich die Baugrundgeometrie am ungünstigsten auf den zu führenden Nachweis auswirkt.

Somit verfügen maßgebende Schnitte über dieselben grundlegenden Eigenschaften wie Berechnungsprofile nach DIN 4020. Tabelle 3-1 zeigt eine Auswahl an sich aus der Definition ergebenden Einflussfaktoren auf die Lage der maßgebenden Schnitte. Projektspezifisch sind weitere Faktoren denkbar, wie beispielsweise Bauverfahren und Bauablauf, die auch durch den Ausführenden mitbestimmt werden können.

Gruppe von Einflussfaktoren	Baugrundverhältnisse	Projektspezifische Randbedingungen	Geotechnische Anlage
Festlegung durch	Bestand + Geotechnischer Sachverständiger	Bestand + Bauherr	Fachplaner Geotechnik
Ausgewählte Einflussfaktoren	Vorhandene Geologie, Interpretation von Aufschlüssen, Ermittlung von charakteristischen Bodenkennwerten und deren Gültigkeitsbereich	Art, Größe, Lagebeschränkungen des zu errichtenden Bauwerks, Lasten aus Bestandsbebauung, Behördliche Vorgaben	Art der geotechnischen Konstruktion, Konstruktive Durchbildung, Berechnungsverfahren, Vereinfachungen in der Berechnungsmodellbildung

Tabelle 3-1: Ausgewählte Einflussfaktoren auf die Lage der maßgebenden Schnitte

Aus der Baugrundabhängigkeit der Lage der maßgebenden Schnitte ergibt sich, dass bei zeitabhängigen Veränderungen bemessungsrelevanter Eigenschaften, beispielsweise infolge Konsolidierungsvorgängen oder Grundwasserpegeländerungen, eine Verschiebung der maßgebenden Schnitte resultieren kann.

Während die Ermittlung maßgebender Schnitte durch den Sachverständigen für Geotechnik erfolgt, sind nicht alle für die Lagebestimmung relevanten Parameter durch ihn ermittelbar oder bestimmbar. Sofern diese Parameter nicht von den anderen Projektbeteiligten bereitgestellt werden können, sind diesbezüglich sinnvolle Annahmen zu treffen.

Aus dem Verständnis von Berechnungsmodellen mit den einhergehenden Anforderungen und der Eigenheit des Berechnungsmodells Baugrunds, dass es als Grundlage für die Berechnung der geotechnischen Anlage dienen soll, ergibt sich eine zirkuläre Problemstellung: Die Berechnung ist abhängig vom maßgebenden Schnitt, allerdings ist die Bewertung der Maßgeblichkeit abhängig von der Berechnung.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Bestimmung der maßgebenden Schnitte nur für einen bestimmten Parametersatz, der teils aus Annahmen bestehen muss, exakt erfolgen kann. Bisherige Überlegungen betrafen global, also für den gesamten betrachteten Modellbereich, maßgebende Schnitte. Lokal begrenzte Berechnungsmodelle und damit lokale maßgebende Schnitte sind insbesondere bei großen Modellbereichen oder großer Inhomogenität entscheidend für eine wirtschaftlichen, geotechnischen Entwurf. Die Eigenschaften lokaler, maßgebender Schnitte entsprechen grundsätzlich den bisher identifizierten Eigenschaften. Die Festlegung der Teilbereiche, für die maßgebende Schnitte bestimmt werden sollen, erfolgt projektspezifisch und auf kann analog mit der nachfolgend vorgestellten Methodik basierend auf den Berechnungsergebnissen für die global maßgebenden Schnitte erfolgen.

4 Methodik zur Ableitung maßgebender Schnitte aus dem Fachmodell Baugrund

Basierend auf den vorausgegangenen Definitionen und Betrachtung der Eigenschaften wird nachfolgend eine Methodik zur Ableitung maßgebender Schnitte aus dem BIM-Fachmodell Baugrund vorgestellt.

Die Ableitung zweidimensionaler Pläne, also auch von Schnitten, aus einem BIM-Modell ist ein Standard-Anwendungsfall, siehe BIM4INFRA (2018). Der Masterplan BIM Bundesfernstraßen BMVI (2021) fordert, dass *„[z]ur Sicherstellung der Datenkonsistenz die Ableitung eines geologischen Längsschnitts auf Grundlage des Baugrundmodells zu erfolgten [hat]“*. Der Arbeitskreis Digitalisierung der DGGT definiert in Molzahn et al. (2021a) die Ableitung geologischer Schnitte als eigenen Anwendungsfall und fordert, dass die Schnittableitung nur in Abstimmung mit dem Sachverständigen für Geotechnik durchgeführt werden darf. Die Herausforderung bei der Ableitung der maßgebenden Schnitte beruht somit vorrangig auf der Problematik der Lagebestimmung.

Abhängig vom zu führenden Nachweis und den gegebenen Randbedingungen kann es genügen, nur ausgewählte Geometrien und Parameter zu bewerten, um die Lage eines maßgebenden Schnitts zu identifizieren. Wenn beispielsweise der Nachweis der maximal zulässigen Setzung geführt werden soll, kann es bei einer maßgebend setzungsrelevanten Schicht genügen, nur deren maximale Dicke zu ermitteln. Derartige Ein- und Abschätzungen bilden häufig die Grundlage für die Angabe von Berechnungsmodellen / Bemessungsprofilen in der Praxis. Die hier vorgestellte Methode soll skalierbar und allgemeingültig sein, also möglichst sämtliche Randbedingungen in der Bewertung abbilden können. Folglich werden die zur Bewertung der Maßgeblichkeit erforderlichen Nachweise geführt. Neben dem Primärresultat der Lage des Ortes mit der ungünstigsten Baugrundgeometrie ergeben sich Sekundärresultate, welche zu zusätzlichem Erkenntnisgewinn führen können. Abbildung 4-1

zeigt den entwickelten Workflow zur automatisierten Ableitung maßgebender Schnitte.

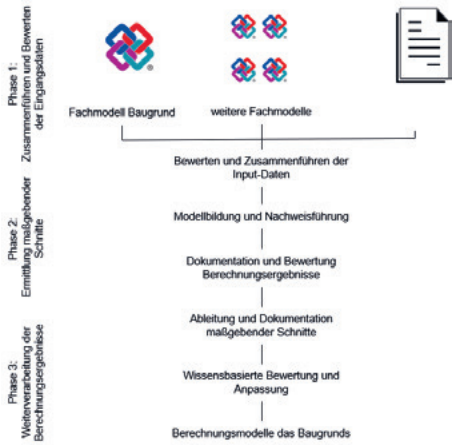


Abbildung 4-1: Schematischer Workflow zur Ableitung der maßgebenden Schnitte

Im ersten Schritt werden die Eingangsparameter für den Workflow bestimmt. Dies sind das Fachmodell Baugrund und Festlegungen von sämtlichen Parametern bzw. Parameterbereichen, die zusätzlich die Lage des maßgebenden Schnitts beeinflussen. Darunter fallen auch die zu führenden Nachweise, die eine Maßgeblichkeit hervorrufen können, beziehungsweise Parameter, aus denen sich diese Nachweise ableiten lassen. Basierend auf den Randbedingungen wird ein Untersuchungsprogramm festgelegt. In diesem wird definiert, an welchen Positionen die Bewertung der Maßgeblichkeit vorgenommen wird, woraus sich die Genauigkeit der Lagebestimmung ergibt. Die Positionsdefinition ist nachweisspezifisch zu wählen. So ist beispielsweise für die Berechnung der maximalen Setzung eines Einzelfundaments die Definition eines Lagepunktes pro Nachweis hinreichend, wohingegen bei orientierungsabhängigen Nachweisen, beispielsweise sämtliche Nachweise mit aktivem Erddruck, die Definition eines Lagepunkts mit zugehörigem Richtungsvektor erforderlich ist. Abbildung 3-2 zeigt qualitativ die Auswirkungen des Richtungsvektors einer Spundwand auf den aktiven Erddruck aus Bodeneigengewicht bei gleichbleibender Baugrundgeometrie.

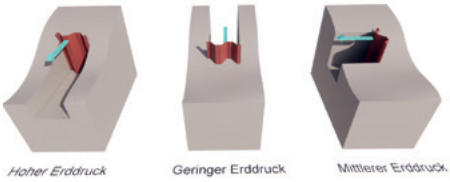


Abbildung 4-2: Qualitative Auswirkung des Richtungsvektors auf die Einwirkungskomponente "aktiver Erddruck aus Bodeneigengewicht"

Die zuvor identifizierten Nachweise werden unter den definierten Randbedingungen an den entsprechenden Stellen geführt. Die Ergebnisse der Berechnungen werden dokumentiert und ausgewertet. Ausgehend von der sich ergebenden Lage der maßgebenden Schnitte werden diese aus dem Modell abgeleitet. Anschließende wissensbasierte Anpassungen führen dann zu den normativ geforderten Berechnungsmodellen des Baugrunds.

5 Implementierung

Nachfolgend wird die prototypische Implementierung der Methodik anhand eines Beispielprojekts gezeigt. Tabelle 5-1 zeigt die verwendeten Softwarelösungen, wobei die Umsetzung mit den einschlägigen Alternativprodukten auf dem Markt ebenfalls möglich ist.

Software	Version	Einsatzbereich
Autodesk Revit	2022.1	Modellverwaltung, Schnitterstellung (Dokumentation
Autodesk Dynamo	2.10.1	Geometrische Operationen, Nachweisführung, Python-Scripting

Tabelle 5-1: Verwendete Softwarelösungen

Der Prozess ist so implementiert, dass dieser nach Eingabe der BIM-Modelle und zusätzlicher Randbedingungen bis zur Darstellung bewerteter Berechnungsmodelle des Baugrunds vollautomatisiert durchlaufen kann. Gleichzeig wird die menschliche Interaktion vor und nach jedem Vorgang ermöglicht, sodass spezifisches Fach- und Projektwissen in die Schnittableitung eingebracht und unerwartete oder fehlerhafte Interpretationen des Algorithmus' korrigiert werden können.

5.1 Zusammenführen und Bewerten der Eingangsdaten

Bei dem Beispielprojekt handelt es sich um ein flachgegründetes Bauwerk, das sich in der konzeptionellen Planungsphase befindet. Für die Herstellung des Fundaments ist eine Baugrube herzustellen. Lage und Ausrichtung des Bauwerks sind über die Spezifizierung eines Baufeldes hinaus noch nicht festgelegt. Auf dem Baufeld, beschrieben durch das Fachmodell „Bestand", befindet sich eine Transformatorenstation mit einem Turm.

Das Fachmodell Baugrund, mit der Lage des Bestandsbauwerks in Abbildung 5-1 dargestellt, besteht aus 11 Bohrungen, 6 Drucksondierungen und dem daraus abgeleiteten Baugrundschichtenmodell. Der betrachtete Bereich ist 100 m lang und 100 m breit, wobei das Fachmodell über die Modellgrenzen hinausmodelliert wurde, um eigentümliche Geometrien infolge der verwendeten 2D-Delauny-Triangulation zu vermeiden. Die Baugrundschichtung beginnt mit einer anthropogenen Auffüllung beginnt. Der maximale Höhenunterschied der Auffüllungsoberfläche (entspricht dem Digitalen Geländemodell) beträgt etwa 2 m. Darunter befindet sich eine Schicht aus schluffigem Sand, deren Mächtigkeit im Südosten des Baufelds am größten ist. Es folgt eine dominierende Sandschicht, welche lokal nahezu 20 m tief ist. Im Nordwesten des Baufelds ist eine Schluff-Linse in der Sandschicht eingeschlossen. Die Linse hat eine maximale Dicke von etwa 4 m und ist um zwei Achsen verkippt. Eine Felsschicht schließt den betrachten Baugrundgrundaufbau in der Tiefe ab.

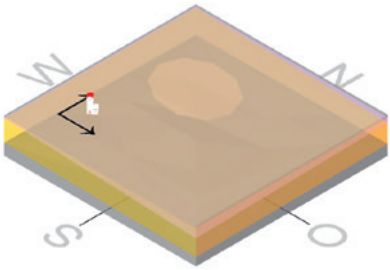


Abbildung 5-1: Fachmodell Baugrund mit Lage Bestandsbauwerk

Für jedes Fachmodell werden die Datenschemata und die Einhaltung von Namenskonventionen, sowie die verwendeten Einheiten geprüft. Nachfolgend werden aus den Modellen die für die geotechnische Berechnung relevanten Modellinhalte isoliert. Für die automatisierte Durchführung dieser Schritte sind eine hohe Modellierungsqualität und hohe Standardisierung Voraussetzungen. Der nicht ausreichenden BIM-Standardisierung in der Geotechnik kann beispielsweise mit gemeinsam festgelegten und dokumentierten Modellierungsregeln entgegengewirkt werden. Isolierte Modellinhalte werden nachfolgend bei Erfordernis interpretiert.

Basierend auf den im Fachmodell hinterlegten Baugrundparametern, der erforderlichen Baugrubentiefe und den Grundwasserverhältnissen werden alle für realistisch einsetzbar befundenen Bauverfahren betrachtet. Der Prozess ist hierbei zweistufig. In erster Instanz wird nach Ausschlussgründen gesucht, in zweiter Instanz wird erfahrungswertbasiert die Wirtschaftlichkeit bewertet. Diese Evaluierung erfolgt an mehreren Stellen, wobei hierfür ein grobes Raster, hier 20 x 20 m, gewählt wird. Im Beispiel werden infolge des anstehenden Grundwassers z. B. wasserdurchlässige Verbauarten, wie Trägerbohlwände, ausgeschlossen. Verformungsarme Bauverfahren für tiefe Baugruben, wie Bohrpfahlwände oder Schlitzwände, sind für Baugruben der Tiefe von etwa 8 m üblicherweise nicht wirtschaftlich. Als Vorzugsvariante verbleibt somit Spundwandverbau. Für jedes identifizierte Bauverfahren werden die normungsgemäß zu führenden Nachweisen für Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit isoliert.

5.2 Ermittlung maßgebender Schnitte

Nach der Festlegung der zu führenden Nachweise sind für die Ermittlung der maßgebenden Schnitte diese für jeden Parametersatz, der sich aus den Randbedingungen ergibt, zu führen. Es ist zu erwarten, dass in einer frühen Planungsphase, in der die Berechnungsmodelle des Baugrunds gefordert werden, nicht jeder Parameter exakt oder in Form eines Wertebereichs aus den Eingangsdaten her-

vorgeht. Folglich sind zur Ableitung der maßgebenden Schnitte bautechnisch sinnvolle Annahmen zu treffen. Für jeden identifizierten Wertebereich ist eine Schrittgröße festzulegen, mit der die Varianten aus dem Bereich erzeugt werden. Grundsätzlich können zukünftig eine Vielzahl dieser Festlegungen durch weitere Integration von Ingenieurswissen in den Prozess automatisiert werden, sodass diese analog zur zuvor beschriebenen Abschätzung der Vorzugsvariante ablaufen können.

Im Beispiel werden, um den Fokus auf die Methodik zu legen nicht alle, sondern ausschließlich Nachweise gegen Versagen bodengestützter Wände durch Drehung, der Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstands, der Abtragung von Vertikalkräften in den Untergrund und der inneren Bemessung von Stützbauwerken (Biegung) durchgeführt. Tabelle 5-2 zeigt eine Auswahl der festgelegten Berechnungsparametern mit zugehörigen Wertebereichen.

Parameter	Festgelegtes Untersuchungsprogramm
Einbindetiefe	2,5 m bis 5 m in 50 cm Schritten
UK Gründung	9 m. ü. NN., 8 m. ü. NN.
Absenkziel Grundwasser	1 m unter UK Gründung
Statisches System Spundwand	Frei aufgelagert, einfach rückverankert
Ankerposition	1 m unter OK der jeweiligen Spundwand Globaler Wert 15,5 m. ü. NN.
Neigung Anker	10° bis 30° in 10° Schritten

Tabelle 5-2: Auswahl an Berechnungsparameter

5.2.1 Modellbildung und Nachweisführung

Der zu führende Nachweis und das gewählte Nachweisverfahren determinieren, wie das Berechnungsmodell aussieht. Bei der im Bespiel verwendeten analytischen Nachweisführung für Spundwände wird auf ein Trägermodell zurückgegriffen. Das Berechnungsmodell ist somit eindimensional. Sämtliche höherdimensionalen Faktoren, die Berücksichtigung finden sollen, sind somit in Ihrer Dimensionalität durch geeignete Modellbildung zu reduzieren.

Die äußeren Lasten werden üblicherweise mittels Punktlasten, Linienlasten und Flächenlasten berücksichtigt. Letztgenannte werden in „als unendlich ausgedehnt angenommen" und in „räumlich begrenzt" unterschieden. Für die Ermittlung maßgebender Schnitte ist zudem zwischen Lasten mit strukturunabhängiger Position, z. B. Bestandsbebauung, und mit strukturabhängiger Position, z. B. Baugeräte, zu differenzieren. Neben der Größe wird jeder Last ein Attribut zugeordnet, mit dem beschrieben wird, ob es sich um eine ständige oder veränderliche Last handelt, sodass bei der Nachweisführung die korrekten Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt werden können.

In Abhängigkeit des gewählten Berechnungsmodells ist eine Konvertierung in eine andere Lastform sinnvoll und/oder erforderlich. Um die durch das Bestandsbauwerk in den Baugrund eingeleiteten Lasten auf das Trägermodell der Spundwand aufbringen zu können, ist die Dimensionalität der Last von „3D" auf „1D" zu reduzieren. Die insgesamt eingeleitete Last wird basierend auf den im Architekturmodell des Bestands enthaltenen Volumina und Materialparametern relevanter Bauteile, hier tragende und umhüllende Bauteile, genähert. Die ermittelte Last wird über die Fläche des Fundaments verteilt, wobei diese Verteilung nicht gleichmäßig erfolgen muss. Bei dem Bestandsbauwerk wird die Last proportional zur Höhe der darüberliegenden Geschosse verteilt, sodass im Bereich des Turms eine höhere Flächenlast als im Bereich des Technikbereichs aufgebracht wird. Das dem Bauwerksmodell zu Grunde liegende semantische Datenmodell ermöglich die automatisierte Durchführung derartiger Berechnungen. Im nächsten Schritt ist die sich ergebende Flächenlast in Lasten für das jeweilige Trägermodell umzurechnen. Im Beispiel ist das in Abbildung 5-2 dargestellte Verfahren gewählt worden:

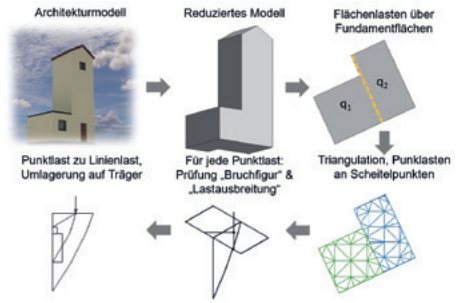


Abbildung 5-2: Workflow für den Lastansatz „Bestand"

Im Lastmodell werden Verkehrslasten nach EAB angesetzt. Die Erddruckumlagerung erfolgt nach EAB, was innerhalb des Berechnungsmodells aufgrund der Definition der Ankerposition zu unterschiedlichen Umlagerungsfiguren führen kann.

Der Spitzendruckwiderstand q_c, der in die Berechnung der Widerstand für den Nachweis zum Abtrag vertikaler Kräfte eingeht, wird aus der dem Berechnungspunkt am nächsten gelegenen Drucksondierung abgeleitet. Die Baugrundparameter Wichte γ, Wichte unter Auftrieb γ', drainierte Kohäsion c' und Reibungswinkel φ' sind innerhalb einer Schicht konstant und werden aus dem Fachmodell Baugrund extrahiert. Der Geländeneigungswinkel α wird durch Interpolation zwischen den Geländehöhen am Ansatzpunkt der Spundwand und dem weitest entfernten, lotrecht auf die Spundwand stehenden Punkt des Bruchkörpers ermittelt. Somit muss der Geländeneigungswinkel iterativ bestimmt werden, da die Geometrie des Bruchkörpers mit dem Geländeneigungswinkel abhängigen Bruchwinkel ϑ bestimmt wird.

5.2.2 Dokumentation und Bewertung der Berechnungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse werden mit zusammen mit den gesamten zugehörigen Eingangsparametern serialisiert und gespeichert. Die Verwendung gängiger Data-Science-Tools ermöglicht eine schnelle und flexible Auswertung der Datensätze, die auch aus den Ergebnissen multipler Berechnungen zusammengesetzt sein können. Eine Filterung der Ergebnisse nach den absoluten Maxima pro Nachweis liefert den maßgebenden Schnitt nach getroffener Definition im Geltungsbereich der festgelegten Parametergrenzen.

Abbildung 5-3 zeigt eine Auswertung der ermittelten Ausnutzungsgrade für den Nachweis gegen Versagen bodengestützter Wände durch Drehung für einen definierten Datensatz über das rasterförmig untersuchte Gebiet. Bohrungen sind als Kreise, Drucksondierungen als Dreiecke dargestellt. Es zeigt sich eine starke Korrelation zwischen den Höhen des Geländemodells und den für den betrachteten Nachweis ermittelten Ausnutzungsgraden, was in der Annahme, dass das Gelände auf der aktiven Seite der Spundwand unverändert bleibt begründet ist. Die Hochpunkte des Modells liegen bei Bohrung 07 (50,50), Bohrung 03 (100,100) und Bohrung 04 (100,0), der Tiefpunkt befindet sich bei Bohrung 08 (75,75). Der maßgebende Schnitt für die dargestellte Situation ergibt sich aus dem markierten Punkt („max") und dem im Parametersatz angegebenen Orientierungsvektor.

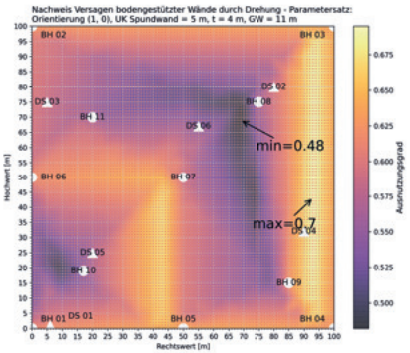


Abbildung 5-3: Auswertungsplot NW Drehung I

Abbildung 5-4 zeigt für die gleichen Bemessungsparameter analog den Auswertungsplot für den Nachweis der Abtragung von Vertikalkräften in den Untergrund. Im Plot der Ausnutzungsgrade zeigt sich die Modellannahme zur Ermittlung der Spitzendruckwiderstände basierend auf der nächstliegenden Drucksondierung durch eine erkennbare Kantenbildung. Im Bereich um den Punkt (10,15) ist eine lokale Erhöhung der Ausnutzungsgrade zu

erkennen, da in diesem Bereich das Bestandsbauwerk liegt.

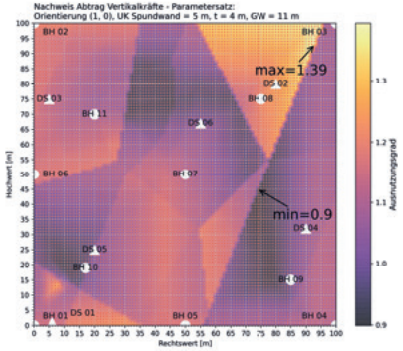


Abbildung 5-4: Auswertungsplot NW Abtrag Vertikalkräfte

Abbildung 5-5 resultiert aus einem Datenschnitt mit geringerer Einbindetiefe und erhöhtem Ansatz der Lasten aus dem Bestandsgebäude. Trotz stark abweichender Ausnutzungsgrade zeigt der Hintergrundplot der Ausnutzungsgrade ein optisch vergleichbares Bild zum Nachweis aus Abbildung 5-3. Bei den Berechnungen fiel auf, dass die Lage der maßgebenden Schnitte auch bei Nichterfüllung des geführten Nachweises, also Ausnutzungsgrade >1, in Näherung gut bestimmbar ist. Es zeigen sich jedoch in Abhängigkeit der Nachweise und der variierten Parameter Unterschiede, die bei der Interpretation berücksichtig werden müssen.

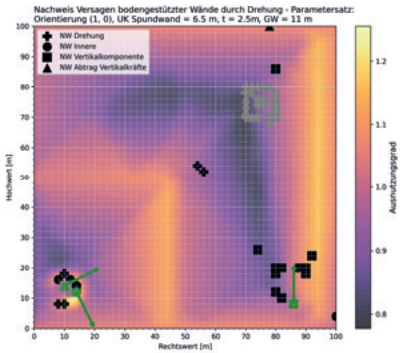


Abbildung 5-5: Auswertungsplot NW Drehung II

Darüber hinaus zeigt Abbildung 5-5 die Lage der Maxima und Minima für die vier Nachweise, untersucht bei 16 verschiedenen Orientierungen. Die Positionen der Minima (grau) konzentrieren sich um den Geländetiefpunkt (75, 75) und indizieren eine besonders günstige Lage für eine Baugrube. Die Maxima (schwarz) streuen in Abhängigkeit des Nachweises und des Winkels weiter. In grün sind die absoluten Maxima mit den zugehörigen Richtungsvektoren dargestellt. Die Maxima für den Nachweis Innere Bemessung und für Nachweis bodengestützter Wände gegen Drehung decken sich.

Eine schrittweise Verfeinerung der Schrittgrößen und eine Elimination von Parametern mit geringem Einfluss und nicht bemessungsrelevanter Nachweise, sofern erkennbar, verringern die zu untersuchenden Varianten und damit die benötigte Rechenzeit deutlich.

5.3 Ableitung und Dokumentation maßgebender Schnitte

Aus dem vorausgegangenen Schritt sind die Lagen der maßgebenden Schnitte in Form von zwei Punkten oder in Form von einem Punkt mit zugehörigem Richtungsvektor bekannt. An diesen Positionen werden nun mithilfe der gewählten BIM-Softwarelösung Schnitte erstellt. Das gewählte Softwareprodukt Revit erlaubt es über die API diese Schnitte automatisiert zu erzeugen und auf Plänen zur Dokumentation zu platzieren. Abbildung 5-6 zeigt exemplarisch einen maßgebenden Schnitt für den Nachweis der Vertikalkomponente des mobilisierten Erddrucks für das Beispielprojekt. Der blaue Pfeil zeigt die Richtung der Baugrube, analog zur Definition in Abbildung 3-2.

Abbildung 5-6: Maßgebender Schnitt für Nachweis der Vertikalkomponente des mobilisierten Erddrucks

6 Fazit und Ausblick

Es wurde ein Verfahren vorgestellt, mit dem basierend auf BIM-Modellen der Ort abgeschätzt werden kann, an dem Berechnungen geotechnischer Strukturen die ungünstigsten Ergebnisse hervorbringen. Dafür werden Vorbemessungen mit systematischer Parametervariation durchgeführt. An einem Beispiel wurde gezeigt, dass geotechnische Problemstellungen grundsätzlich mithilfe räumlicher Modelle bearbeitet werden können und dass diese die Möglichkeit zur dokumentierbaren Quantifizierung von Einflüssen des Baugrunds auf die Berechnung von geotechnischen Strukturen hat.

Zukünftig kann die prototypische Implementierung um weitere Nachweise, alternative Berechnungsverfahren (beispielsweise FEM) und Auswertealgorithmen erweitert werden. Gegenstand weiterer Forschung ist die Entwicklung eines Konzepts zur Bewertung der bemessungsrelevanten Homogenität des Baugrunds. Das Verfahren und die Methoden bieten sich für probabilistische Berechnungsansätze an.

Literaturverzeichnis

Beck, J. & Henke, S. (2021) *„Building Information Modeling – zur Attribuierung des Fachmodells Baugrund", Bautechnik, Vol. 98, No. 12, S. 953–961.*

BIM4INFRA (2018) *Umsetzung des Stufenplans „Digitales Planen und Bauen" [Online]. Verfügbar unter https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Anlage/DG/digitales-planen-und-bauen.pdf?__blob=publicationFile (Abgerufen am 17 September 2021).*

BMVI (2021) *Masterplan BIM Bundesfernstraßen: Rahmendokument: Definition der Fachmodelle – Version 1.0 [Online]. Verfügbar unter https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Anlage/StB/bim-rd-fachmodelle.pdf?__blob=publicationFile (Abgerufen am 19 November 2021).*

DIN 4020: *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2, Berlin: Beuth Verlag GmbH.*

DIN EN 1997-1: *Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013, Berlin: Beuth Verlag GmbH.*

EAB (2021) *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB) [Online], 6. Aufl., Berlin, Ernst & Sohn. Verfügbar unter http://www.wiley-vch.de/publish/dt/books/ISBN978-3-433-03332-6/.*

Heeling, A. (2011) *„Vom Aufschluss zum Baugrundmodell", 62. Deutsche Brunnenbauertage und BAW-Baugrundkolloquium: Baugrundaufschlüsse: Planung, Ausschreibung, Durchführung, Überwachung und Interpretation". Rostrup/Bad Zwischenahn.*

Molzahn, M., Bauer, J., Henke, S. & Tilger, K. (2021a) *„Anwendungsfälle des Fachmodells Baugrund", geotechnik.*

Molzahn, M., Bauer, J., Henke, S. & Tilger, K. (2021b) *„Das Fachmodell Baugrund", geotechnik, Vol. 44, No. 1, S. 41-51.*

VDI 2552 – Blatt 2 (2018) *VDI 2552: Building In-formation Modeling, Berlin: Beuth Verlag GmbH.*

Weissenberger, L., Schwalt, M. & Böheim, S. (2018) *„Sanierungstunnel Belchen – Inertstoffdeponie Fasiswald: Kostenneutrale Optimierung der Langzeitstabilität", geotechnik, No. 1, S. 47-54 [Online]. Verfügbar unter https://onlinelibrary.wiley.com/doi/epdf/10.1002/gete.201700017.*

Zur Modellierung von suffosiven Prozessen im Boden

Solveig Buscher M.Sc., Universität Duisburg Essen, Essen

Die Modellierung von Erosionsprozessen stellt aus unterschiedlichen Gründen eine besondere Herausforderung dar. Zum einen sind die Bedingungen, die zum Ablösen von Bodenkörnern innerhalb der Porenräume führen, nicht systematisch untersucht und zum anderen ist es kaum möglich, die Bewegung der Partikel im Korngefüge zu beobachten. Dennoch ist es möglich qualitative Aussagen zum Verhalten der Partikel zu treffen. Einige kontinuumsmechanische Modelle befassen sich mit dem Transport der durch das Grundwasser transportierten Bodenkörnern in den Poren. Bisher bestehen fast ausschließlich Modellierungen mit reibungsloser Interaktion zwischen Fluid und Partikeln, deren Fokus auf dem Massenproduktionsterm, der das Lösen und Anlagern der Partikel beschreibt, liegt. So verbleibt der modellierte Partikeltransport meist bei einem advektiven Transport.

In diesem Beitrag werden Möglichkeiten zur Beschreibung der reibungsbehafteten Partikelbewegung in laminaren bis hin zu turbulenten Strömungen aufgezeigt. Hierfür werden bekannte Ansätze vorgestellt, in den Rahmen des vorgestellten Modells eingeordnet und erweitert. Der Fokus liegt hier auf dem Interaktionsterm in der Impulsbilanz, dessen Anteile verschiedene Einflüsse auf die Gesamtmodellierung haben. Der Interaktionsterm enthält unter anderem die Resistivität, über die die Geschwindigkeitsunterschiede zwischen allen Phasen des Bodens quantifiziert werden kann. Ansätze und Lösungen, die Resistivitäten für alle Beziehungen zwischen den Phasen zu definieren, sind Gegenstand des Beitrags. Zudem wird ein nichtlineares Widerstandsgesetz für die Reibung zwischen Partikel und Fluid vorgestellt und die Notwendigkeit, dieses im Modell zu implementieren, anhand von ersten Versuchsdaten aufgezeigt. Im Rahmen dieses Beitrags gelten die Gleichungen für ein starres Korngefüge, welches in vertikaler Richtung durchströmt wird.

1 Einleitung

Lösen sich infolge einer Grundwasserströmung aus dem durchströmten Korngerüst einzelne Bodenkörner heraus, handelt es sich um einen erosiven Prozess. Erosionsprozesse spielen innerhalb von Erdbauwerken, an denen dauerhaft oder über einen längeren Zeitraum Wasser ansteht, eine entscheidende Rolle hinsichtlich der inneren Stabilität der Bauwerke. Sind die herausgespülten Körner nicht am Lastabtrag innerhalb der Bodenstruktur beteiligt und gehören sie zu einer kleineren Kornfraktion, spricht man von Suffosion.

Mit Hilfe der Kontinuumsmechanik ist es möglich suffosive Prozesse zu modellieren (z. B. Steeb, Diebels 2003, Vardoulakis 2004a&b, Chang, Zhang 2019). Hierfür müssen (derzeit noch) Idealisierungen vorgenommen werden. Diese Idealsierungen beinhalten beispielsweise Körner als Kugeln zu berücksichtigen, eine eindimensionale, vertikale Betrachtung dieser Prozesse und ein starres, nicht deformierbares Korngerüst. Die Grundlagen für die in diesem Beitrag betrachteten Gleichungen und Variablen sind in Buscher, Perau 2021 vorgestellt worden.

In diesem Beitrag wird der Term, der die Interaktionskräfte zwischen den einzelnen Konstituierenden, also die vorhandenen Bestandteile, beschreibt, genauer betrachtet und Lösungen sowie weitere Ansätze vorgestellt. Es wird wie in Buscher, Perau (2021) von einem 3-Phasen-Modell ausgegangen, in dem das Korngefüge (Index S), das Porenfluid (F) und die abgelösten Körner, Partikel (P), vorhanden sind. Bei der Betrachtung von drei Phasen besteht die Notwendigkeit die drei Beziehungen zwischen diesen (FS, FP, SP) zu beschreiben.

Kontinuumsmechanische Modelle, die suffosive Prozesse beschreiben, berücksichtigen zumeist keine reibungsbehaftetete Interaktion zwischen den Phasen. Schon Stokes stellte 1845 fest, dass die Berücksichtigung von Reibung zwischen verschiedenen Medien unerlässlich ist, um Bewegungsvorgänge

nachzubilden (vgl. Stokes 2009). Vernachlässigt man die Interaktion zwischen zwei Kontinua, ist es nur möglich, advektive Prozesse zu modellieren. Die folgenden Modelle beinhalten Ansätze bzw. Lösungen, um die Interaktion zwischen verschiedenen Phasen zu berücksichtigen.

Atkin und Craine (1976, S. 214f) evaluieren im Rahmen ihrer kontinuumsmechanischen Ansätze einen Term, der die Kräfte zwischen fluiden Konstituierenden quantifiziert. Prevost (1979, S. 194f) präsentiert in seinem Modell auf Grundlage der Erkenntnisse von Biot einen Impulsaustauschterm, der in der Theorie der porösen Medien Anwendung findet, und auch die Relativgeschwindigkeiten berücksichtigt.

Für den Spezialfall der reinen Grundwasserströmung bei teilgesättigten Böden ist die Beziehung zwischen Fluid und Korngefüge von Perau (2001) untersucht und quantifiziert worden. Vardoulakis (2004a&b) hat die Interaktion zwischen einem Porenfluid und unbeweglichen Korngefüge sowie gelösten, mittreibenden Partikeln unter artesischen Bedingungen untersucht.

Die zuvor genannten Modelle gelten im Bereich laminarer (Grundwasser-) Strömungen, wie sie durch das Gesetz nach Darcy beschrieben werden können. Nach Wittmann (1980) ist jedoch davon auszugehen, dass die Strömung durch die Porenkanäle selbst, d.h. die Bahngeschwindigkeit und auch die Abstandsgeschwindigkeit des Fluids, eigentlich turbulenter Natur aufgrund der willkürlichen Verengungen und Aufweitungen sowie des Abrisses an den Bodenkörnern ist.

Um praktische Erkenntnisse über das Verhalten von Körnern in strömenden Fluiden zu erhalten und die Aussagen von Wittmann zu untersuchen, wurde mit einer Versuchsreihe im Bodenmechanischen Labor für Geotechnik der Universität Duisburg-Essen begonnen. Die Ergebnisse der ersten Experimente über das Sinkverhalten von Kugeln in Wasser werden in diesem Beitrag präsentiert und eingeordnet.

Im Folgenden wird jedoch zunächst allgemein die Impulsbilanz für einzelne Konstituierende vorgestellt, um den Einfluss der Interaktionskraft einordnen zu können. Daran anschließend werden die Interaktionskraft an sich und deren Anteile betrachtet. Es werden zu jedem Anteil die bisherigen Erkenntnisse zusammengetragen, erläutert und insbesondere bei der Betrachtung der Resistivitäten neue Wege aufgezeigt, diese zu erweitern.

2 Interaktionskräfte

Die Impulsbilanz enthält für jede Phase die Kräfte, die auf diese Konstituierende wirken, und setzt diese miteinander ins Verhältnis. Gleichung (1.1) ist eine Impulsbilanz für eine chemisch inerte Konstituierende *k*, deren Masse sich infolge physikalischer Reaktionen (z.B. Suffosion) verändert. Hierin ist $\mathbf{T}_k$ der innere Spannungstensor, ρ_k die Partialdichte, $\mathbf{b}$ die Erdbeschleunigung, $\mathbf{a}_k$ die Beschleunigung der Konstituierenden selbst, $\mathbf{s}_k$ die Interaktionskraft, die zwischen der Konstituierenden $\mathbf{k}$ und anderen Konstituierenden auftritt, m_k ist der Massenaustauschterm und $\mathbf{w}_k$ die Geschwindigkeit der Konstituierenden *k*. Im Folgenden wird der Interaktionsterm $\mathbf{s}_k$ betrachtet.

$$div\mathbf{T}_k + \rho_k\left(\mathbf{b} - \mathbf{a}_k\right) + \mathbf{s}_k = m_k\mathbf{w}_k \qquad (1.1)$$

Gemäß der allgemeinen Mischungstheorie besteht die Volumenkraft $\mathbf{s}_k$ aus zwei Anteilen, $\mathbf{s}_{kO}$ und $\mathbf{s}_{kE}$ (Gl. (1.2)) (Prevost 1979, S. 794). Auch in der Strömungsmechanik ist dieser Term bekannt. Hier bestehen Parallelen zwischen dem Interaktionsterm $\mathbf{s}_k$ und der Strömungskraft bzw. dem Strömungswiderstand (Malcherek 2020, S. 394). Zunächst wird der Anteil $\mathbf{s}_{kO}$ genauer betrachtet.

Die Definition nach Prevost (1979) weicht von der in Gl. (1.3) präsentierten ab. Prevost (1979) verwendet die Definition von Biot, nach der $\mathbf{s}_{kO}$ in wassergesättigten Böden die Volumenverteilung aller beteiligten Phasen beinhaltet. Er bezeichnet $\mathbf{s}_{kO}$ als Auftriebskraft.

Sowohl Perau (2001) als auch Vardoulakis (2004a) identifizieren $\mathbf{s}_{kO}$ als Repräsentation des Drucks infolge der Volumenverteilung über einen Raum – abhängig ausschließlich von der betrachteten Konstituierenden. Dies bedeutet, dass $\mathbf{s}_{kO}$ bei einer konstanten, räumlichen Verteilung der Konstituierenden *k* über das Betrachtungsvolumen null wird. Gilt jedoch $grad\,(n_k) \neq 0$ entfallen $\mathbf{s}_{kO}$ und der mit $\mathbf{s}_{kO}$ identische Anteil aus dem totalen Differential,

welches aus der Divergenz des Spannungstensors resultiert, aus der Impulsbilanz. Nach Vardoulakis (2004a) wird $\mathbf{s}_{kO}$ aus diesem Grund berücksichtigt (vgl. Vardoulakis 2004, S. 128 f).

Es ist festzuhalten, dass in beiden Modellen für die Beschreibung von $\mathbf{s}_{kO}$ auf die der Interaktion zwischen Fluid und starrem Korngerüst (Perau 2001) bzw. einem sich verengendem Rohr (Vardoulakis 2004a) zurückgegriffen wird. Ob bei einem Massenaustausch weitere Volumenanteile im Gradienten (Gl. (1.3)) berücksichtigt werden müssen, ist zu diesem Zeitpunkt noch nicht geklärt.

$$\mathbf{s}_k = \mathbf{s}_{k0} + \mathbf{s}_{kE} \tag{1.2}$$

$$\mathbf{s}_{k0} = p_{kR} grad(n_k) \tag{1.3}$$

$$\mathbf{s}_{kE} = -\sum_j \mathbf{R}_{kj}(\mathbf{w}_k - \mathbf{w}_j) \tag{1.4}$$

Den zweiten Teil der Interaktionskraft (Gl. (1.4)) bezeichnet Perau (2001) als „Extra-Interaktionsterm" (Perau 2001, S. 59), der die gegenseitige Durchdringung von Phasen abhängig von ihrer Relativgeschwindigkeit beschreibt. Nach Vardoulakis (2004a) resultiert aus der Reibung zwischen Korngerüst und Fluid eine Kraft, die durch $\mathbf{s}_{kE}$ wiedergegeben wird, und bezeichnet sie als Schleppkraft. Prevost (1979) wendet den Term nicht explizit an, sieht diesen aber als Möglichkeit, um Diffusion über die Stokessche Reibung („stokes drag" (Prevost 1979, S. 794)) zu modellieren.

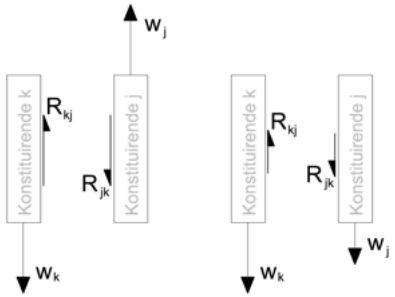


Abbildung 2-1: Wirkungsweise der Interaktionskraft s_{kE} (a) entgegengerichtet, (b) gleichgerichtet

$$s_{PE} = -R_{PF}(w_P - w_F) - R_{PS}(w_P - w_S) \tag{1.5}$$

Der Extra-Interaktionsterm $\mathbf{s}_{kE}$ quantifiziert somit den Impulsaustausch zwischen einer Konstituierenden mit den anderen im Betrachtungsvolumen vorhandenen Konstituierenden. In Gl. (1.5) ist Gl. (1.4) beispielhaft für die Partikelphase ausgewertet. Die Interaktion zwischen Fluid und Partikeln findet sich in dem ersten Term auf der rechten Seite wieder und die Interaktion zwischen Partikel und Korngerüst im zweiten Term. Im Folgenden wird zunächst die Relativgeschwindigkeit und anschließend die Resistivität genauer betrachtet.

Der Impulsaustausch ist abhängig von der Relativgeschwindigkeit $(\mathbf{w}_k - \mathbf{w}_j)$ (vgl. Gl. (1.4)) zwischen den beteiligten Konstituierenden k und j. Die Gleichung gilt unabhängig davon, ob die Geschwindigkeiten gleichgerichtet oder entgegengesetzt sind. Entscheidend sind die richtungsabhängigen Geschwindigkeitsdifferenzen. Sind diese null, bewegen sich die beiden beteiligten Konstituierenden **k** und **j** simultan, sie reiben nicht aneinander und der Term $\mathbf{s}_{kE}$ entfällt.

Zur Erläuterung der Relativbewegung ist die Wirkungsweise von $\mathbf{s}_{kE}$ für zwei eindimensionale Fälle in Abbildung 2-1 dargestellt. Mathematisch unterscheiden sich die Fälle (a) und (b) in Abbildung 2-1 nicht. Physikalisch betrachtet, ist der Effekt, den die Konstituierenden aufeinander haben unterschiedlich. Sind die Bewegungsrichtungen konträr, wie in Abbildung 2-1 (a) dargestellt, ist leicht erkennbar, dass die wechselseitige Einflussnahme eine Bremswirkung aufweist.

Bewegen sich die Konstituierenden jedoch in die gleiche Richtung, ändert sich dies. Ist der Beobachtungspunkt auf einer der Konstituierenden, steht die andere relativ zum Betrachtenden, welcher sich mit der Geschwindigkeit $(\mathbf{w}_k - \mathbf{w}_j)$ fortbewegt, wobei $(\mathbf{w}_k > \mathbf{w}_j)$ gilt. Die sich mit höherer Geschwindigkeit bewegende Konstituierende *k* bewegt sich relativ zur anderen Konstituierenden in ihre globale Bewegungsrichtung. Aus Sicht der Konstituierenden *j* bewegt sich diese relativ zur anderen in die entgegengesetzte (negative globale) Richtung. Die Konstituierenden haben in diesem Fall (b) gegenläufige Einflüsse aufeinander. Während die Konstituierende k die sich langsamer bewegende Konstituierende *j* scheinbar mitzieht, bremst die Konstituierende *j* die sich schneller bewegende Konstituierende *k* über die Reibung aus.

Die gegenseitige Einflussnahme auf die Bewegung

untereinander ist nur mit der Haftung beider Konstituierenden erklärbar und erlangt auch erst mit Berücksichtigung der Reibung physikalische Bedeutung. Im Folgenden wird ausführlich auf die Resistivitäten für die verschiedenen Beziehungen zwischen den Konstituierenden eingegangen.

Die Resistivität $\mathbf{R}_{kj}$ fungiert als Proportionalitätsfaktor zwischen dem Impulsaustausch und der Relativgeschwindigkeit. Es gilt $\mathbf{R}_{kj} = \mathbf{R}_{jk}$. Für ein isotropes Medium nimmt er bspw. die Form einer skalaren Konstanten an (vgl. Perau 2001).

Die Resistivität ist für jede Beziehung der im Betrachtungsvolumen vorhandenen Konstituierenden zu bestimmen (vgl. Gl. (1.4)). Hierfür werden Spezialfälle betrachtet, für die die Resistivitäten gelten müssen (vgl. Buscher, Perau 2021).

$$\mathbf{R}_{FS} = n_F^2 \eta_F \mathbf{K}^{-1} \tag{1.6}$$

Für die Beziehung zwischen starrem, und beweglichen Korngerüst und inkompressiblem Fluid beschreibt Vardoulakis (2004a), wie auch Perau (2001), die Resistivität zwischen Korngerüst und Porenfluid $\mathbf{R}_{FS}$ abhängig vom Kehrwert der Durchlässigkeit k bzw. Permeabilität $\mathbf{K}$. Die Durchlässigkeit ist ein experimentell bestimmbarer Wert, der abhängig von der Viskosität des Fluides, der Untersuchungstemperatur, dem Gravitationsfeld, dem Porenanteil und schlussendlich der Beschaffenheit der Porenkanäle des Korngerüstes ist. Die Porenkanäle im Korngerüst sind durch die Oberflächen der Körner geformt. Die Viskosität des Fluids und die Oberfläche der Körner sind maßgeblich für die Reibung der Phasen miteinander verantwortlich. Damit ist die Permeabilität eines Korngerüstes die Superposition der Reibungsanteile zwischen dem durchströmenden Fluid und den einzelnen Körnern. Mit der Verwendung der Permeabilität wie in Gl. (1.6) kann die Geschwindigkeit nach Darcy aus der Impulsbilanz abgeleitet werden (Perau 2001, S. 36ff). Vardoulakis (2004a) verwendet eine ähnliche Definition, die nur in der Berücksichtigung der Volumenanteile abweicht.

$$R_{FP} = n_F n_P \eta_F \frac{18}{d_P^2} \tag{1.7}$$

In einem gesättigten, suffosionsanfälligen Boden lösen sich unter hydraulischer Belastung zuerst die feinsten Anteile des Bodens. Um der Größe der Körner Rechnung zu tragen, wird diese auch in der Resistivität zwischen Fluid und Partikeln einbezogen (vgl. Gl. (1.7)). Sie findet bspw. Anwendung in Gl. (1.5). Die Definition der Resistivität in Gl. (1.7) gilt für durch ein viskoses Medium fallende, sphärische Körper, bei der die entstehende Strömung schleichend ist, bzw. für sphärische Körper, die sich in einer vertikalen, laminaren Strömung befinden. Sie gilt damit ausschließlich für Reynolds-Zahlen Re << 0,5 (nach Gl. (1.8)) und kleine Korndurchmesser d < 0,1mm (Draxler, Siebenhofer 2014, S. 260). Abgeleitet ist diese Resistivität aus der Bilanzierung der Kräfte an einer Kugel im Kugelfallversuch nach Stokes. In diesem Versuch wird eine einzelne Kugel in einem viskosen Medium mit dem Ziel, die Viskosität der Flüssigkeit zu bestimmen, fallen gelassen. Der Versuch ähnelt der Schlämmanalyse und wird hier verwendet, um eine Aussage über die Resistivität zwischen Fluid und Partikelphase zu treffen und die Aussagen von Wittmann (1980) einzuordnen. Da in den Interaktionsterm $\mathbf{s}_{kE}$ die Relativgeschwindigkeit eingeht, ist es unerheblich, ob das Fluid strömt oder die Kugel fällt bzw. durch die Fluidbewegung in Bewegung bleibt. Eine Anwendung der Kugelfallmethode als Spezialfall für die Ermittlung der Resistivität $\mathbf{R}_{FP}$ ist so möglich.

Über die Integration der Kräfte an der fallenden Kugel und Vergleich mit einer Linearkombination der Impulsbilanz für Fluid und Partikelphase gemäß Gl. (1.1) wurde die Resistivität $\mathbf{R}_{FP}$ (Gl. (1.7)) ermittelt. Vardoulakis (2004a, S. 129) definierte den Reibungskoeffizienten ähnlich. Die beiden Definitionen weichen nur in der Berücksichtigung der Volumenanteile voneinander ab.

Die in der Herleitung angesetzte Reibungskraft ist die Stokessche Reibung. Auf diese verwies Prevost (1979) und auf diese bezieht sich auch Vardoulakis (2004a). Wie oben beschrieben, gilt dieser Ansatz jedoch nur für laminare Strömungen. Nach Wittmann (1980) ist davon auszugehen, dass es sich bei den Strömungsverhältnissen in den Porenkanälen nicht um rein laminare Verhältnisse handelt. Hinzu kommt, dass innerhalb von suffosiven

Prozessen durch die Fluidströmung nicht nur sehr kleine Körner (d < 0,1 mm) gelöst werden. Eine Evaluation des Ansatzes nach Stokes erfolgt daher über die Betrachtung von experimentellen Ergebnissen (vgl. Abbildung 2-3). Zunächst werden nun die Grundlagen für die Versuche sowie die Versuche selbst vorgestellt.

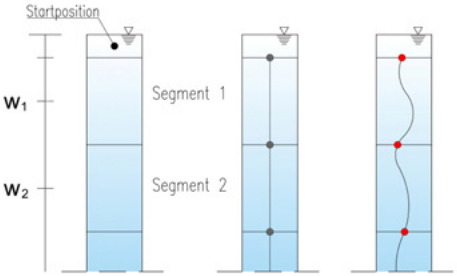


Abbildung 2-2: Schematischer Versuchsaufbau (li.) Kugelfall bei R_e < 0,5 (mi.) Kugelfall bei R_e > 0,5 (re.)

Eine Möglichkeit, zu bestimmen, welcher Art eine Strömung ist, ist die Bestimmung der Reynolds-Zahl Re (vgl. Tabelle 2-1). In Gl. (1.8) ist eine auf das hier vorgestellte Modell angeglichene Formulierung der Reynolds-Zahl gegeben. Die Reynolds-Zahl gibt das Verhältnis zwischen Anströmgeschwindigkeit bzw. hier der Relativgeschwindigkeit zwischen Partikel und Fluid, dem Korndurchmesser und der Viskosität wieder.

$$Re = \frac{(w_P - w_F)d_P\rho_{FR}}{\eta_F} \qquad (1.8)$$

0 < *Re* < 0,5	Laminare Strömung
0,5 < *Re* < 1000	Laminare Strömung mit turbulentem Nachlauf
1000 < *Re*	Turbulente Strömung

Tabelle 2-1: Einteilung Strömungseigenschaften anhand der Reynolds-Zahl

Kugeldurchmesser [mm]	3,5,10,25
Material*	PA, POM, PTFE
Zylinderdurchmesser [mm]	60, 20, 14

*PA-Polyamid, POM-Polyoxymethylen, PTFE-Polytetraflourethylen

Tabelle 2-2: Übersicht der untersuchten Größen in den Laborversuchen

Turbulenzen in einer Strömung haben zur Folge, dass der Sinkweg einer Kugel nicht parallel zur Gravitation erfolgt, sondern diese anfängt zu schlingern (vgl. Abbildung 2-2). Auf die vertikale Achse bezogen, verlangsamt sich so die Kugel. Schlägt die Kugel dazu noch gegen die Wandung eines Zylinders, wird sie zusätzlich gebremst. Die globale Geschwindigkeit ist damit nicht stationär.
Im Bodenmechanischen Labor für Geotechnik an der UDE wurden im Rahmen einer ersten Abschlussarbeit (Alzakout 2022) das Sinkverhalten von sphärischen Körpern untersucht. Kugeln unterschiedlichen Durchmessers und Materials wurden einzeln in wassergefüllten Zylindern verschiedenen Durchmessers knapp unterhalb der Wasseroberfläche fallen gelassen (vgl. Tabelle 2-2).

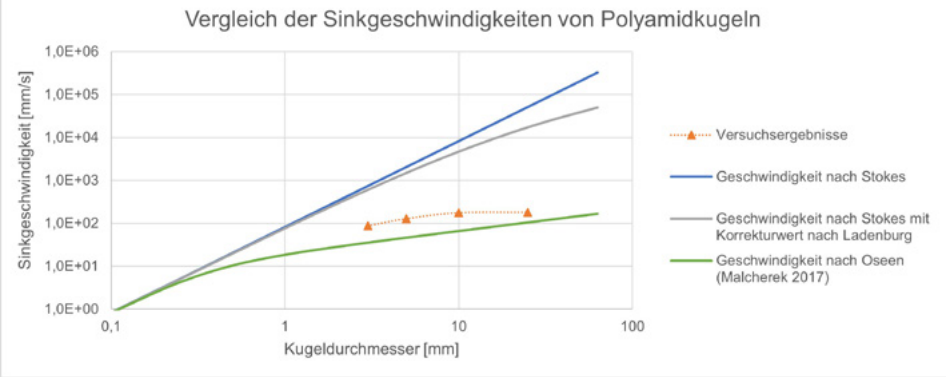


Abbildung 2-3: Vergleich der Messergebnisse aus den Laborversuchen mit dem Ansatz nach Stokes für Kugeln aus Polyamid (PA) in einem Zylinder (H = 1m, D = 60mm)

Die Geschwindigkeit der Kugel wurde über die Höhe für aufeinanderfolgende Segmente (vgl. Abbildung 2-3) sowie die daraus resultierende Reynolds-Zahl bestimmt und der Weg der Kugel dokumentiert. Es wurden Kugeldurchmesser gewählt, die die in der Schlämmanalyse untersuchten Feinbestandteile des Bodens ($d < 0{,}063$ mm) überschreiten, da hier die Anwendbarkeit der Sinkgeschwindigkeit nach Stokes erwiesen ist.

Es konnte festgestellt werden, dass bei allen untersuchten Durchmessern sich nach Durchlaufen einer instationären Phase eine stationäre Phase einstellte. Randeffekte aus der manuellen Versuchsdurchführung wurden weitestgehend minimiert. Die kleinste bestimmte Reynolds-Zahl in den Versuchen liegt bei 257. Es handelt sich also beim Sinken einer Kugel aus Polyamid (PA) mit einem Durchmesser von 3 mm in einem Zylinder mit einem Durchmesser von 60 mm um eine laminare Strömung mit einem turbulenten Nachlauf. Turbulente Strömungen ($Re >$ 1000) traten ab Kugeldurchmessern von 10 mm (PA), 5 mm (POM) und allen Kugeln aus PTFE auf. Je geringer der Zylinderdurchmesser, desto größer waren die bremsenden Randeffekte auf die Kugeln. Die Dichte geht in die Gewichtskraft und dadurch auch in den Auftrieb ein. Der Kugeldurchmesser beeinflusst neben der Gewichtskraft vor allem den Oberflächeninhalt und damit die Reibungskraft.

Innerhalb dieses Beitrags sind die Ergebnisse zur Endgeschwindigkeit der Kugeln von Bedeutung. Hier zeigt sich in einer doppelt logarithmischen Darstellung (Abbildung 2-3) die Abweichungen zwischen dem Ansatz nach Stokes (Gl. (1.7)) und den realen Geschwindigkeiten. In Abbildung 2-3 sind die rechnerischen Endgeschwindigkeiten für verschiedene Kugeldurchmesser nach dem Ansatz von Stokes (blau) und mit dem Korrekturwert nach Ladenburg (Beddies 2014, S. 102) (grau), der die Randbedingungen wie die Zylinderhöhe und den Zylinderdurchmesser einbezieht, den Messergebnissen (orange) gegenübergestellt. Zwischen den Messergebnissen wurde eine Regressionskurve zur besseren Darstellung verwendet. Es zeigt sich hier, dass bei zunehmendem Korndurchmesser die Sinkgeschwindigkeit erheblich von der Reibungskraft und den Randeffekten beeinflusst wird und die mathematischen Ansätze nach Stokes dies nicht abbilden können.

In Abbildung 2-3 ist daher die Sinkgeschwindigkeit von Malcherek (2017) (grün), die er aus dem Widerstandsgesetz nach Oseen ableitet, dargestellt. Dieser Ansatz gilt für Reynolds-Zahlen zwischen 1 und 5. Er stellt zwar noch keine adäquate Lösung für das vorgestellte Problem dar, jedoch ist zu erkennen, dass diese Kurve eine größere Ähnlichkeit zu den Messergebnissen aufweist, als der reine Ansatz nach Stokes (blau).

Nach Malcherek (2020) liegt die Lösung in einer nichtlinearen Beziehung zwischen Reibungskraft und Sinkgeschwindigkeit, wie sie auch im Ansatz nach Oseen eingeht. Hierzu greift er auf den in der Strömungsmechanik häufig verwendeten Strömungswiderstandskoeffizienten c_W zurück. Der Koeffizient kann experimentell durch Umströmungsversuche bestimmt oder über ein Fitting modelliert werden. Unter Berücksichtigung des Koeffizienten c_W ergibt sich für die Resistivität R_{FP} Gl. (1.9).

$$R_{FP} = n_P n_F c_W \rho_{FR} \frac{A_P}{V_P} \frac{(w_P - w_F)}{2} \qquad (1.9)$$

In dieser Definition ist R_{FP} nicht auf sphärische Körper beschränkt. Auch gilt dieser nicht für rein laminare Strömungen. Allerdings ist die hier gezeigte Form nur für eine vertikale, eindimensionale Bewegung anzuwenden.

Aus Gl. (1.9) lässt sich Gl. (1.7) unter Berücksichtigung der Kugelgeometrie sowie Gl. (1.8) und Gl. (1.10) ableiten.

$$c_w = 24/Re \qquad (1.10)$$

Ansätze für nichtlineare Widerstandsbedingungen, die über den Koeffizient c_W abgebildet werden können, präsentiert Malcherek (2020). Ziel ist, die Resistivität R_{FP} in Kombination mit den anderen Resistivitäten so zu modellieren, dass die Versuchsergebnisse mit den Randeffekten besser abgebildet werden können.

Über andere Ansätze des Strömungswiderstandskoeffizienten können nichtsphärische Körper berücksichtigt werden. Allerdings tritt bei diesen Körpern eine Eigendrehung bzw. ein Drehimpuls auf, der in der Impulsbilanz (Gl. (1.2)) quantifiziert werden

müsste, aber im präsentierten Modell nicht modelliert wurde. Des Weiteren ist noch nicht untersucht, ob dieser Ansatz auf die Bewegung mehrerer gemeinsam fallender Kugeln bzw. auf eine horizontal gerichtete Strömung anwendbar ist. Versuche zur Beantwortung der offenen Fragestellungen werden derzeit durchgeführt.

$$\mathbf{R}_{SP} = f\{d_K, d_P, \boldsymbol{\varepsilon}_S, n_S, n_P, \mathbf{w}_F, \mathbf{w}_P, \ldots\} \qquad (1.11)$$

Die Beschreibung der Resistivität $\mathbf{R}_{SP}$ nach Gl. (1.11) zwischen Partikel und Korngefüge birgt die Möglichkeit Kolmation, Filtrations- und dispersionsähnliche Effekte zu modellieren. Im Extra-Interaktionsterm der Partikelphase sowie des Korngerüstes muss die Resistivität $\mathbf{R}_{SP}$ berücksichtigt werden (Gl. (1.5)). Der Weg der Partikel durch das Korngerüst wird vor allem durch die Anzahl und die Größe der Partikel im Zusammenspiel mit deren Geschwindigkeit und dem Porenkanaldurchmesser geprägt.
Filterkriterien wie das geometrische Suffosionskriterium nach Ziems (Busch et al. 1993, S. 73ff) vergleichen den Durchmesser des gefährdeten Korns mit dem des Porenkanals. Auch die Resistivität $\mathbf{R}_{SP}$ (Gl. (1.11)) beinhaltet den Partikeldurchmesser d_P sowie den Porenkanaldurchmesser d_k. Die Bestimmung des Porenkanaldurchmessers kann beispielsweise nach Pavcic (Busch et al. 1993) für polydisperse und über die Lagerungsdichte für monodisperse Böden erfolgen. In diesem Modell wird das Korngefüge als starr angenommen. Werden jedoch Verformungen des Korngerüstes berücksichtigt, hat dies auf die Porenkanäle Einfluss, weshalb auch die Dehnungen des Korngefüges $\boldsymbol{\varepsilon}_S$ in die Resistivität $\mathbf{R}_{SP}$ einfließen müssten.
Der Volumenanteil der Partikelphase n_P und des Korngerüstes n_S sind ebenfalls Bestandteil der Resistivität $\mathbf{R}_{SP}$. Dafür gibt es mehrere Gründe. Zum einen entfällt jegliche Interaktion zwischen Partikeln und Korngerüst, wenn eine Phase nicht vorhanden ist ($n_i = 0$) und zum anderen repräsentieren die Volumenanteile den Aufbau des Bodens. Im Fall $n_P << n_S$ ist von einem suffosiven Prozess auszugehen, da das Korngerüst intakt und der Anteil gelöster Partikel gering ist. Gilt jedoch $n_P > n_S$ besteht das Korngerüst fast nicht mehr. Es liegt ein erosiver Prozess vor. Das hier vorgestellte Modell soll zunächst nur suffosive Prozesse beschreiben, daher dienen die Volumenanteile als Grenzkriterium.
Chang und Zhang (2013) beschreiben in ihrem Modell die Filtration der Partikel in schmalen Poren, wodurch es zu lokalen Druckerhöhungen und anschließend schlagartigem Öffnen der verschlossenen Poren kommt. Der Druck auf die agglomerierten Partikel wird in diesem Fall durch die Strömung des Fluids ($\mathbf{w}_F$) verursacht, welche daher in Gl. (1.11) eingeht.
Kommt es nicht zum Abfiltrieren der Partikel im Korngerüst können diese jedoch durch Zusammenstöße mit den Körnern gebremst werden. Ähnliches konnte bei den Absenkversuchen (vgl. Abbildung 2-3) beobachtet werden.
Bear und Verruijt (1987) halten die Inhomogenität des Korngerüstes, d.h. die Tortuosität der Porenkanäle, verantwortlich für die dispersive Ausbreitung von gelösten Stoffen ($\rho_{FR} = \rho_{PR}$) im Grundwasser. Eine Übertragung auf die Ausbreitung der Partikel ist denkbar, jedoch ist ein solcher Prozess deutlich stärker an die Gravitation gebunden und findet dadurch im Gegensatz bspw. zur Schadstoffausbreitung vor allem in der horizontalen Ebene statt.
Auch muss das Korngefüge aufsteigenden sowie fallenden Partikeln einen Widerstand über die Resistivität $\mathbf{R}_{SP}$ entgegensetzen, sodass sie in der Modellierung nicht durch dieses hindurchfallen können.
Die Resistivität zwischen Korngefüge und Partikelphase ist damit ein Kennwert, der die Durchlässigkeit des Korngefüges gegenüber der Partikelphase beschreibt.

$$\mathbf{R}_{S1S2} = f\{d_{S1}, d_{S2}, \rho_{SR}, \mathbf{w}_F,\} \qquad (1.12)$$

Handelt es sich um einen Boden bestehend aus zwei Kornfraktionen, muss rein formell auch eine Resistivität zwischen den Kornfraktionen existieren. Bei suffosiven Prozessen wird nur die kleinere Kornfraktion (S1) gelöst. Nach Vardoulakis (2004a&b) ist diese nicht am Lastabtrag beteiligt und weist eine richtungsabhängige Haftung zur lastabtragenden Kornfraktion (S2) auf. Strömt das Grundwasser horizontal durch das Korngefüge, muss die Strömungskraft der Shields-Spannung mindestens entsprechen, um diese zu lösen. Unter artesischen

Bedingungen muss zum Lösen der Körner nur die Gewichtskraft der Körner überwunden werden. Gleichung (1.12) beinhaltet zur Berücksichtigung der Shields-Spannung die Korndurchmesser, d_{S1} und d_{S2}, sowie die Fluidgeschwindigkeit $\mathbf{w}_F$ und für die Gewichtskraft zusätzlich die Rohdichte der Körner, ρ_{SR}.

In dem hier vorgestellten Modell wird die Resistivität $\mathbf{R}_{S1S2}$ nicht eingehen, da hier von einem nicht deformierbaren, unbeweglichen Korngerüst ausgegangen wird. Eine Beschleunigungsphase der Körner wird in diesem Modell nicht berücksichtigt. Körner weisen entweder den Bewegungszustand der Partikel auf oder sind dem starren Korngerüst zugeordnet. Die Geschwindigkeiten aller angelagerten Körner sind gleich, womit keine Relativgeschwindigkeit zwischen diesen vorhanden ist. Der Anteil des Extra-Interaktionsterms $\mathbf{s}_{kE}$ entfällt somit für diese Beziehung.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Der Interaktionsterm $\mathbf{s}_k$ in der Impulsbilanz wurde in diesem Beitrag hinsichtlich erosiver Prozesse genauer betrachtet. Für laminare Grundwasserströmungen sind die einzelnen Anteile des Interaktionsterms in der Impulsbilanz aufgestellt und verifiziert. Dieser Beitrag trägt schon bekannte Lösungen für die Interaktion zwischen Partikeln und dem Fluid zusammen und zeigt Erweiterungsmöglichkeiten auf. Des Weiteren wurde ein Ansatz präsentiert, um das Zusammenspiel zwischen den Partikeln und dem Korngerüst abzubilden. Sind die Definitionen für alle Anteile des Interaktionsterms $\mathbf{s}_k$ gefunden, wird überprüft, inwieweit diese die Versuchsdaten widerspiegeln und ob diese einer weiteren Anpassung bedürfen, da sie aus der Betrachtung von Spezialfällen abgeleitet wurden.

Die Erweiterung des Modells auch auf horizontale Strömungen sowie die Umsetzung des Modells im zweidimensionalen Fall sind weitere geplante Schritte in der Modellentwicklung.

Literaturverzeichnis

Alzakout, H. (2022). *Experimentelle Untersuchungen zur Sedimentation und zur Gleichung von Stokes*. Bachelor-Thesis Nr. 361. (unveröffentlicht) Betreuerin: Buscher, S.

Bear, J. & Verruijt, A. (1987). *Modeling groundwater flow and pollution. With computer programs for sample cases*. 1st publ., repr. with corr. Dordrecht: Reidel

Busch, K.-F. & Luckner, L. & Tiemer, K. (1993). *Lehrbuch der Hydrologie. Band 3*. Geohydraulik, 3. Auflage, Berlin Stuttgart: Gebrüder Bornträger

Beddies, G. & Franke, T. & Galvosas, P. & Rieger, P. (2014). *Physikalisches Praktikum*. 14. Aufl. Wiesbaden: Springer Spektrum (Lehrbuch)

Buscher, S. & Perau, E. (2001). *Modellierung von Erosion und Transport von Bodenpartikeln im Korngefüge – Motivation und Konzept*. In: Fachsektionstage Geotechnik 2021, 3. Bodenmechanik-Tagung vom 21.04.2021 https://dggt.de/index.php?option=com_content&view=article&id=363&Itemid=63

Chang, D. S. & Zhang, L. M. (2013). *Extended internal stability criteria for soils under seepage*. In: Soils and Foundations 53 (4), S. 569–583

Draxler, J. & Siebenhofer, M. (2014). *Verfahrenstechnik in Beispielen. Problemstellungen, Lösungsansätze, Rechenwege*. Wiesbaden: Springer Vieweg.

Malcherek, Andreas (2017). *Sedimenttransport und Morphodynamik. Hydromechanik und Wasserbau Band 3*. München: Kindle-Ausgabe Letzter Abruf: 11.05.2022

Malcherek, A. (2020). *Grundlagen der Strömungsmechanik: Band 1: Klassische Mechanik, Hydrostatik, Hydraulik*. München: Kindle-Ausgabe Letzter Abruf: 11.05.2022

Perau, E. (2001). *Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen – Ein Konzept zur Mechanik in teilgesättigten Böden*. Essen: Verlag Glückauf GmbH https://doi.org/10.17185/duepublico/73533

Steeb, H. & Diebels, S. (2003). *A thermodynamicconsistent model describing growth and remodeling phenomena*. In: Comp. Mat. Science (28), S. 597-607

Stokes, G. G. (2009). *Mathematical and physical papers, Volume 1*. Cambridge: Cambridge University Press (Cambridge library collection. Mathematics).

Vardoulakis, I. (2004a). *Fluidisation in artesian flow conditions. Hydromechanically stable granular media*. In: Géotechnique 54 (2), S. 117-130

Vardoulakis, I. (2004b). *Fluidisation in artesian flow conditions. Hydromechanically unstable granular media*. In: Géotechnique 54 (3), S. 165-177

Wittmann, L. (1980). *Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien*. Dissertation. Karlsruhe: Universität Karlsruhe Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik

Collapse study of granular column with large aspect ratios using the Smooth Particle Hydrodynamics method

Yucheng Li, Institute of Geomechanics and Underground Technology, RWTH Aachen University, Aachen

As a meshless numerical method, the Smooth Particle Hydrodynamics (SPH) method is suitable for dealing with large displacement geotechnical engineering problems such as debris flow. A simple, yet not fully understood, collapse problem used to investigate the flow of granular materials is the so-called granular column collapse. In this test, an initially cylindrical column formed of granular material is left to collapse on a flat surface under gravity. In previous experimental and numerical studies, it was shown that the final morphology of the collapsed material largely depends on the initial column aspect ratio ($a = h_0/r_0$), defined as the ratio of initial height h_0 and radius r_0 and determined typical deposition characteristics that could mostly be characterized using a bilinear approximation.

In this study, we use calibrated and validated SPH numerical models to study whether this bilinear approximation is accurate for extremely large aspect ratios beyond those shown in the literature (>>15). This selection of the aspect ratio variation is meaningful because extremely large aspect ratios are characteristic of natural systems such as debris flows. Results obtained using a classical Mohr-Coulomb constitutive model are validated with experimental results in terms of representative aspects such as run-out distance and final deposit height after collapse. It is shown that the collapse morphology changes for very large aspect ratios beyond what was previously reported in the literature.

1 Introduction

Debris flow problems are potentially catastrophic events that may cause heavy fatalities and property losses, as shown in Fig.1. As a community we are though still battling to fully understand their mechanisms and evaluate their travel distance so that appropriate measures can be taken to mitigate the risk.

Some scholars have used granular column experiments as relatively controlled tests to understand the behaviour of debris flow. A series of relevant papers (Lajeunesse, Mangeney-Castelnau et al. 2004, Lube, Huppert et al. 2004, Lajeunesse, Monnier et al. 2005, Lube, Huppert et al. 2005, Thompson and Huppert 2007, Roche, Attali et al. 2011) etc. provided an extensively documented set of experimental case studies. These papers investigated a series of dry granular materials including salt, sand, couscous, sugar, and rice, and revealed basic laws of granular column collapse phenomena.

Figure 1: Debris flow disaster of Song-Her village in central Taiwan. The village is partially buried by debris flows and an original small stream outburst into debris flow stream more than 30 m wide. This scenario is typical in Taiwan (Source: Soil and Water Conservation Bureau, Taiwan)

In previous experimental and numerical studies, it has been shown that the final morphology of collapsed granular material largely depends on initial column aspect ratio a that is the ratio of initial height h_0 to radius r_0, and determined typical deposition characteristics that could mostly be characterized using a bilinear approximation for common aspect ratios. However, columns with large aspect ratios (>>15) may present totally different observations,

which have not been studied so far.

Thus, in this paper, we use calibrated and validated SPH three-dimensional numerical models with various aspect ratios (0.4-25) to study granular column collapse phenomenon for extremely large aspect ratios (>>15). Results obtained are validated with experimental results in terms of representative aspects such as run-out distance and final deposit height after collapse. It is shown that the collapse morphology changes for very large aspect ratios beyond what was previously reported in the literature.

2 SPH method description

SPH is an effective tool to model granular materials exhibiting large displacements. This is due to its mesh-free formulation. Lucy, Gingold & Monaghan can be attributed the earliest development of the mesh-free SPH method in 1977 (Mornaghan 1992).

SPH involves the discretisation of the domain into particles. The governing partial differential equations are solved creating approximations at each particle location using a smoothing function using a kernel. In essence this allows writing any variable as the summation of the contributions from each particle (Mornaghan 1992) as shown in Eq. (1):

$$A_S(r) = \sum_b m_b \frac{A_b}{\rho_b} W(r - r_b, h) \qquad (1)$$

Where b is a subindex representing each particle, m_b, the mass allocated to each particle, r_b the position of each particle, ρ_b the density and h the smoothing length over which the kernel is calculated. $W(r, h)$ is the kernel function. This formulation has the advantage of also writing derivatives very easily as presented in Eq. (2):

$$(\nabla A_S(r) = \sum_b m_b \frac{A_b}{\rho_b} \nabla_i W(r - r_b, h) \qquad (2)$$

An SPH solver in the commercial software LS-DYNA is used for all the calculations ((LSTC) 2019). Fig. 2 shows a typical particle arrangement for an aspect ratio of 1.5. SPH is used in LS-DYNA by invoking the *CONTROL_SPH card. We use the *MAT 173_Mohr-Coulumb, which is based on Mohr-Coulomb failure criterion. The parameters used in the model are shown in Table 1.

Parameter	Description	Sands
RO	Mass density	2600 kg/m^3
GMOD	Elastic shear modulus	2.310e6 *Pa*
RUN	Poisson's ratio	*0.3*
PHI	Angle of friction	*37°*
CVAL	Cohesion value	*0.0*
PSI	Dilation angle	*0.0*
CSLH	Constant applied to the smoothing length of the particles.	*1.05*
FRIC	Interface friction	*0.4*

Table 1: Parameters adopted for the model

The top and cylinder side surfaces are modelled free surface. The bottom boundary a rigid wall is used.

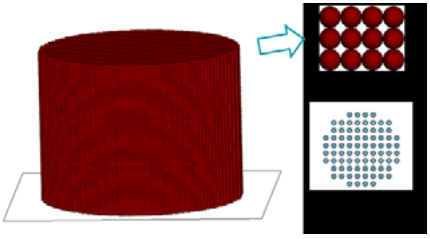


Figure 2: Granular column model (a = 1.5)

3 Results

3.1 Final run-out distance

Results are typically shown in the literature using the run-out distance (r_∞) and the normalized run-out distance $\left[\frac{r_\infty - r_0}{r_0}\right]$. Papers (Lube, Huppert et al. 2004, Szewc 2017, Fávero Neto and Borja 2018) showed that a bilinear approximation relationship between the run-out distance and aspect ratio in experiments and simulations. For our comparisons,

we chose the experimental study of (Lube et al., 2004) for axisymmetric collapse of various materials that reported a relationship between the normalized run-out distance and aspect ratio shown in Eq. (3).

$$\frac{r_\infty - r_0}{r_0} \simeq \begin{cases} 1.24a, a < 1.7 \\ 1.6a^{1/2}, a \geq 1.7 \end{cases} \quad (3)$$

Fig.3 illustrates a comparison with the experimental results and the proposed Eq. 3. Our numerical results present a bilinear approximation agree well with Lube et al. (2004) experimental date as well as the derived formulas. As the aspect ratio increases, the relationship between the normalized run-out distance and aspect ratio changes from linear to slow exponential growth at around a = 1.7. This exponential relationship is also assumed for larger aspect ratios (>>15).

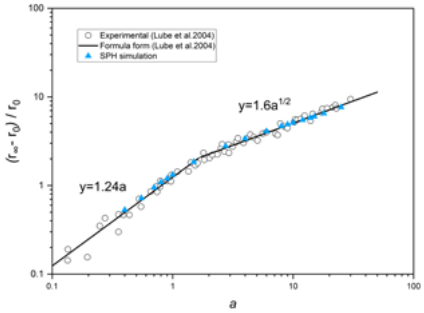


Figure 3: Comparison of the normalized run-out distance $\left|\frac{r_\infty - r_0}{r_0}\right|$ in simulation and experiments

3.2 Model final height

The model final height (h_∞) is another important factor to evaluate collapse model deposit geometry, which is dependent on the model initial height and aspect ratio. (Lube et al., 2004) gives the formula for the model final height in Eq. (4).

$$\frac{h_\infty}{r_0} = \begin{cases} a, 0 \leq a < 1.7 \\ 0.88a^{1/6}, 1.7 \leq a < 10 \end{cases} \quad (4)$$

Our results are plotted in Fig. 4 compared to the experimental results and Eq. 4. Our simulations fit well with (Lube, Huppert et al. 2004) experimental results as well as their proposed formula when a < 10. (Yang, Bui et al. 2020) carried out analysis for values of a > 10 using also SPH and proposed new formula as shown in Fig. 4 for these range of a. Our results, however, seem to fit the experimental results of (Lube et al., 2004) better whilst following the same trend as (Yang, Bui et al. 2020).This allows us to propose a trilinear approximation proposed in Eq. (5). Critically, and in agreement with the results of Yang et al (2020), the results indicate that for larger values of a (a > 10 in our case) the final height ratio actually reduces with increasing aspect ratio.

$$\frac{h_\infty}{r_0} = \begin{cases} a, 0 \leq a < 1.7 \\ 0.88a^{1/6}, 1.7 \leq a < 10 \\ 1.853a^{-0.19}, a \geq 10 \end{cases} \quad (5)$$

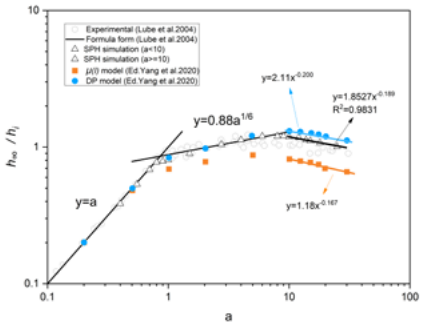


Figure 4: The rescaled final height (h_∞/h_i) relationship with the aspect ratio

Conclusions

In this study, we use calibrated and validated SPH three-dimensional numerical models with various aspect ratios (0.4-25) to study whether a bilinear approximation represents accurately the deposit final height ratio for extremely large aspect ratios (>> 15). Results obtained using a classical Mohr-Coulomb constitutive model are validated with experimental results in terms of representative aspects such as run-out distance and final deposit height after collapse.

The results show that the relationship between the normalized run-out distance and aspect ratio changes from linear to slow exponential growth as the aspect ratio increase. This turning point occurs at $a = 1.7$ based on our results. This exponential relationship also applies for extremely large aspect ratios (>> 15).

Conversely, the relationship between the final height ratio and the aspect ratio changes from a bilinear approximation to trilinear for aspect ratios greater than 10. Using our simulation that match the literature results, we propose a new approximation line for these values.

Acknowledgements

Thanks for the financial support of China Scholarship Council (CSC). I would like to thank my supervisor, Prof. Raul Fuentes, for his guidance through each stage of the process. Also, many thanks to my colleague Dr. Ningning Zhang for his guidance on research questions and paper writing.

References

Livermore Software Technology Corporation (LSTC) (2019), LS-DYNA Theory Manual, R11.0.

Fávero Neto, A. H. and R. I. Borja (2018). "Continuum hydrodynamics of dry granular flows employing multiplicative elastoplasticity." Acta Geotechnica 13(5): 1027-1040.

Lajeunesse, E., A. Mangeney-Castelnau and J. P. Vilotte (2004). "Spreading of a granular mass on a horizontal plane." Physics of Fluids 16(7): 2371-2381.

Lajeunesse, E., J. B. Monnier and G. M. Homsy (2005). "Granular slumping on a horizontal surface." Physics of Fluids 17(10).

Lube, G., H. E. Huppert, R. S. Sparks and A. Freundt (2005). "Collapses of two-dimensional granular columns." Phys Rev E Stat Nonlin Soft Matter Phys 72(4 Pt 1): 041301.

Lube, G., H. E. Huppert, R. S. J. Sparks and M. A. Hallworth (2004). "Axisymmetric collapses of granular columns." Journal of Fluid Mechanics 508: 175-199.

Mornaghan, J. J. (1992). "Smoothed-particle-hydrodynamicsAnnual-Review-of-Astronomy-and-Astrophysics."

Roche, O., M. Attali, A. Mangeney and A. Lucas (2011). "On the run-out distance of geophysical gravitational flows: Insight from fluidized granular collapse experiments." Earth and Planetary Science Letters 311(3-4): 375-385.

Szewc, K. (2017). "Smoothed particle hydrodynamics modeling of granular column collapse." Granular Matter 19(1).

Thompson, E. L. and H. E. Huppert (2007). "Granular column collapses: further experimental results." Journal of Fluid Mechanics **575**: 177-186.

Yang, E., H. H. Bui, H. De Sterck, G. D. Nguyen and A. Bouazza (2020). "A scalable parallel computing SPH framework for predictions of geophysical granular flows." Computers and Geotechnics 121.

Zur Anwendbarkeit von *embedded piles* bei der Modellierung von Kaimauern

Paul Vogel M.Sc., Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg

Die Anwendung der FEM in der Geotechnik hat sich in den letzten Jahren bezogen auf die Prognose der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit etabliert. Vor allem für die Berechnung von Kaimauern mit einer komplexen Boden-Bauwerk-Interaktion bieten sich numerische Methoden an. Allerdings führen FE-Modelle von Kaimauern mit Schrägpfählen und Pfahlrostkonstruktion bei einer Diskretisierung mit Schalen- bzw. Volumenelementen aufgrund der sehr hohen Elementanzahl zu immensen Rechenzeiten.

Zur vereinfachten Modellierung von Pfählen kann ein spezielles Strukturelement der embedded piles (3D) oder embedded pile rows (2D) verwendet werden bzw. ermöglichen die embedded pile rows die Modellierung von Pfahlreihen und deren Boden-Pfahl-Interaktion in ebenen FE-Modellen. Ob mit diesen Strukturelementen insbesondere das laterale Verformungs- und Tragverhalten im Hinblick auf die Erddruckabschirmung durch die Kaiplattenpfähle abgebildet werden kann, soll in diesem Beitrag an ebenen und räumlichen numerischen Simulationen untersucht werden.

1 Einleitung

Die Anwendung der FEM zur Berechnung von Kaimauern wird immer beliebter, da das komplexe Trag- und Verformungsverhalten dieser Konstruktionen mit numerischen Methoden besser abgebildet werden kann als es analytische Methoden erlauben. Das numerische Modell muss dementsprechend diskretisiert werden, damit das Trag- und Verformungsverhalten realitätsnah abgebildet werden kann. Bei den in diesem Beitrag untersuchten Kaimauerkonstruktionen, bestehend aus rückverankerter Spundwand und landseitigem Pfahlrost (vgl. Abbildung 1-1), ist die laterale Erddruckabschirmung durch den anstehenden Pfahlrost ein relevanter Effekt (Qiu, 2012), den es im Modell zu berücksichtigen gilt, um das Trag- und Verformungsverhalten realitätsnah abbilden zu können (Mardfeldt, 2005 und Vogel, 2021).

Eine Modellierung der Kaiplattenpfähle mit Volumenpfählen ist die naheliegende Variante, da die Geometrie der realen Pfähle direkt abgebildet wird. Allerdings entstehen dadurch Modelle mit hoher Elementanzahl, die zu zeitintensiven Simulationen führen bzw. die auf einen sehr begrenzten Ausschnitt der Kaimauer reduziert werden müssen, um Elemente zu sparen.

Abhilfe hierfür können die Strukturelemente *embedded piles* (3D) und *embedded pile row* (2D) schaffen. Diese bestehen aus einem Balkenelement, welches ein spezielles Interface besitzt, um die Boden-Pfahl-Interaktion eines Volumenpfahls nachzubilden.

In diesem Beitrag wird die Anwendung dieser speziellen Strukturelemente zur Modellierung von Kaimauern hinsichtlich ihres lateralen Trag- und Verformungsverhalten im ebenen und räumlichen Modell untersucht. Dafür werden die Untersuchungen von Qiu (2012) zur Erddruckabschirmung eines Pfahlrosts unter Verwendung der FE-Software Plaxis nachgerechnet, wobei die Dimension des Modells (ebene oder räumliche Simulation) und die Modellierungsweise der Kaiplattenpfähle (Volumenpfähle oder *embedded piles*) variiert wird. Somit können die Ergebnisse der numerischen Simulationen mit *embedded piles* sowohl mit äquivalenten Simulationen unter Verwendung von Volumenpfählen verglichen als auch mit den experimentellen sowie numerischen Ergebnissen aus Qiu (2012) validiert werden. Dabei wird zum einen der Einfluss der Netzfeinheit und zum anderen die Anwendbarkeit der *embedded piles* für unterschiedliche Pfahlrostkonfigurationen anhand einer Parameterstudie untersucht.

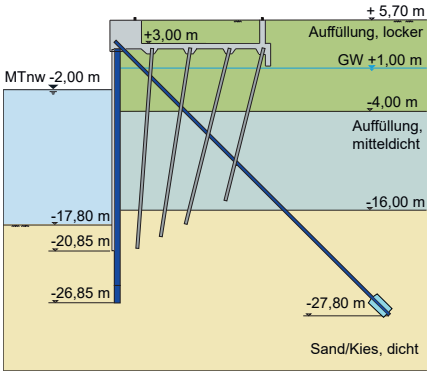


Abbildung 1-1: Querschnitt einer Kaimauer mit Pfahlrost

2 Theorie zu *embedded piles*

Die Strukturelemente *embedded piles* (EP) im räumlichen bzw. *embedded pile row* (EPR) im ebenen Spannungszustand sind spezielle Linienelemente die aus einem Balkenelement und einem Kontaktelement (Interface) zur Berücksichtigung einer realistischen Boden-Pfahl-Interaktion bestehen.
Bei der Modellierung mit *embedded piles* werden zusätzliche virtuelle Knoten im FE-Netz erzeugt, welche über die Federelemente mit dem Balkenknoten verbunden sind. Somit bleibt ein kontinuierliches Netz bestehen und Relativverformungen zwischen embedded pile und umgebenden Boden werden ermöglicht. Somit kann der Boden um diese Strukturelemente „fließen". Das räumliche Tragverhalten eines Pfahls wird bei den *embedded piles* durch die Deaktivierung der Plastizität des Bodens im Bereich des eigentlichen Volumenpfahls und die Verwendung von nichtlinearen Federelementen (Interface) in axialer und im Falle der EBR auch in lateraler Richtung definiert (siehe Brinkgreve, 2021, Schweiger et al. 2017 und Tschuchnigg, 2015). Somit soll es möglich sein auch im ebenen Spannungszustand räumliche Effekte zu berücksichtigen (Schweiger et al., 2017). Die EP besitzen in lateraler Richtung bisher nur lineare Federelemente.
Für die Simulationen in diesem Beitrag wird ein neuer Ansatz für den EP verwendet, der von Turello et al. (2016) entwickelt und von Smulders et al. (2019) überarbeitet und in den FE-Code von Plaxis übernommen wurde. Durch die Verbesserung des Interfaces soll das Verhalten des Strukturelements zum einen unabhängig von der Netzfeinheit sein und zum anderen in lateraler Richtung realistischere Ergebnisse erzielen.

Die *embedded piles* bieten somit eine vereinfachte sowie Element und Rechenzeit sparende Möglichkeit Volumenpfählen zu modellieren und im Falle der EPR die Berücksichtigung einer Pfahlreihe im ebenen Spannungszustand. Dies ist vor allem für große Verhältnisse von Pfahlabstand zu Pfahldurchmesser (vgl. Abbildung 2-1 nach Sluis, 2012) von Relevanz, sobald die Modellierung einer Pfahlreihe in Form einer durchgehenden Wand mit „verschmierten" Steifigkeiten nicht geeignet ist.
Für klassische Kaimauerkonstruktionen, wie die des Europakais oder des Salzgitterkais (siehe Abbildung 1-1) in Hamburg, bietet sich somit in Abhängigkeit des vorhandenen Verhältnisses von Pfahlabstand zu Pfahldurchmesser eine Modellierung mit der EPR im ebenen Zustand an (vgl. Abbildung 2-1). Die Modellierung einzelner Pfähle im räumlichen Spannungszustand mit EP soll ebenso wie mit Volumenpfählen (VP) geeignet sein (Sluis, 2012).

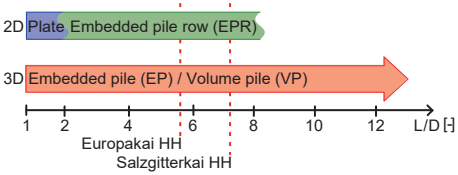


Abbildung 2-1: Anwendungsbereich verschiedener Strukturelemente zur Modellierung von Pfahlreihen (nach Sluis, 2012)

3 Untersuchung zum lateralen Tragverhalten des Pfahlrosts

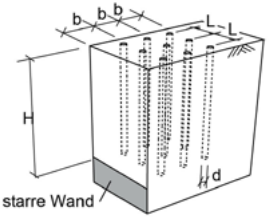
3.1 Modellbildung

Die Untersuchung zur Anwendbarkeit der *embedded piles* für Kaimauern soll in Anlehnung an die Arbeiten von Qiu (2012), der die Erddruckabschirmung durch einen Pfahlrost experimentell und numerisch untersucht hat, durchgeführt werden. Die Erkenntnisse von Qiu (2012) dienen somit der Validierung der Anwendbarkeit von *embedded*

piles zur Berücksichtigung der Abschirmwirkung des Pfahlrosts. Hierzu wird das numerische Modell von Qiu in Plaxis 2D (Version 21.01.00.479) und Plaxis 3D (Version 21.01.00.479) nachgebildet, um die Auswirkung der unterschiedlichen Modellierungsweisen der Pfähle herauszustellen.

Das Modell (Geometrie und Abmessungen siehe Abbildung 3-1) besteht aus einer Wand (H = 25 m), die um u_x = 15 cm parallel verschoben wird, und drei Pfahlreihen, die in einem Abstand von b = 5 m zur Wand und zueinander stehen. Die Pfähle besitzen einen Durchmesser von d = 0,5 m, eine Länge von 25 m und einen Pfahlabstand in Reihe von L = 2 m. Die Pfähle sind am Kopf biegesteif gelagert und werden mit einem linear elastischen Stoffmodell (γ = 25 kN/m^3, E = 35.000 N/mm^2, ν = 0,15) definiert. Im ebenen Modell werden die Pfähle mit EPR und im räumlichen Modell mit EP sowie VP modelliert.

Es wird ein homogener Sand in mitteldichter Lagerung I_D = 0,5 (e = 0,69) gemäß Qiu (2012) angenommen. Das Materialverhalten des Bodens wird mit dem Hardening-Soil Stoffmodell mit *small-strain stiffness* (HSS-Modell nach Schanz et al., 1999 und Benz, 2007) modelliert. Das HSS-Modell ist ein nichtlinear elastisch, isotrop verfestigend plastisches Stoffmodell mit der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb unter Berücksichtigung deviatorischer und volumetrischer Verfestigung und spannungsabhängiger Steifigkeit für Erstbelastung sowie Ent- und Wiederbelastung. Des Weiteren berücksichtigt das Modell die erhöhte Steifigkeit bei kleinen Dehnungen.



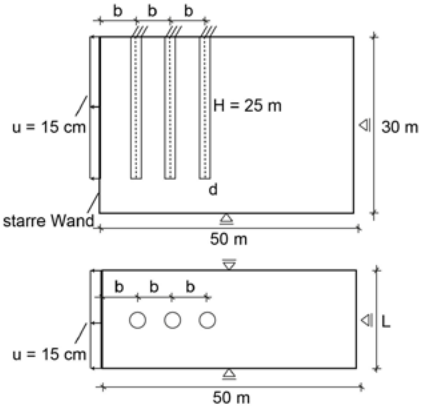


Abbildung 3-1: Modellabmessungen für ebene und räumliche Simulationen in Anlehnung an Qiu (2012)

Die Parameter für das HSS werden in Abhängigkeit der Kennwerte aus Qiu (2012) für das hypoplastische Stoffmodell und einer Kalibrierung des HSS anhand von Elementversuchen, die mit dem hypoplastischen Stoffmodell durchgeführt wurden, bestimmt. Die Stoffparameter des Sandes sind in Tabelle 1 aufgelistet.

	Einheit	Sand
γ_{unsat}	kN/m^3	10,0
γ_{sat}	kN/m^3	10,0
p_{ref}	kN/m^2	100
$E_{50,ref}$	kN/m^2	25.000
$E_{oed,ref}$	kN/m^2	20.000
$E_{ur,ref}$	kN/m^2	60.000
m	-	0,8
c'_{ref}	kN/m^2	0,1
φ'	°	34,0
ψ'	°	5,0
$\gamma_{0,7}$	-	0,00012
$G_{0,ref}$	kN/m^2	80.000
ν_{ur}	-	0,2
$K_{0,nc}$	-	0,5
R_{inter}	-	0,5396

Tabelle 1: Stoffparameter für das HSS-Modell

Der Kontakt zwischen Boden und Strukturelementen wird mit Interface-Elementen (Brinkgreve et al. 2021), welche das Coulombsche Reibungsgesetz berücksichtigen, unter Annahme eines Wandreibungswinkels von $\delta = 2/3\ \varphi' = 20°$ modelliert.

Für die *embedded piles* sind neben den Querschnittswerten noch Angaben für die maximale Mantelreibung sowie den Fußwiderstand vorzugeben. Der maximale Fußwiderstand wird vereinfacht zu 1.000 kN angesetzt, da dieser für die Simulationen irrelevant ist, aber dennoch hoch genug gewählt werden sollte, damit eine Plastizierung unterhalb des Pfahlfußes ausgeschlossen wird. Die maximale Mantelreibung wird gemäß folgenden erdstatischen Gleichungen (Brinkgreve et al. 2021) auf der Grundlage Coloumbscher Reibung angesetzt:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \varphi_i' + c_i \quad (1)$$

mit $\varphi_i' = R_{\text{inter}} \cdot \varphi_{\text{Boden}}$ (2)

$$c_i = R_{\text{inter}} \cdot c_{\text{Boden}} \quad (3)$$

$$R_{\text{inter}} = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi_{\text{Boden}}} \quad (4)$$

Mit dieser Annahme wird den *embedded piles* dieselbe maximale Mantelreibung zugeschrieben, wie die Volumenpfähle über die Interfaces unter Berücksichtigung des Wandreibungswinkels maximal mobilisieren können.
Dem Strukturelement EPR im ebenen Spannungszustand kann neben der axialen auch eine laterale Grenztragfähigkeit zugewiesen werden. Diese kann beispielsweise gemäß API (2002) unter Verwendung der Bodenwichte γ, dem Pfahldurchmesser D, der Tiefe H und verschiedenen Koeffizienten C_i, die vom Reibungswinkel des Bodens abhängig sind, über Gleichung (5) bestimmt werden:

$$p_u = \max\{(C_1 \cdot H + C_2 \cdot D) \cdot \gamma \cdot H;\ C_3 \cdot D \cdot \gamma \cdot H\} \quad (5)$$

Für die EP im räumlichen Spannungszustand ist diese Angabe bisher nicht möglich und die laterale Grenztragfähigkeit wird somit zu unendlich angenommen.
Die Berechnungen im ebenen Spannungszustand werden mit 15-knotigen Dreieckselementen mit quartischer Ansatzfunktion und im räumlichen Spannungszustand mit 10-knotigen Tetraederelementen mit quadratischer Ansatzfunktion durchgeführt.

3.2 Vergleich mit Untersuchungen von Qiu (2012)

Relevant bei der Berechnung bzw. Nachrechnung von Kaimauern ist die Berücksichtigung der Erddruckabschirmung durch den Pfahlrost, da infolgedessen die Beanspruchung der Spundwand reduziert wird. Die Abbildung 3-2 zeigt den mobilisierten aktiven Erddruck auf die Wand für die verschiedenen Modellierungsweisen in Plaxis im Vergleich zu den Simulationen von Qiu (2012).
Zunächst kann festgestellt werden, dass die verschiedenen Modellierungsweisen ähnliche Ergebnisse liefern und die *embedded piles* (2D wie 3D) somit für diesen Fall gleichwertig mit Volumenpfählen sind. Allerdings hat Qiu (2012) teilweise einen geringeren Erddruck erzielt, was sich auch anhand der abgeleiteten Erddruckbeiwerte in Tabelle 3 in Kapitel 3.3 zur Untersuchung der Netzfeinheit erkennen lässt. Auffällig ist, dass die Abschirmwirkung durch den Pfahlrost nicht gleichmäßig wirkt, sondern im oberen Bereich der Wand der aktive Erddruck nach DIN 4085 mobilisiert wird und die Abschirmwirkung erst in den unteren Bereichen der Wand ab 15 m eintritt.

Die Erddruckabschirmung auf die Wand resultiert aus einer Druckgewölbebildung zwischen den Pfählen der ersten Pfahlreihe. Dieses Druckgewölbe lässt sich sehr gut in Abbildung 3-3 (a) anhand der Simulationen von Qiu (2012) mit Volumenpfählen erkennen. Ebenso lässt sich die Entstehung eines Druckgewölbes mit EP im räumlichen Spannungszustand (b) erzielen. Die Besonderheit der EP eine in Abhängigkeit des vorgegebenen Pfahldurchmessers elastische Zone um das Balkenelement zu generieren und dadurch das äquivalente Pfahlvolumen nachzubilden, ermöglicht somit eine gleiche Angriffsfläche zur Bildung des Druckgewölbes. Auch die Spannungsreduktion vor dem Pfahl ist anhand der geringen Hauptspannungsvektoren erkennbar.

Die Bildung eines Druckgewölbes kann im ebenen Spannungszustand nicht abgebildet werden, aber die bisherigen Ergebnisse bzgl. des abgeschirmten Erddrucks auf die Wand deuten darauf hin, dass sich die EPR im ebenen Raum ähnlich wie ein EP bzw. VP im räumlichen Zustand verhält. Durch das spezielle Interface der EPR, welches das Balkenelement nicht direkt mit dem Netz, sondern über Federn mit diesem verbindet, kann der Boden um den Pfahl „fließen" bzw. in Abhängigkeit der Federsteifigkeit auf den Pfahl einwirken, vergleichbar mit der Bildung eines Druckgewölbes.

In Abbildung 3-4 sind sowohl für experimentelle (a) als auch verschiedene numerische Untersuchungen (b-d) der Versagensmechanismus des Modells dargestellt. Die Geometrie des Bruchkörpers geht von der Unterkante der Wand aus und wird von der ersten Pfahlreihe begrenzt. Somit wird der aktive Gleitkeil durch die Anordnung eines Pfahlrostes hinter der Wand deutlich reduziert, was sich in der geringeren Erddruckbelastung widerspiegelt. Es kann festgestellt werden, dass sowohl die Simulation im ebenen Zustand mit EPR (c) als auch die Simulation mit EP im räumlichen Zustand (d) den gleichen Versagensmechanismus ausbilden, wie die experimentellen (a) und die numerischen Untersuchungen (b) von Qiu (2012) mit Volumenpfählen zeigen. Die vereinfachte Modellierung mit den Strukturelementen ist somit in der Lage den Grenzzustand richtig abzubilden.

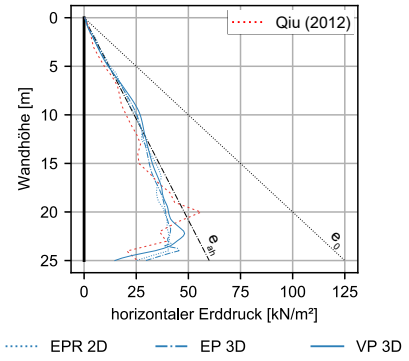


Abbildung 3-2: Vergleich des abgeschirmten Erddrucks auf die Wand (Netzfeinheit: fein)

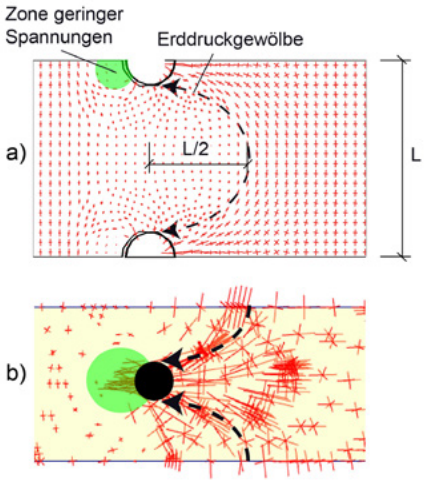


Abbildung 3-3: Vergleich des mobilisierten Erddruckgewölbes a) mit Volumenpfählen (Qiu, 2012) und b) mit embedded piles in Plaxis 3D und feinem Netz

Die Variation der Netzfeinheit hat auf den Versagensmechanismus keinen Einfluss, allerdings ist die Ausprägung der Scherfuge, dargestellt durch die inkrementellen Dehnungen, abhängig von der Elementgröße. Hier gilt je feiner das Netz, umso definierter kann die Scherfuge gebildet werden. Dies wiederum ist bei Berücksichtigung von Dilatanzeffekten im Grenzzustand von Relevanz, da die resultierenden Scherverformungen von der Elementgröße beeinflusst werden können.

Ein Vergleich der Pfahlverformungen für die verschiedenen Modellierungsweisen zeigt (vgl. Abbildung 3-5), dass die Ergebnisse der Simulation mit den Strukturelementen EPR und EP in derselben Größenordnung wie die Simulation mit VP liegen. Generell kann allerdings ein etwas steiferes Verformungsverhalten der *embedded piles* beobachtet werden, was sich in geringeren Verformungen äußert. Die Abweichungen der Verformungen zwischen der ebenen und räumlichen Simulation mit *embedded piles* zeigt bis auf die zweite Reihe eine gute Übereinstimmung. Ähnliches kann auch für die Biegebeanspruchung der Pfähle festgestellt werden (vgl. Abbildung 3-6).

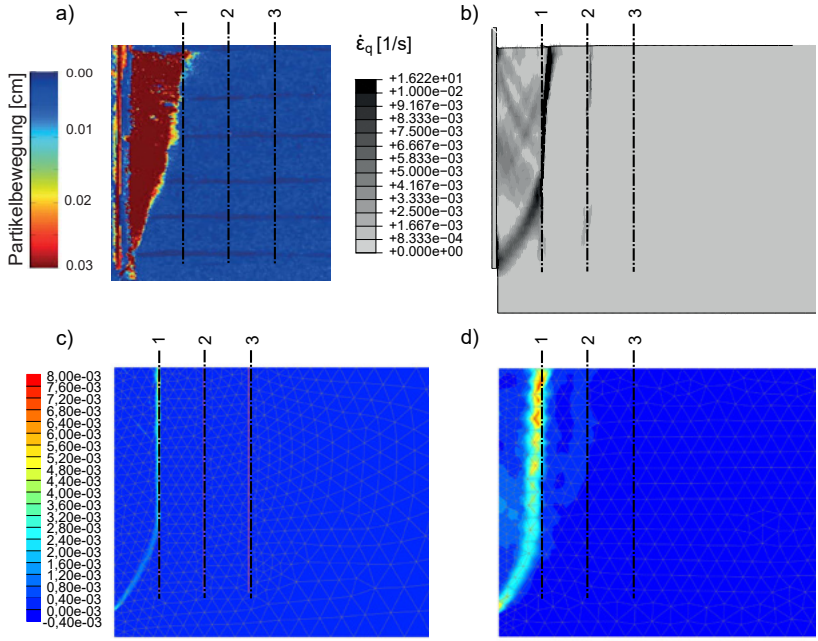


Abbildung 3-4: Vergleich des Versagensmechanismus anhand a) mit PIV-Methode aufgenommener Partikelbewegung im 1g-Versuchsstand (Qiu, 2012), b) deviatorischer Dehnungen aus numerischer Nachrechnung (Qiu, 2012), c) deviatorischer Dehnungen mit EPR in Plaxis 2D (Netzfeinheit: mittel), d) deviatorischer Dehnungen mit EP in Plaxis 3D (Netzfeinheit: mittel)

Die Biegebeanspruchung ist qualitativ gleichwertig, zeigt allerdings im Bereich des Feldmoments Abweichungen zwischen *embedded piles* und VP.

Die teilweise geringeren Biegemomente in den *embedded piles* lassen sich auf die geringere Verformung zurückführen. Besonders deutlich erkennt man dies an den Biegemomenten in der zweiten Pfahlreihe.

3.3 Einfluss der Netzfeinheit

Um die Auswirkungen der Netzfeinheit auf das Verformungsverhalten der *embedded piles* zu untersuchen, wurden die Berechnungen aus Kapitel 3.2 mit unterschiedlicher Elementanzahl durchgeführt. Die jeweilige Elementanzahl der Modelle sind in Tabelle 2 aufgelistet. Die Einteilung der Netzfeinheit wird in Abhängigkeit der vorgegebenen maximalen Elementabmessungen (Kantenlänge a der Dreiecks- bzw. Tetraederelemente) angenommen.

Von der gesamten Elementanzahl für die Modelle mit Volumenpfählen (VP 3D) entfallen ca. 6.000 Elemente auf die drei Volumenpfähle.

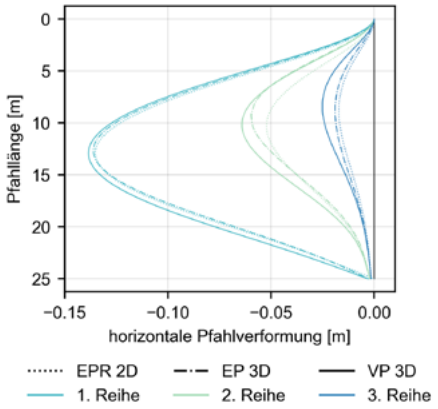


Abbildung 3-5: Vergleich der Pfahlverformungen (Netzfeinheit: fein)

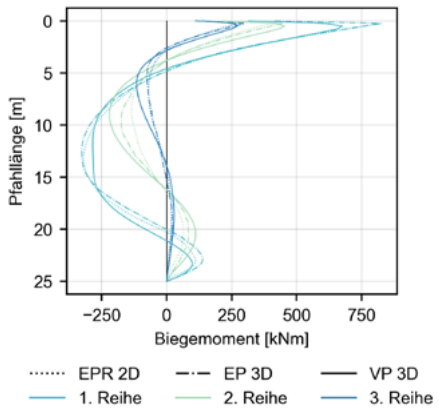


Abbildung 3-6: Vergleich der Biegemomente im Pfahl (Netzfeinheit: fein)

Netzfeinheit	EBR 2D	EP 3D	VP 3D
grob a = 6,0 m	622	582	26.686
mittel a = 2,0 m	1.350	3.361	29.031
fein a = 1,0 m	5.124	19.746	41.722

Tabelle 2: Elementanzahl der Modelle zur Untersuchung der Netzabhängigkeit

In Tabelle 3 ist zum besseren Vergleich des Einflusses der Netzfeinheit auf die Abschirmwirkung der verschiedenen Pfahlmodelle der aktive

Erddruckbeiwert K_{agh} für den resultierenden Erddruck auf die Wand aufgelistet. Zunächst kann festgestellt werden, dass die Variation der Netzfeinheit nur einen geringen Einfluss auf den abgeschirmten Erddruck zeigt. Für die Volumenpfähle liegt der Wert für die verschiedenen Netzfeinheiten im Schnitt bei 0,210. Die Strukturelemente zeigen im Vergleich eine leicht größere Abschirmwirkung (K_{agh} = 0,206), die vermutlich auf die geringere Durchbiegung der ersten Pfahlreihe (vgl. Abbildung 3-5) zurückzuführen ist. Auffällig ist, dass die embedded piles sowohl im ebenen als auch räumlichen Modell einen gleichen reduzierten Erddruckbeiwert für ein feines Netz erreichen. Der Einfluss der Netzfeinheit ist bei den Strukturelementen deutlicher als bei den Volumenpfählen. Mit feiner werdendem Netz nimmt der Erddruckbeiwert für die EPR geringfügig ab, wobei bereits für eine mittlere Netzfeinheit keine Änderung des Erddruckbeiwerts festzustellen ist. Gegensätzlich verhält es sich mit den EP hier wird infolge Netzverfeinerung ein zunehmender Erddruckbeiwert erzielt, der sich ebenfalls bei K_{agh} = 0,206 einstellt. Vergleicht man diese Werte mit dem nach DIN 4085 für diesen Fall ermittelten aktiven Erddruckbeiwert (K_{agh} = 0,239) für eine Wand ohne Pfahlrost, ist eine Erddruckabschirmung auch mit *embedded piles* (2D und 3D) möglich.

Erddruckbeiwert K_{agh}	EBR 2D	EP 3D	VP 3D
grob	0,213	0,197	0,211
mittel	0,206	0,201	0,208
fein	0,206	0,206	0,210
Vergleichswerte:	K_{agh} = 0,177 (Qiu, 2012)		
	K_{agh} = 0,239 (DIN 4085)		

Tabelle 3: Auswirkung der Netzfeinheit bzgl. des abgeschirmten aktiven Erddrucks auf die Wand

Interessant ist allerdings der Vergleich zu den Ergebnissen von Qiu (2012). Dieser hat für dasselbe System einen reduzierten Erddruckbeiwert von K_{agh} = 0,177 berechnet. Da selbst die Berechnungen mit Volumenpfählen und eine Vergleichsrechnung mit dem hypoplastischen Stoffmodell (Parameter siehe Qiu, 2012) in Plaxis gleiche Ergebnisse wie die Simulationen mit *embedded piles* aufzeigen, wird davon ausgegangen, dass dieser Unterschied auf die Wahl der numerischen Methode zurückzuführen ist.
Die Formulierung des Netzes in den Berechnungen von Qiu (2012) wurde mit der CEL Methode (Coupled Eulerian Lagrangian) durchgeführt, wohingegen das Netz in den Berechnungen mit Plaxis auf Grundlage des Lagrange Ansatzes beruht. Diese Annahme erfordert allerdings noch weitere Untersuchungen.

Der Einfluss der Netzfeinheit auf die Verformung und die Biegebeanspruchung der verschiedenen Pfahlelemente ist in Abbildung 3-7 und 3-8 dargestellt. Dabei stellt der Farbraum zwischen

den jeweiligen Linien für die Pfahlmodelle die Abweichung der Ergebnisse zwischen grober und feiner Netzfeinheit dar.
Die Variation des Netzes hat auf die Ergebnisse der Simulationen mit den VP keinen relevanten Einfluss. Sowohl die Verformung und die Schnittgrößen des Pfahls als auch der abgeschirmte Erddruck auf die Wand deuten auf eine Netzunabhängigkeit hin. Für diesen Vorteil muss jedoch eine hohe Elementanzahl (vgl. Tabelle 2) und dadurch hohe Rechenzeiten hingenommen werden.
Die Modellierung mit *embedded piles* zeigt für die erste und dritte Pfahlreihe ebenfalls nur einen geringen Einfluss der Netzfeinheit, wobei punktuell größere Abweichungen in der Biegebeanspruchung (Spitzen im Verlauf) vorhanden sind, die allerdings auf das zu grobe Netz zurückgeführt werden können.
Die *embedded piles* der zweiten Pfahlreihe zeigen im Gegensatz zu den anderen Pfahlreihen eine stärkere Netzabhängigkeit auf. Dies kann auf die größer werdende Verformung bei feinerem Netz zwischen erster und zweiter Pfahlreihe zurückgeführt werden.
Es zeigt sich, dass mit zunehmender Netzfeinheit die Verformungen und Biegemomente der EPR und EP mit denen der VP besser übereinstimmen.

Grundsätzlich kann mit diesen Ergebnissen gezeigt werden, dass das Verformungs- und Tragverhalten der *embedded piles* im ebenen und räumlichen Spannungszustand ähnlich ist und mit den Simulationen unter Verwendung von Volumenpfählen vergleichbar ist. Dadurch, dass teilweise eine Netzabhängigkeit in dem Verhalten der *embedded piles* und in der resultierenden Erddruckabschirmung beobachtet werden kann, sollte bei der Modellierung auf ein ausreichend feines Netz geachtet werden, um die Verformungen und somit Beanspruchungen der Pfähle nicht zu unterschätzen. Bei einem ausreichend feinem Netz zeigen *embedded piles* gleichwertige Ergebnisse wie Volumenpfählen, haben allerdings den Vorteil, dass sie dafür deutlich weniger Elemente benötigen (vgl. Tabelle 2) und somit effizientere Modelle ermöglichen.

3.4 Parameterstudie

Für die Parameterstudie werden der Pfahldurchmesser, der Abstand der Pfähle in einer Reihe und der Abstand der Pfahlreihen im Rahmen realer Kaimauern mit Pfahlrost variiert. Die verschiedenen Variationen und die Ergebnisse bzgl. des Erddruckbeiwerts für den durch die Pfahlelemente abgeschirmten Erddruck sind in Tabelle 4 dargestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse des Standardmodells (d = 0,5 m, b = 5 m, l = 2 m) und der Berechnungen von Qiu (2012) für dieselben Parameter dargestellt.

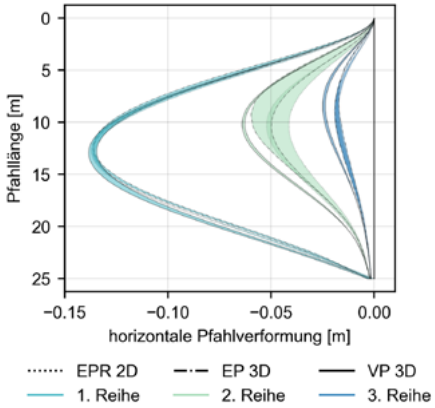


Abbildung 3-7: Einfluss der Netzfeinheit auf die Verformung der Pfähle

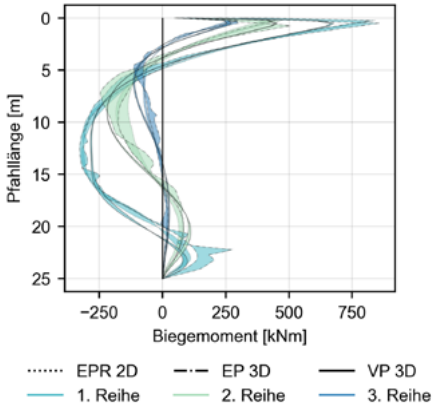


Abbildung 3-8: Einfluss der Netzfeinheit auf die Biegebeanspruchung der Pfähle

d [m]	*b* [m]	*L* [m]	Qiu (2012)	EBR 2D	EP 3D	VP 3D
0,5	5	2	0,177	0,206	0,206	0,210
0,4			0,181	0,225	0,222	0,227
0,5	3	2	0,151	0,182	0,175	0,173
	5		0,177	0,206	0,206	0,210
0,5	5	2	0,177	0,206	0,206	0,210
		3	0,186	0,222	0,218	0,226
Vergleichswerte: K_{agh} = 0,239 (DIN 4085)						

Tabelle 4: Ergebnisse der Parameterstudie mit feinem Netz für den abgeschirmten aktiven Erddruck (K_{agh}) auf die Wand

Es zeigt sich, dass auch für die verschiedenen Variationen eine den Volumenpfählen gleichwertige Abschirmwirkung mit EPR bzw. EP erzielt wird.
Wie bereits in Kapitel 3.3 herausgestellt, sind die mit Plaxis unter Verwendung der *embedded piles* berechneten Erddruckbeiwerte größer als die von Qiu (2012). Es kann allerdings festgestellt werden, dass die Änderung der Abschirmwirkung in Abhängigkeit der unter Verwendung der *embedded piles* richtig abgebildet werden kann. Beispielsweise führt eine Verringerung des Abstands b zur Wand zu einer größeren Abschirmwirkung. Außerdem ist das Verhältnis der Erddruckbeiwerte zwischen den Standardmodellen und den einzelnen Parametervariationen im Vergleich zu den Simulationen von Qiu (2012) ähnlich.
Darüber hinaus zeigt die Variation des Pfahlabstands L in den Modellen mit ebenem Spannungszustand, dass die Abschirmwirkung der EPR durch die Anpassung der Interfacesteifigkeit infolge der Veränderung des Abstands in Ebene im Vergleich zu den räumlichen Simulationen richtig abgebildet wird.

4 Fazit und Ausblick

Die Ergebnisse sowohl in ebenen als auch in räumlichen Modellen reproduzieren können.
Darüber hinaus kann auch der für eine Kaimauer mit Pfahlrost relevante Effekt der Erddruckabschirmung infolge der Mobilisierung eines Erddruckgewölbes auf die Pfähle mit *embedded piles* abgebildet werden. Auch das Strukturelement der EPR im ebenen Modell kann die Erddruckreduzierung, die sich auf die Spundwand ausbildet (vgl. Abbildung 3-2, Tabelle 4), infolge Abschirmung berücksichtigen. Obwohl im Vergleich zu den Untersuchungen von Qiu (2012) Unterschiede in den Ergebnissen hinsichtlich des abgeschirmten aktiven Erddrucks auf die Wand festgestellt wurden, zeigt sich, dass in den Simulationen mit Plaxis die Abschirmwirkung der Strukturelemente im ebenen und räumlichen Spannungszustand in derselben Größenordnung wie die der Volumenpfähle liegt. Somit sind die Ergebnisse der Simulationen mit Plaxis konsistent.
Die Verwendung von *embedded piles* zur Simulation von Kaimauern in räumlichen Modellen bietet somit die Möglichkeit aufgrund der Einsparung von Elementen auf eine element- und rechenintensive Modellierung mit Volumenpfählen zu verzichten. Dadurch können breitere Kaimauermodelle erstellt werden, um z. B. die Auswirkungen von lokalen Kolken oder einzelnen Ankerausfällen hinsichtlich der Standsicherheit einer Kaimauer zu untersuchen. Ein weiterer Vorteil der in diesem Beitrag herausgestellten Erkenntnisse für die numerische Berechnung von Kaimauern ist, dass die Modellierung einer Kaimauer in ebenen Spannungszustand mit EBR das räumliche laterale Tragverhalten des Pfahlrosts inklusive Erddruckabschirmung und der dadurch resultierenden Pfahlbeanspruchung ebenso gut wie ein räumliches Modell abbilden kann.

Literaturverzeichnis

API (2002). Recommended Practice for Planning, Designing & Constructing Fixed Offshore Platforms, API-RP.2A-WSD. 21st edition.

Benz, T. (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Dissertation. Universität Stuttgart.

Brinkgreve, R.B.F., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M. (2021). *PLAXIS 2D/3D CONNECT Edition V21 Manual*. Plaxis bv. Delft.

Mardfeldt, B. (2005). *Zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen im Gebrauchszustand*. Hamburg, Technische Universität Hamburg, Dissertation.

Qiu, G. (2012). *Coupled Eulerian Lagrangian Simulations of Selected Soil-Structure Interaction Problems*. Hamburg, Technische Universität Hamburg, Dissertation.

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P. (1999). *Formulation and verification of the Hardening-Soil Model*. In: Brinkgreve, R. B. J. (Hrsg.): Beyond 2000 in Computational Geotechnics. S. 281-290.

Schweiger, H.F., Tschuchnigg, F., Mosser, C., Torggler, N. (2017). *Finite element modelling of reinforced slopes by means of embedded beam rows*. in: Lee, W. et al. [Hrsg.] Proceedings of the ICSMGE 2017. S. 2199–2202.

Sluis, J. (2012). *Validation of Embedded Pile Row in PLAXIS 2D. Masterarbeit*. TU Delft.

Smulders, C.M., Hosseini, S., Brinkgreve, R.B.J. (2019). *Improved embedded beam with interaction surface*. In: Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. S. 1-8.

Tschuchnigg, F, Schweiger, H.F. (2015). *The embedded pile concept – Verification of an efficient tool for modelling complex deep foundations*. In: Computers and Geotechnics 63, S. 244-254.

Turello, D.F., Pinto F., Sanchez P.J. (2016). *Embedded beam element with interaction surface for lateral loading of piles*. Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomechanics. 40. 568–582.

Vogel, P., Grabe, J., Feindt, F. (2021). *Finite-Elemente-Analyse zur Standsicherheit einer Bestandskaimauer und zu den Auswirkungen von Ertüchtigungsmaßnahmen*. In: Bauingenieur 96, H. 12, S. 427–440.

Innerstädtischer Tunnelbau – dreidimensionale hydrogeologische Betrachtungen unter komplexen Baugrundbedingungen

Julia Gutstein M.Sc., Boley Geotechnik GmbH, München

Geotechnische und geohydraulische Untersuchungen liefern die Basis einer fachgerechten Vorplanung. Daraus resultierende Ergebnisse zur Anfangsphase eines Projekts erweisen sich im fortschreitenden Planungsprozess jedoch immer wieder als unzureichend präzise.
Um die konkretisierte Planung zu berücksichtigen, müssen zunächst getroffene, teils modellbedingte Annahmen und Vereinfachungen entsprechend detaillierter betrachtet und in komplexen 3D Modellen erfasst werden. Im Besonderen wird dies erforderlich, sofern Bauwerke maßgeblich die bestehende Grundwasserströmung beeinträchtigen bzw. diverse Gewässer und Bestandsbebauung im Nahbereich zusätzlich einen Einfluss auf das Bauwerk haben. Im innerstädtischen Bau müssen die Auswirkungen auf die hydrogeologischen Gegebenheiten mit den oft äußerst strikten behördlichen Auflagen in Einklang gebracht werden.
Im Beitrag wird der Prozess zur Überführung von stark vereinfachten Berechnungsmodellen der Vorplanung bis hin zur präzisen FE-Modellierung des Grundwasseraufstaus unter komplexen hydrogeologischen Bedingungen aufgezeigt.
Durch Präzisierung von zunächst vereinfachten analytischen Rechenmodellen über 3D FE-Modellierungen des Grundwasseraufstaus und die iterative Weiterentwicklung der Bauwerksplanung aufgrund von hydrogeologischen Aspekten kann die Planung eines Bauvorhabens maßgeblich optimiert werden.

1 Einleitung

Historisch gewachsene Stadtkerne und anhaltender Zuzug in Ballungszentren bei gleichzeitiger Forderung nach Verkehrswende und Erhaltung einer lebenswerten urbanen Umgebung lassen sich immer schwerer vereinbaren. Aufgrund des begrenzten Raumdargebots und hohen Anforderungen an Lärm- und Immissionsschutz bleibt in der Folge oft die Verlegung von Neu- und Bestandsinfrastruktur in den Untergrund die einzige Lösungsmöglichkeit.
Doch auch im Untergrund kollidieren damit zunehmend konkurrierende Interessen um Platz, Grundwassernutzung und -beeinflussung.

Daraus resultiert ein wachsender Bedarf in der Untersuchung komplexer hydrogeologischer Fragestellung nicht nur im wissenschaftlichen Kontext, sondern auch in der alltäglichen Projektarbeit.
Im vorliegenden Beitrag werden die Erkenntnisse über den Prozess der Entwicklung eines numerischen Grundwassermodells im Zusammenspiel mit der fortschreitenden Detaillierung im Planungsprozess für Vor- und Entwurfsplanung praxisnah dokumentiert.

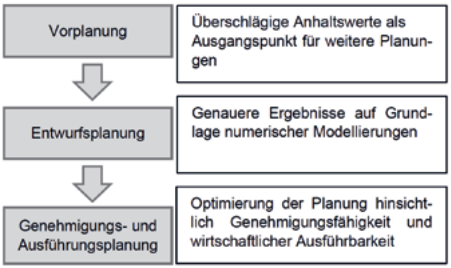


Abbildung 1-1: Modellierungsschritte im Zuge der fortschreitenden Planungsprozesse

2 Vorplanung

Auf Grundlage der Ergebnisse der Baugrunderkundung wird ein Geotechnischer Bericht für die Vorplanung erstellt.
Zuerst wird ermittelt, ob die Baumaßnahme in das Grundwasser eingreift, wie z. B. durch dauerhafte Grundwasserentnahmen oder Einleitungen, Bauwasserhaltungen oder ins Grundwasser einbindende Bauteile.
Sofern eine Beeinflussung erfolgt, wird eine erste Abschätzung des Betrags und der Ausdehnung der

Beeinflussung benötigt.

Für erste, überschlägige hydraulische Berechnungen des Grundwasseraufstaus eignen sich die gängigen analytischen Formeln nach Schneider oder stark vereinfachte 2D-numerische Berechnungen.

Nur Umströmung, keine Unterströmung:

$$\Delta h_{um} = i \cdot \cos\theta \cdot t$$

Nur Unterströmung, keine Umströmung

$$\Delta h_{unter} = \pm \frac{i \cdot \cos\theta \cdot 2 \cdot H \cdot k}{\pi \cdot k_0} \cdot \ln\left[\sin\frac{\pi \cdot a}{2(H + \Delta h_{0,B} + \Delta h_B)}\right] + \Delta h_B$$

mit

$$\Delta h_B = i \cdot \cos\theta \cdot \left(\frac{H \cdot k}{a \cdot k_F} - 1\right) \cdot \frac{B}{2}$$

$$\Delta h_{0,B} = \pm \frac{i \cdot \cos\theta \cdot 2 \cdot H \cdot k}{\pi \cdot k_0} \cdot \ln\left[\frac{1 + \cos\frac{\pi \cdot a}{2(H + \Delta h_{0,B} + \Delta h_B)}}{\sin\frac{\pi \cdot a}{2(H + \Delta h_{0,B} + \Delta h_B)}}\right]$$

Iteration über $\Delta h_{0,B}$

Kombination aus Umströmung und Unterströmung:

$$\Delta h = \frac{1}{\frac{1}{\Delta h_{um}} + \frac{1}{\Delta h_{unter}}}$$

Mit:

i	hydraulischer Gradient [-]
θ	Anströmwinkel [°] (90° = parallel)
t	halbe Bauwerkslänge [m]
H	Grundwassermächtigkeit [m]
k	Durchlässigkeitsbeiwert horizontal [m/s]
k_0	Durchlässigkeitsbeiwert vertikal [m/s]
k_F	Durchlässigkeit des Filtermaterials [m/s]
B	Bauwerksbreite [m]
a	Unterströmungshöhe [m]

Die analytischen Formeln nach Schneider sind meist für den Vorplanungsstand ausreichend und liefern trotz oft nötiger starker Vereinfachung in der Regel eine realistische Einschätzung der zu erwartenden Größenordnung des Grundwasseraufstaus. So kann in Zusammenarbeit mit der Planung bereits erarbeitet werden, ob und wenn ja welche Maßnahmen benötigt werden, um behördliche Forderungen der maximal erlaubten Grundwasserbeeinflussung einzuhalten.
Für die Planung bedeutet dies, dass ein möglicher Bedarf an geeigneten Flächen etwa für Versickerungsanlagen oder Dükerschächten bereits frühzeitig identifiziert und von vorn herein bedacht werden kann.

3 Entwurfsplanung

In der Phase der Entwurfsplanung werden im Zuge des zunehmenden Detailierungsgrades der Planung meist auch genauere Informationen zur Grundwasserbeeinflussung benötigt – z. B. für die Dimensionierung von Versickerungs- oder Grundwasserüberleitungsanlagen. Gleichzeitig kristallisiert sich meist bereits heraus, falls die Gegebenheiten eine Vereinfachung für die analytischen Methoden nicht mehr zulassen.

Gründe, die den Umstieg von einfachen analytischen Berechnungen auf ein komplexeres Modell erfordern, können zum Beispiel die folgenden sein:

- Interaktion mehrerer Grundwasserstockwerke
- Komplexe Bauwerksgeometrien
- Überströmung eines Bauwerks
- Gegenseitige Beeinflussung mehrerer Bauwerke

Ein schematisches Beispiel für Überströmung und komplexe Bauwerksgeometrie wird in Abbildung 3-1 und für gegenseitige Beeinflussung zweier Bauwerke wird in Abbildung 3-2 und Abbildung 3-3 schematisch aufgezeigt.

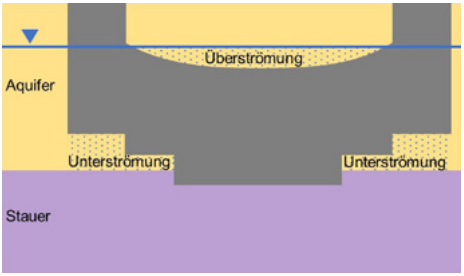


Abbildung 3-1: Schematischer Längsschnitt eines Tunnelbauwerks mit anschließenden Trögen mit Blickrichtung in Strömungsrichtung des Grundwassers bei gleichzeitiger Unter- und Überströmung des Bauwerks.

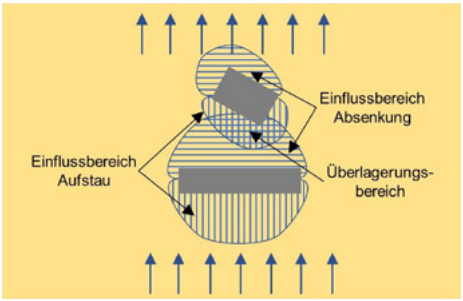


Abbildung 3-2: Schematischer Lageplan zweier ins Grundwasser einbindender Bauwerke, mit theoretischem Überlagerungsbereich bei jeweils unabhängiger Aufstaubetrachtung

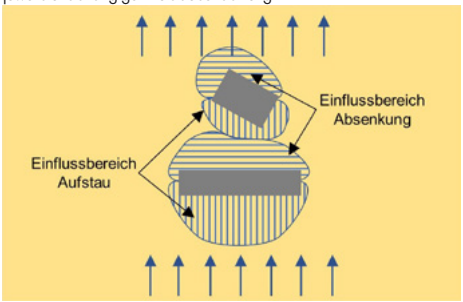


Abbildung 3-3: Schematischer Lageplan zweier ins Grundwasser einbindender Bauwerke, mit gegenseitiger Beeinflussung

Anhand der Ergebnisse der Modellierung für die Entwurfsplanung können die überschlägigen Anhaltswerte aus der Vorplanung überprüft werden. Gegebenenfalls wird deutlich, ob die ermittelten Aufstaubeträge und andere Beeinflussungen des Grundwassers schädliche Auswirkungen haben können, sodass eine Anpassung der Planung erforderlich wird. Andernfalls ist unter Umständen bereits eine Optimierung der Planung gegenüber der Vorplanung möglich. Es empfiehlt sich dabei bereits in der Phase der Entwurfsplanung, bekannte behördliche Auflagen zu berücksichtigen. Gegebenenfalls beginnt hier ein iterativer Prozess, bei dem die Planung auf Grundlage der Berechnungsergebnisse angepasst werden muss bis das Bauwerk das Grundwasser nur im erlaubten Maß beeinflusst.

Ein Beispiel für einen solchen Optimierungsprozess ist die Ermittlung der maximal möglichen Bauabschnittslänge für einen Kanal (Abbildung 3-4). Ein wasserdicht umschlossener Bauabschnitt sollte möglichst lang sein, darf aber eine gewisse Länge nicht überschreiten, ab der zusätzlichen Maßnahmen zur Grundwasserüberleitung nötig werden. Durch Berechnung verschiedener Varianten unter Berücksichtigung von Bestandsbebauung und Oberflächengewässern konnte das Optimum rechnerisch ermittelt werden.

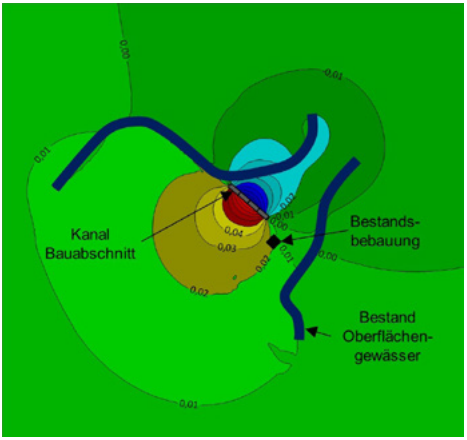


Abbildung 3-4: Numerische Grundwasseraufstauberechnung zur Bestimmung der maximal möglichen Bauabschnittslänge

3.1 Interaktion mit Nachbarbebauung

Der Berücksichtigung von grundwasserbeeinflussenden Bestandsbebauung geht eine Datenrecherche voran. Hierbei ist das Alter und die Qualität der Daten zu beachten und kritisch zu prüfen.

Für Gebäude der Dimension eines Einfamilienhauses, deren Keller sowohl umströmt als auch unterströmt werden, stellt sich heraus, dass diese den Grundwasserfluss in der Regel nur sehr lokal beeinflussen und im Modellmaßstab eines Großprojekts nicht berücksichtigt werden müssen. Es genügt im Umkehrschluss, die Auswirkungen des Projekts wie in Abbildung 3-5 an der Stelle der Häuser dem Modell zu entnehmen und ggf. Beeinflussung der Gebäude abzuleiten.

Größere, mehrgeschossige Untergeschosse oder Tiefgaragen, insbesondere wenn diese senkrecht zur Grundwasserfließrichtung ausgerichtet sind,

sollten berücksichtigt werden, da sich je nach Abstand zur Baumaßnahme eine gegenseitige Beeinflussung der Aufstau- bzw. Absenkungsbereiche ergeben kann. Besonders zu erwähnen sind unterirdische Linienbauwerke wie U-Bahnen oder Kanäle, die das Grundwasser je nach Lage in erheblichem Maße beeinflussen können. In diesem Falle gibt es häufig bestehende Grundwasserüberleitungsanlagen, für deren Berücksichtigung im Modell sich die Ermittlung der tatsächlichen Leistungsfähigkeit anhand von Durchflussmessungen bei verschiedenen Grundwasserständen als hilfreich erweist.

Abbildung 3-5: Abgleich der Ausdehnung der Grundwasserbeeinflussung mit der Lage bestehender Bauwerke (Kartengrundlage: www.openstreetmap.org)

3.2 Interaktion mit Grundwasserentnahmen und -zufluss

Im innerstädtischen Raum ist nicht nur Bebauung, sondern auch Grundwassernutzung räumlich geballt. Die Wasserbilanz des Modells wird durch erhebliche Wasserentnahmen oder Zuflüsse zum Grundwasser innerhalb des Modellbereichs beeinflusst. Diese gilt es möglichst realitätsnah zu erfassen. Als solche kommen beispielsweise Oberflächengewässer, Brunnenanlagen z. B. für Industriebrauchwasser oder Grundwasserwärmepumpen oder Versickerungsanlagen in Frage.

Bei der Modellierung ist dabei problematisch, dass die genauen Raten häufig nicht bekannt oder bestimmbar sind. Solchen Einflussfaktoren können im Rahmen der Modellkalibrierung berücksichtigt werden.

Hierzu erzeugt man zunächst Grundwassergleichenpläne von Stichtagsmessungen aller im Gebiet vorhandenen Grundwassermessstellen. Die gewählten Zeitpunkte sollten möglichst unterschiedliche Wasserstandssituationen (z. B. Hoch-, Mittel- und Niedrigwasser) abdecken und frei von Artefakten oder kurzzeitigen Einflussfaktoren wie etwa Bauwasserhaltungen sein. Anschließend stellt man diese Grundwasserstände durch Festlegung der Randbedingungen im Modell nach und variiert die Infiltrationsrate eines Flusses oder die Entnahmerate eines Brunnens so lange, bist eine Übereinstimmung mit den Grundwassergleichenplänen gegeben ist. Zu beachten ist, dass bei In- oder Exfiltrationsraten von Flüssen eine Abhängigkeit von Grundwasserständen oder Witterungsbedingungen besteht. Eine 100 % Übereinstimmung ist kaum zu erreichen. Es ist zweckmäßig, die Fragestellung des Modells im Auge zu behalten und dementsprechend eine leicht auf der sicheren Seite liegende Annahme zu treffen.

4 Lessons Learned

Ein hoher Detailgrad bei der Anlage des Baugrunds erhöht den Rechenaufwand deutlich. Für praktische Fragestellungen ist es in der Regel ausreichend, den Baugrundaufbau auf die hydrogeologisch wesentlichen Elemente zu vereinfachen. So können Rechenzeiten reduziert werden und das Modell wird flexibler nutzbar um z. B. mehrere verschiedene Planungsvarianten auszuprobieren oder verschiedene Wasserstandssituationen gegenüberzustellen.

Verschiedene Planungsoptionen sollten bereits während der Anlage aller baulichen Strukturen im Modell vor der Berechnung eines FE-Netzes vorgesehen werden. So können verschiedene Bauwerksteile, Brunnen, Düker oder Sickerleitung später für Berechnungsvarianten einfach aktiviert oder deaktiviert werden und der zeitaufwändige Prozess der

Erstellung eines FE-Netzes muss nicht unnötig oft wiederholt werden.
Für eine Dükeranlage sollten beispielweise mehrere Schachtstandorte und Sickerleitungen in verschiedener Anzahl und Länge vorgesehen werden, um im weiteren Projektverlauf die optimale Konfiguration zügig ermitteln zu können.

5 Ausblick auf Genehmigungs- und Ausführungsplanung

Für die Genehmigungsplanung wird die Planung im engen Austausch mit der Modellierung verschiedener Varianten weiter optimiert, sodass die behördlichen Auflagen erfüllt werden und keine nachteilige Beeinflussung von Bestand stattfindet. Darunter fällt beispielsweise das nachhaltige Absinken von Pegelständen in Brunnen oder das Eindringen von Grundwasser in Keller durch Grundwasseranstieg.
Eine numerische Grundwassermodellierung dient auch als aussagekräftige Begründung für die prognostizierte Unschädlichkeit des Projekts bei Einreichung zur Genehmigung.

Fragestellungen, die während der Ausführungsplanung relevant werden, sind z. B. die Modellierung einer Bauwasserhaltung zur Prognose von Pumpraten, anfallenden Wassermengen oder Zeitdauer bis zum Erreichen eines Absenkziels.
Um die Modellannahmen zu verifizieren sollte während der Ausführung ein Soll-Ist-Vergleich zwischen Modellprognose und tatsächlichen Messwerten geführt werden, damit für zukünftige Projekte von Erfahrungswerten profitiert werden kann.

Literaturverzeichnis

Schneider, G. (1981). *Berechnung der Beeinflussung des Grundwasserstroms durch Baumaßnahmen*. Die Bautechnik 2/1981

Schneider, G. (1983). *Grundwasseraufstau vor Bauwerken bei gleichzeitiger Unter- und Umströmungsmöglichkeit*. Die Bautechnik 11/1983

Dispergierung feinkörniger Böden beim Hydroschildvortrieb

Ulrich Schindler M.Sc., Zentrum Geotechnik der Technischen Universität, München
ORCID: 0000-0001-6650-3178

Beim Lösen von halbfesten bis festen Tonen in der Abbaukammer eines flüssigkeitsgestützten Schildvortriebs liegen diese Tonaggregate zunächst in Stein- bis Kieskorngröße vor, wobei sie sich beim anschließenden hydraulischen Transport durch ein Rohrleitungssystem immer weiter zerkleinern. Während große Aggregate vergleichsweise einfach über Siebe in der Separieranlage aus der Suspension getrennt werden können, müssen Tonaggregate in Feinkorngröße mit sehr hohem Aufwand und kostenintensiven Maßnahmen separiert werden. Daher ist es im Rahmen der Planung wichtig, dass vorab Untersuchungen zur Abschätzung des Feinkornzerfalls durchgeführt werden, um mögliche spätere Konflikte zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer bei der Bauausführung zu vermeiden. In diesem Beitrag werden umfangreiche klein- und großmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen zur Dispergierungsneigung feinkörniger Böden beim flüssigkeitsgestützten Schildvortrieb vorgestellt und diskutiert. Hierzu zählen Untersuchungen zum Einfluss der Förderdauer, der Fördergeschwindigkeit, des Fördermediums und des Grobkornanteils auf die Zerfallsneigung feinkörniger Böden und den zu erwartenden Separieraufwand.

1 Einleitung

Das Prinzip des maschinellen Tunnelvortriebs mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust (Hydroschildvortrieb/Slurry Shield) führt verfahrensbedingt zur wiederholten mechanischen und hydraulischen Beanspruchung des ausgebrochenen Bodens, sowohl in der Abbaukammer als auch entlang der anschließenden Rohrtransportförderung bis hin zur Separieranlage obertage (Maidl, 2011).

Beginnend mit dem Lösevorgang an der Ortsbrust verweilt der ausgebrochene Boden beim Hydroschildvortrieb in der mit Stützflüssigkeit gefüllten Abbaukammer. Daran anschließend verlässt ein Gemisch aus abgebautem Boden und Stützflüssigkeit die Abbaukammer (je nach Größe der ausgebrochenen Bodenaggregate kann eine Zerkleinerung erforderlich werden) und wird in der Regel durch ein Rohrleitungssystem über Tage gepumpt. Im Anschluss an die hydraulische Förderung wird das geförderte Bodenmaterial vom Fördermedium in einem mehrstufigen Separationsprozess getrennt. Während große Aggregate vergleichsweise einfach über Siebe in der Separieranlage aus der Suspension getrennt werden können, müssen Tonaggregate in Feinkorngröße mit sehr hohem Aufwand und kostenintensiven Maßnahmen separiert werden. Laut Weiner & Thewes (2018) kommt es im Rahmen der Ausführung oftmals zu Konflikten zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber hinsichtlich des tatsächlichen Separieraufwands sowie bei Überschreitung der Erwartungsbereiche des Feinkornanteils in der Regel auch zu signifikanten Kostenmehraufwänden.
Daher ist es vorab im Rahmen der Planung für die Kostenschätzung erforderlich, dass eine Prognose des möglichen Feinkornzerfalles anhand von experimentellen Sonderuntersuchungen in Kombination mit semi-empirisch, analytischen Methoden sowie Erfahrungswerten erstellt wird.

2 Stand der Forschung

Gemäß den eingeführten Definitionen in (Baumgärtel et al., 2012) und (Weiner & Thewes, 2018) beschreibt die Dispergierung, die Zerlegung eines Stoffes (hier: Bodenaggregate) in seine einzelnen Partikel und die Verteilung dieser Partikel in einer Flüssigkeit.

In der Literatur gibt es nur wenige Untersuchungen zur Dispergierung von feinkörnigen Böden beim Hydroschildvortrieb. Hinsichtlich der Dispergierung

(Zerfallsneigung) von feinkörnigen Böden beim Hydroschildvortrieb haben vor allem die experimentellen und theoretischen Untersuchungen von (Baumgärtel et al., 2012), (Fillibeck et al., 2016) und (Weiner & Thewes, 2018) zum besseren Verständnis dieses komplexen Themas beigetragen. Die Untersuchungen zum Zerfall von festen Tonen und Tonsteinen bei hydraulischer und mechanischer Beanspruchung in (Baumgärtel et al., 2012) und (Fillibeck et al., 2016) führten zur Entwicklung von zwei neuartigen Versuchstechniken. Es wurden mithilfe des kleinmaßstäblichen "hydraulischen Zerfallsindexversuchs" und des großmaßstäblichen "Radreifenversuchs TUM-ZG" umfangreiche Reihenuntersuchungen zum Einfluss der Förderdauer, der Fördergeschwindigkeit und des Fördermediums bezüglich der Zerfallsneigung durchgeführt. Darüber hinaus erweiterten Weiner & Thewes (2018) die experimentelle Datenbasis zur Zerfallsneigung feinkörniger Böden mittels kleinmaßstäblicher Siebtrommelversuche in Anlehnung an die Empfehlungen in (Herzel, 2002).

3 Probenmaterial und Versuchsdurchführung

3.1 Untersuchte Bodenproben

Die Versuche wurden an in-situ gewonnenen Tonproben aus dem Tertiär im süddeutschen Raum durchgeführt. Je nach Art und Anzahl der durchgeführten Einzelversuche sind je untersuchter Bodenprobe Probemengen von bis zu ca. 4,2 kg erforderlich. Um diese Probenmengen in der für die Durchführung vergleichender Reihenuntersuchungen erforderlichen und ausreichenden Homogenität zur Verfügung zu stellen, wurden Mischproben aus Bohrkernen Ø 10 cm augenscheinlich gleicher Bodenart verwendet. Die Bohrkerne und Bodenaggregate wurden händisch in die für die Versuche erforderliche Stückigkeit (Aggregatdurchmesser: ca. 10 mm bis 50 mm; einzelne Aggregatmasse: ca. 40 g bis 60 g) aufbereitet. Die untersuchten Mischproben waren überwiegend mittelplastische bis ausgeprägt plastische halbfeste bis feste Tone mit Wassergehalten von ca. 13 % bis 19 %. Abbildung 3.1 zeigt exemplarisch eine Ausgangsprobe.

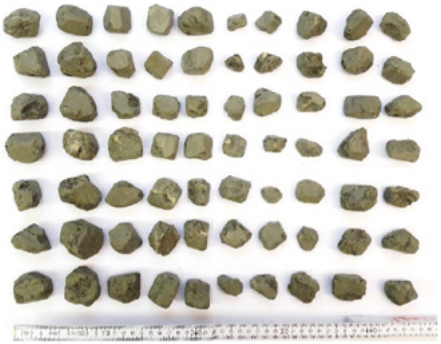


Abbildung 3.1: Beispiel für das verwendete Probenmaterial vor der Versuchsdurchführung

3.2 Hydraulischer Zerfallsindexversuch

In Anlehnung an die Untersuchungen zu veränderlich festen Gesteinen (Herzel, 2002) wurde im Rahmen von Untersuchungen zum Schildvortrieb bei der 2. S-Bahn Stammstrecke München der sogenannte „hydraulische Zerfallsindexversuch" am Zentrum Geotechnik der TU München konzipiert, um kleinmaßstäblich hydraulische Transportvorgänge simulieren zu können (Baumgärtel et al., 2012; Fillibeck et al., 2016).

Die Bestandteile des hydraulischen Zerfallsindexversuchs setzen sich aus einem Probenbehälter (Trommel), einem Trog und einem Motorantrieb zusammen (siehe Abbildung 3.2). Über die Drehung / Rotation des Probenbehälters wird die hydraulische Förderung in einem Rohrleitungssystem simuliert. Neben dem in (Herzel, 2002) vorgeschriebenen Maschensieb (raue Trommelwandung siehe Abbildung 3.3) als Probenbehälter wurde zusätzlich ein Zylinder aus Plexiglas (glatte Trommelwandung siehe Abbildung 3.4) konzipiert und vergleichend verwendet. Bei Verwendung der glatten, geschlossenen Trommel ist diese in den Versuchen vollständig mit dem Fördermedium gefüllt. Der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung sind ausführlich in (Baumgärtel et al., 2012) beschrieben.

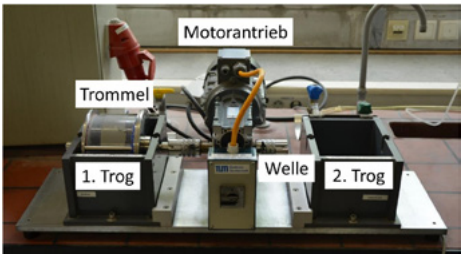


Abbildung 3.2: Prüfeinrichtung des hydraulischen Zerfallsindexversuchs

Abbildung 3.3: Trommel mit rauer Wandung

Abbildung 3.4: Trommel mit glatter Wandung

3.3 Radreifenversuch TUM-ZG

Der Radreifenversuch TUM-ZG gemäß Abbildung 3.5 besteht aus einem Kunststoffförderschlauch DN 200, welcher tangential an einer Felgen-Naben-Konstruktion befestigt ist. Der Durchmesser der Konstruktion beträgt ca. 160 cm. Zunächst wird die zu untersuchende Bodenprobe über eine Öffnung in den Schlauch gefüllt und anschließend das jeweilige Fluid zugegeben. Der Radreifen rotiert über einen externen Antrieb um seine Achse. Wie schon beim hydraulischen Zerfallsindexversuch wird eine Relativbewegung zwischen Schlauchwandung und Bodenprobe erzeugt, was die gleitende, rollende und springende Bewegung der transportierten Tonbrocken über die Rohrsohle der Förderleitung simuliert. Über die Drehgeschwindigkeit wird die Fördergeschwindigkeit im Rohrleitungssystem gesteuert. Weitere ausführliche Details zur Entwicklung des Versuchsstands enthält (Baumgärtel et al., 2012; Fillibeck et al., 2016).

Abbildung 3.5: Radreifenversuch TUM-ZG

3.4 Versuchsauswertung

Siebung

Um den Zerfall quantitativ erfassen zu können, wird nach Versuchsende die Bodenprobe über 2,0 mm, 0,2 mm, 0,125 mm sowie 0,063 mm Siebe abgegossen und die Versuchsflüssigkeit in einem Behälter aufgefangen. Die Maschenweiten der Siebe orientieren sich an den Trennschnitten, welche in der Separieranlage zur Trennung des Bodenmaterials von der Suspension vorgegeben sind (Maidl, 2011).

Auswertung der Suspensionsdichte

Nach der Versuchsdurchführung wird die Dichte der Suspension bestimmt, um in Anlehnung an die von Weiner & Thewes (2018) vorgeschlagene Auswertemethodik die dispergierte Feinkornmasse mdisp bzw. den Dispergierungsgrad α_{Disp} mit Korndurchmessern d < 0,063 mm aus der Dichteänderung der Suspension zu ermitteln. Die Ermittlung des Dispergierungsgrads α_{Disp} wird nachfolgend kurz zusammengefasst. Für weitere Informationen zur Berechnung von mdisp und α_{Disp} wird auf (Weiner & Thewes, 2018) verwiesen.

Zunächst wird das Volumen der Suspension nach dem Versuch bestimmt:

$$V_{Sus,1} = \frac{m_{Sus,1}}{\rho_{Sus,1}}$$

$V_{Sus,1}$ Volumen der Suspension nach dem Versuch [cm³]
$m_{Sus,1}$ Masse der Suspension nach dem Versuch [g]
$\rho_{Sus,1}$ Suspensionsdichte nach dem Versuch [g/cm³]

Anschließend wird die Änderung der Suspensionsdichte errechnet.

$$\Delta\rho_{Sus} = \rho_{Sus,1} - \rho_{Sus,0}$$

$\Delta\rho_{Sus}$ Änderung der Suspensionsdichte [g/cm³]
$\rho_{Sus,1}$ Suspensionsdichte nach dem Versuch [g/cm³]
$\rho_{Sus,0}$ Suspensionsdichte vor dem Versuch [g/cm³]

Aus der Dichteänderung $\Delta\rho_{Sus}$ ergibt sich wiederum die dispergierte Bodenmasse m_{disp}.

$$m_{disp} = V_{Sus,1} \cdot \Delta\rho_{Sus}$$

m_{disp} Dispergierte Bodenmasse [g]
$V_{Sus,1}$ Volumen der Suspension nach dem Versuch [cm³]
$\Delta\rho_{Sus}$ Änderung der Suspensionsdichte [g/cm³]

Abschließend kann der Dispergierungsgrad α_{disp} ermittelt werden.

$$\alpha_{disp} = \frac{m_{disp}}{m_0} \cdot 100$$

α_{disp} Dispergierungsgrad [%]
m_{disp} Dispergierte Bodenmasse [g]
m_0 Ausgangsprobenmasse [g]

Der von Weiner & Thewes (2018) definierte Dispergierungsgrad α_{Disp} beschreibt das Verhältnis zwischen dispergertem Boden, ermittelt aus der Änderung der Suspensionsdichte, und der Masse der feuchten Bodenprobe vor Versuchsbeginn. Wenn beispielsweise der prozentuale Feinkornanteil einer Bodenprobe, welcher dispergieren kann, gering ist, dann kann für diesen Boden der Wert α_{Disp} auch verhältnismäßig nicht hoch sein, selbst wenn die Probe vollständig zerfällt. Der Dispergierungsgrad ist daher nur bedingt zum Vergleich verschiedener Böden geeignet. Baumgärtel et al. (2012) sowie Fillibeck et al. (2016) schlagen als einen weiteren Auswerteparameter den hydraulische Zerfallsindex I_{HIx} (Massenverhältnis einer betrachteten Korngröße < x mm zwischen der natürlichen Probe und der beanspruchten Einzelprobe nach dem Versuch) zur Beurteilung der Dispergierungsneigung vor. Es ist in zukünftigen Untersuchungen geplant, die beiden Auswerteparameter (α_{Disp} und I_{HIx}) anhand von weiteren Reihenuntersuchungen miteinander zu vergleichen und die Unterschiede entsprechend zu diskutieren. In dieser Arbeit wird vorwiegend der Dispergierungsgrad α_{Disp} für die Auswertung und Bewertung der Versuchsergebnisse verwendet.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Allgemeines

In diesem Beitrag werden verschiedene Reihenuntersuchungen vorgestellt, mit denen folgende Einflussgrößen auf den Zerfall von feinkörnigen Böden untersucht wurden:

- Einfluss der Transportentfernung bzw. der Förderdauer
- Einfluss der Transportgeschwindigkeit (Umdrehung pro Minute) bzw. der Fördergeschwindigkeit
- Einfluss des Transportmediums
- Einfluss eines Grobkornanteils

Nachfolgend werden die Ergebnisse sowohl des kleinmaßstäblichen „hydraulischen Zerfallsindexversuchs“ als auch des großmaßstäblichen „Radreifenversuchs TUM-ZG“ dargestellt und diskutiert.

4.2 Hydraulischer Zerfallsindexversuch

Einfluss der Förderdauer und der Transportgeschwindigkeit

In Abbildung 4.1 ist die zeitliche Entwicklung des

Dispergierungsgrads α_{Disp} für eine Förderdauer von 10 bis 60 Minuten in Abhängigkeit der Transportgeschwindigkeit (ergibt sich aus der Umdrehungsgeschwindigkeit (U/min)) dargestellt.

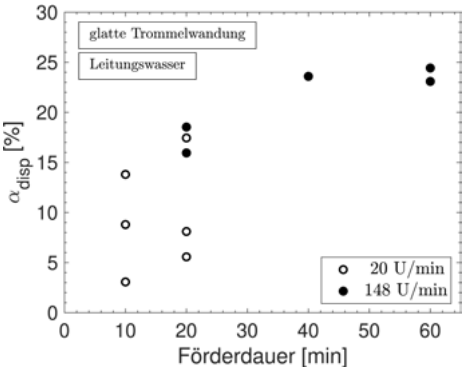


Abbildung 4.1: Dispergierungsgrad α_{Disp} über die Förderdauer in Abhängigkeit der Transportgeschwindigkeit

Die ermittelten Dispergierungsgrade für eine Förderdauer von 10 Minuten bei 20 U/min liegen zwischen ca. 3 und 14 %. Bei einer Förderdauer von 20 Minuten steigen diese leicht auf ca. 6 bis 18 % an. Die Dispergierungsgrade nehmen demnach mit steigender Förderdauer zu, wobei insgesamt die dispergierte Feinkornmasse mit d < 0,063 mm, die in der Suspension verbleibt, verhältnismäßig gering ausfällt. Die Dispergierungsgrade bei den vergleichenden Versuchen (Förderdauer: 20 min) mit einer sehr hohen Umdrehungsgeschwindigkeit von 148 U/min sind im Mittel deutlich höher als bei den Versuchen mit 20 U/min. Des Weiteren nähern sich diese Versuche nach einer Förderdauer von 40 bis 60 min einem Grenzwert an. Hier ist der Feinkornanteil der Probe vollständig zerfallen bzw. dispergiert.

Insgesamt zeigt sich in Abbildung 4.1 ein zunehmender Dispergierungsgrad mit zunehmender Förderdauer und ansteigender Fördergeschwindigkeit, da die mechanische Beanspruchung mit höherer Förderdauer sowie Förder-/Drehgeschwindigkeit zunimmt und somit mehr Material dispergiert. Die hier ermittelten Versuchsergebnisse bestätigen hinsichtlich des Einflusses der Förderdauer und der Transportgeschwindigkeit die Versuchsergebnisse in (Baumgärtel et al., 2012) und (Weiner & Thewes, 2018).

In Abbildung 4.2 ist die zu den Reihenuntersuchungen aus Abbildung 4.1 gehörende zeitliche Entwicklung der bodenfeuchten Massenanteile mit Korndurchmesser bzw. Aggregatdurchmesser > 2,0 mm dargestellt. Bei der bodenfeuchten Masse handelt es sich um die Probenmasse, welche durch die Siebung von der Suspension getrennt wurde. Es wurde kein Trocknungsvorgang durchgeführt, sodass die Bodenmasse entsprechend erdfeucht vorliegt.

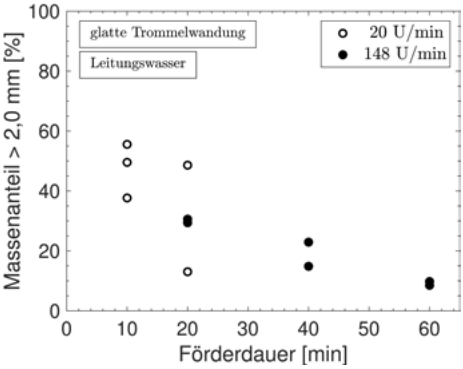


Abbildung 4.2: Bodenfeuchter Massenanteil mit Korndurchmesser bzw. Aggregatdurchmesser > 2,0 mm über die Förderdauer in Abhängigkeit der Transportgeschwindigkeit

Es zeigt sich, dass bereits nach 10 bis 20 Minuten für beide Geschwindigkeiten ein Großteil der Ausgangsprobenmasse mit Korndurchmessern bzw. Aggregatdurchmessern > 2,0 mm zerfallen ist. Durch Steigerung der Förderdauer auf 60 Minuten nimmt diese Entwicklung weiter zu. Insgesamt ist anhand der Ergebnisse in Abbildung 4.1 und Abbildung 4.2 eine hohe Zerfallsneigung für das untersuchte Probenmaterial zu erkennen.

Vergleich mit Literaturdaten

Weiner & Thewes (2018) führten umfangreiche Untersuchungen an unterschiedlichen feinkörnigen Böden hinsichtlich ihrer Dispergierungsneigung durch. Diese Versuche wurden mit einem Probenbehälter mit rauer Trommelwandung (Maschensieb) durchgeführt. In Abbildung 4.3 wird der in dieser Arbeit untersuchte halbfeste bis feste Ton mit feinkörnigen Böden aus Weiner & Thewes (2018) verglichen, welche ähnliche bodenmechanische Eigenschaften

aufweisen. Bei den in Abbildung 4.3 dargestellten Literaturdaten handelt es sich um Mittelwerte. Zur besseren Vergleichbarkeit sind sowohl die in dieser Arbeit ermittelten Dispergierungsgrad α_{Disp} für die raue als auch glatte Trommelwandung dargestellt (siehe Abbildung 3.3 und Abbildung 3.4).

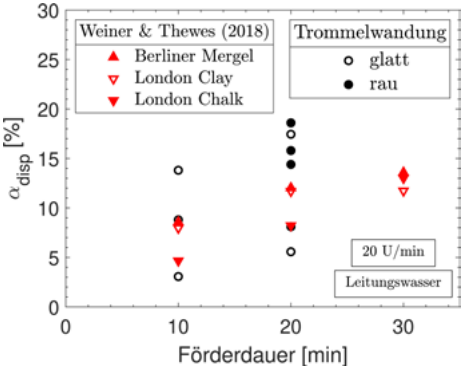


Abbildung 4.3: Dispergierungsgrad α_{Disp} über die Förderdauer in Abhängigkeit der Beschaffenheit des Probenbehälters im Vergleich zu Literaturdaten

Die Ergebnisse in dieser Arbeit zeigen im Vergleich zu den Literaturdaten einen qualitativ ähnlichen Verlauf. Des Weiteren sind die ermittelten Dispergierungsgrade in ähnlicher Größenordnung wie vergleichbare Böden in (Weiner & Thewes, 2018). Der Vergleich der Versuchsreihen mit glatter und rauer Trommelwandung zeigt, dass die Beschaffenheit der Trommel bzw. des Probenbehälters einen untergeordneten Einfluss auf die Dispergierungsneigung hat. Vielmehr dominiert die Förderdauer die Dispergierungsneigung des untersuchten Bodens.

Einfluss des Fördermediums

Der Einfluss des Fördermediums auf die zeitliche Entwicklung der bodenfeuchten Massenanteile mit Korndurchmessern bzw. Aggregatdurchmessern > 2,0 mm ist in Abbildung 4.4 dargestellt.

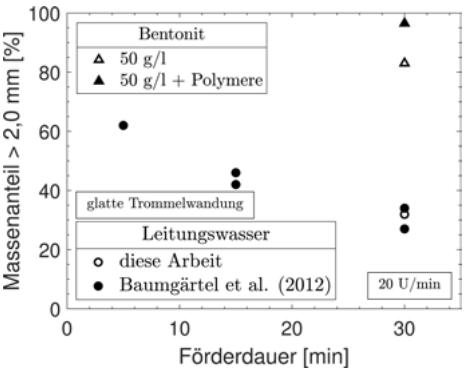


Abbildung 4.4: Bodenfeuchter Massenanteil mit Korndurchmesser bzw. Aggregatdurchmesser > 2,0 mm über die Förderdauer in Abhängigkeit des Fördermediums

Die Verwendung einer Bentonitsuspension mit einem hohem Bentonitanteil von 50 g/ltr führt im Gegensatz zu Leitungswasser als Fördermedium zu einem deutlich kleineren Zerfall nach 30 min Förderdauer.

Bei einer zusätzlichen Zugabe von Polymeren zur Bentonitsuspension nimmt der Zerfall sogar noch weiter ab. Auch die Untersuchungen in (Baumgärtel et al., 2012; Fillibeck et al., 2016) haben gezeigt, dass unter Verwendung von Bentonit- oder Polymersuspensionen im Gegensatz zu reinem Leitungswasser als Fördermedium ein kleinerer Zerfall auftritt.

Einschränkend ist zu erwähnen, dass die hier untersuchten Bentonitanteile für Hydroschildvortriebe in feinkörnigen Böden vergleichsweise hoch sind. Des Weiteren bedarf es für den Einsatz von Polymeren einer wasserrechtlichen Genehmigung.

4.3 Radreifenversuch TUM-ZG

Im Vergleich zum hydraulischen Zerfallsindexversuch in Kapitel 4.2 ist die Versuchsvorbereitung und Versuchsdurchführung des großmaßstäblichen Radreifenversuchs TUM-ZG mit einem höheren Aufwand verbunden. Daher wurde in dieser Arbeit der Untersuchungsumfang mit dem großmaßstäblichen Radreifenversuch TUM-ZG im Gegensatz zu dem kleinmaßstäblichen hydraulischen Zerfallsindexversuch reduziert.

Einfluss der Förderdauer und des Fördermediums

Die zeitliche Entwicklung des Dispergierungsgrads α_{Disp} ist in Abbildung 4.5 in Abhängigkeit der Förderdauer und des Fördermediums dargestellt.

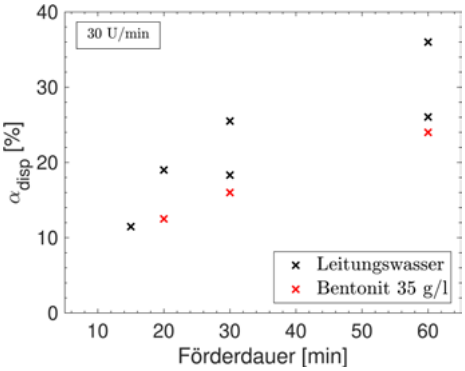


Abbildung 4.5: Dispergierungsgrad α_{Disp} über die Förderdauer in Abhängigkeit des Fördermediums – Radreifenversuch TUM-ZG

Wie bereits bei den hydraulischen Zerfallsindexversuchen (siehe Abschnitt 4.2) nimmt auch beim Radreifenversuch TUM-ZG erwartungsgemäß der Dispergierungsgrad mit zunehmender Transportentfernung bzw. Förderdauer zu. Nach 60 Minuten Förderdauer liegen die Dispergierungsgrade bei Verwendung von Leitungswasser bei ca. 26 % bis 36 %. Die Dispergierungsneigung ist zudem stärker ausgeprägt im Vergleich zu den Ergebnissen mit dem hydraulischen Zerfallsindex in Abbildung 4.1 und Abbildung 4.3. Diese Versuchsergebnisse sind konsistent mit den Untersuchungen von Baumgärtel et al. (2012) und Fillibeck et al. (2016), welche ebenfalls einen Maßstabeffekt aus ihren vergleichenden Versuchsergebnissen ableiteten.

Bei projektspezifischen Untersuchungen zur Beurteilung der Zerfallsneigung sollte berücksichtigt werden, dass der Radreifenversuch TUM-ZG die tatsächlichen Verhältnisse der in-situ Rohrleitungsförderung realitätsnäher wiedergibt. Dahingegen handelt es sich bei dem hydraulischen Zerfallsindexversuch in Abschnitt 4.2 – wie der Name bereits aussagt – lediglich um einen Indexversuch.

Der positive Einfluss eines bentonithaltigen Fördermediums auf die Dispergierung ist bei Verwendung des Radreifenversuchs TUM-ZG in Abbildung 4.5 qualitativ ähnlich wie beim hydraulischen Zerfallsindexversuch in Abbildung 4.4. Hier muss jedoch berücksichtigt werden, dass die beiden Radreifenversuche mit Leitungswasser stark streuen. Die mit Leitungswasser untersuchten Proben besitzen vermutlich unterschiedliche Ausgangskorngrößenverteilungen, wodurch der Dispergierungsgrad α_{Disp} auch unterschiedliche Maximalwerte für die jeweiligen Proben besitzen wird. Dementsprechend ergeben sich quantitativ unterschiedliche Dispergierungsneigungen in den beiden Versuchen mit Leitungswasser. An dieser Stelle wird auf die Diskussion bezüglich der Vergleichbarkeit von Versuchsergebnissen mittels des Dispergierungsgrads α_{Disp} in Abschnitt 3.4 verwiesen.

Einfluss eines Grobkornanteils

Bei wechselnden Baugrundverhältnissen können beim flüssigkeitsgestützten, maschinellen Tunnelvortrieb auch gleichzeitig grobkörnige und feinkörnige Böden abgebaut werden. Die nachfolgenden Versuchsergebnisse in Abbildung 4.6 stellen qualitativ den möglichen Einfluss eines Grobkornanteils (hier: 4 bis 8 mm runde Kieskörner) auf die Dispergierungsneigung feinkörniger Böden dar. Die Gesamtausgangsprobenmasse erhöht sich in den Versuchen bei einer konstanten Tonmasse (ca. 4,0 bis 4,2 kg gemäß (Baumgärtel et al., 2012)) jeweils entsprechend mit zunehmenden Kiesanteil.

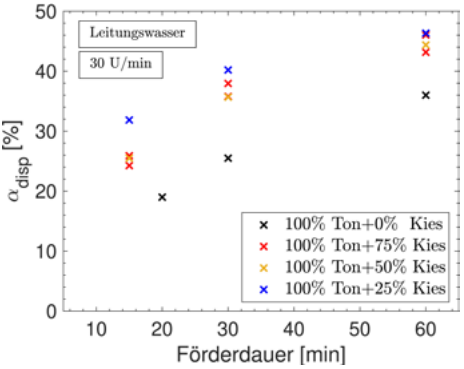


Abbildung 4.6: Dispergierungsgrad α_{Disp} über die Förderdauer in Abhängigkeit einer zusätzlichen Kieskornzugabe – Radreifenversuch TUM-ZG

Die Versuchsergebnisse in Abbildung 4.6 zeigen, dass durch die Kieskörner eine erhöhte

mechanische Beanspruchung beim hydraulischen Transport entsteht und dementsprechend eine stärkere Dispergierungsneigung des untersuchten Tons auftritt. Die Dispergierungsneigung steigt bei allen Versuchen mit zugegebenem Kiesanteil gegenüber dem Vergleichsversuch mit reinem Ton ohne Kies an. Die Untersuchungen zeigen, dass bereits eine geringe Kieszugabe (hier: mindestens 25% Kiesanteil) eine deutlich höhere mechanische Beanspruchung bewirkt.
Im Rahmen der baupraktischen Beurteilung der Dispergierungsneigung feinkörniger Böden sollte daher nicht nur die einzelne Bodenschicht für sich alleine bewertet werden, sondern es sollten auch mögliche Wechselwirkungen zwischen unterschiedlichen Bodenschichten beim gleichzeitigen Abbau Berücksichtigung finden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Am Zentrum Geotechnik der TU München wird die Dispergierung von feinkörnigen Böden bereits seit sehr langem in grundlagenbasierten und angewandten Forschungsprojekten untersucht. Im Rahmen dieses Beitrags wurden umfangreiche, kleinmaßstäbliche (hydraulischer Zerfallsindexversuch) und großmaßstäbliche (Radreifenversuch TUM-ZG) Versuchsergebnisse vorgestellt und diskutiert. Die Förderdauer, die Fördergeschwindigkeit, das Fördermedium und der zeitgleiche Abbau von grobkörnigen und feinkörnigen Böden wurden hinsichtlich ihres Einflusses auf den Feinkornzerfall beim Hydroschildvortrieb untersucht. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Reihenuntersuchungen und deren Ergebnisse hinsichtlich der Dispergierungsneigung feinkörniger Böden können wie folgt zusammengefasst werden:

- Insgesamt ergab sich entsprechend den unterschiedlichen Probematerialien eine teilweise starke Streuung der Versuchsergebnisse. Es wird empfohlen bei projektspezifischen Untersuchungen entsprechend ausreichend Versuchsreihen vorzusehen.
- Mit zunehmender Förderdauer nahm die Dispergierung zu.
- Mit zunehmender Fördergeschwindigkeit nahm die Dispergierung ebenfalls zu.
- Die Verwendung von Bentonit- oder Polymersuspension konnte die Dispergierungsneigung im Vergleich zu Leitungswasser als Fördermedium teilweise deutlich verringern.
- Die Zugabe von Kies bei den Radreifenversuchen TUM-ZG erhöhte die mechanische Beanspruchung bei der gemeinsamen hydraulischen Förderung von feinkörnigem und grobkörnigem Probenmaterial. Hierdurch stieg die Dispergierungsneigung der feinkörnigen Böden signifikant an.

Hinsichtlich der Beurteilung der Dispergierungsneigung ist zu berücksichtigen, dass insbesondere auch die Art und Weise wie die relevanten Abbauwerkzeuge ausgebildet sind und wie sie betrieben werden, wie der Bodenabbau insgesamt ausgeführt wird (z. B. Vorschub, Drehgeschwindigkeit der Schildmaschine), aber auch wie die hydraulische Förderung betrieben wird, den Zerfall der Bodenschichten entscheidend zusätzlich beeinflussen können.
Die Dispergierungsneigung feinkörniger Böden ist für Tunnelbauprojekte mit Hydroschildvortrieb von hoher Kostenrelevanz. Es empfiehlt sich daher im Rahmen der Planung Untersuchungen zur Dispergierung feinkörniger Böden durchzuführen, um die Dispergierungsneigung und somit den möglichen Feinkornzerfall abschätzen zu können. Die Untersuchungen helfen zudem Konflikte zwischen dem Auftragnehmer und Auftraggeber im Vorfeld auszuräumen.

Literaturverzeichnis

Baumgärtel, T., Fillibeck, J. & Vogt, N. (2012) 'Slaking of solid clays and claystones under hydraulic and mechanical action / Zerfall von festen Tonen und Tonsteinen bei hydraulischer und mechanischer Beanspruchung', *Geomechanics and Tunnelling*, vol. 5, no. 5, pp. 567–573.

Fillibeck, J., Vogt, N., Sailer, M. & Scheller, A. (2016) 'Herausforderungen und Beiträge der Forschung bei der Planung der 2. S-Bahn-Stammstrecke München'.

Herzel, P. (2002) 'Empfehlung Nr. 20 des Arbeitskreises 3.3 „Versuchstechnik Fels" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Zufallsbeständigkeit von Gestein – Siebtrommelversuch', *Bautechnik*, vol. 79, no. 2.

Maidl, B. (2011) *Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb*, Berlin, Ernst & Sohn.

Stein, D. (2003) *Grabenloser Leitungsbau*, Berlin, Ernst & Sohn.

Weiner, T. & Thewes, M. (2018) 'New testing method for the prediction of the dispersion of soil in slurry shield tunnelling', *Geomechanics and Tunnelling*, vol. 11, no. 5, pp. 471–478.