



## Beitrag zur Seitendruckbeanspruchung von Pfählen in bindigen Böden

### Johannes Aschrafi



Heft 72 (2019) Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart Herausgeber: Christian Moormann Beitrag zur Seitendruckbeanspruchung von Pfählen in bindigen Böden Mitteilung 72 des Instituts für Geotechnik Universität Stuttgart, Deutschland, 2019

**Editor:** Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

©Johannes Aschrafi Institut für Geotechnik Universität Stuttgart Pfaffenwaldring 35 70569 Stuttgart

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Autors in irgendeiner Form - durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werden.

Schlagwörter: Pfähle, Seitendruckbeanspruchung, Fließdruck, bindige Böden, numerische Simulationsmethoden, große Bodenverformungen.

Druck: XXX, Stuttgart, Deutschland, 2020

ISBN 978-3-921837-72-6 (D93 - Dissertation, Universität Stuttgart)

### Beitrag zur Seitendruckbeanspruchung von Pfählen in weichen bindigen Böden

Von der Fakultät für Bau– und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung,

#### vorgelegt von

### JOHANNES SEYED MOSTAFA ASCHRAFI MOUSSAVI

#### aus Filderstadt

Hauptberichter: Mitberichter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann Prof. Dr.-Ing. Dieter Stolle

Tag der mündlichen Prüfung: 25. September 2019

#### Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

2019

## **Vorwort des Herausgebers**

Unter bestimmten Randbedingungen, vornehmlich aber in weichen bindigen Böden wie bspw. Torf oder Klei, können Pfähle durch seitliche Bodenverschiebungen infolge von hohen, einseitigen Bodenauflasten oder Bemessungssituationen mit ähnlicher Auswirkung beansprucht werden. Derartig beanspruchte Pfähle werden "passiv horizontal beanspruchte Pfähle" bzw. in der deutschsprachigen Literatur "auf Seitendruck beanspruchte Pfähle" genannt. Im Zusammenhang mit weichen bindigen und organischen Böden mit geringer Konsistenz wird im deutschsprachigen Raum auch oft der Begriff "Fließdruck" verwendet. Die zusätzliche "Einwirkung aus dem Baugrund" gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle - "EA-PFÄHLE" und DIN 1054:2010-12 bzw. "Einwirkung durch Bodenverschiebung" gemäß DIN EN 1997-1:2014-03 auf die Pfähle kann zu einer zusätzlichen Querkraft- und Biegebeanspruchung der Pfähle führen. Praxisbeispiele haben gezeigt, dass dies unter Umständen auch mit einem Verlust der Gebrauchstauglichkeit (SLS: Serviceability Limit State) oder der Tragfähigkeit (ULS: Ultimate Limit State) der Gründungselemente einhergehen kann.

Maßgebende Erkenntnisse zu Seitendruckbeanspruchung aus den 1960er und 1970er Jahren haben Eingang in die aktuell gültigen Normen und Regelwerke gefunden, u.a. die Empfehlungen des Arbeitskreises für Pfähle - "EA-PFÄHLE". Neuere Erkenntnisse zum Seitendruck wurden von BAUER (2016) vorgelegt. Unter Einschränkung der von ihm untersuchten geringen seitlichen Bodenverschiebungen gegen die Pfähle wurden zum Teil grundsätzlich neue Erkenntnisse zum Seitendruck auf Einzelpfähle und Pfahlreihen geliefert. Dies machte gleichzeitig aber auch deutlich, dass die Problemstellung von seitlich beanspruchten Pfählen in bindigen Böden noch nicht ausreichend wissenschaftlich abgesichert ist.

Vor diesem Hintergrund wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens zur Simulation von großen Verformungen am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart numerische Untersuchungen mit dem Ziel einer erkenntnisorientierenden Untersuchung der Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle bei großen seitlichen Bodenverschiebungen durchgeführt. Dieses Forschungsvorhaben ist Grundlage der wissenschaftlichen Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Aschrafi, die das Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) mit dem vorliegenden Mitteilungsheft Nr. 72 publiziert.

Ziel der wissenschaftlichen Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Aschrafi war es, dass die bestehenden und z.T. widersprüchlichen Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen aus der Literatur durch numerische Betrachtungen geklärt werden. Die Untersuchungen sollten darüber hinaus zu einer breiteren wissenschaftlichen Absicherung bei der Fortschreibung der Ansätze zum Seitendruck der Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle -"EA-PFÄHLE" führen.

Der Vorteil von numerischen Betrachtungen liegt grundsätzlich darin, dass bspw. Inter-

aktions-Effekte zwischen den Pfählen und dem anstehenden Boden - auch bei großen Bodenverformungen - als auch weitere, insbesondere bei kleinmaßstäblichen Versuchen nicht bzw. nur mit großem Aufwand messbare Effekte, untersucht und aufgezeigt werden können. Die erkenntnisorientierten Untersuchungen mit numerischen Modellen führen zu relevanten Ergebnissen, die im Wesentlichen neuere experimentelle Ergebnisse aus der Literatur bestätigen.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens beschäftigte sich Herr Dr.-Ing. Aschrafi mit numerischen Methoden, die zur Abbildung von großen Bodenverformungen bei von bindigem Boden seitlich umflossenen Pfählen geeignet sind. Die numerischen Berechnungsergebnisse wurden den Ergebnissen in der Literatur vergleichend gegenübergestellt. Im Rahmen der Untersuchungen konnte von Herrn Dr.-Ing. Aschrafi gezeigt werden, daß die von ihm untersuchten numerischen Methoden zur Abbildung großer Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden bei einer seitlichen Bodenverschiebung eignen. Insbesondere die Weiterentwicklung der MPM-Methode und als Convected Particle Domain Intepolation (CPDI1) bezeichnet Methode erwies sich in diesem Zusammenahng als besonders geeignet, das physikalische Problem eines seitlich umflossenen Pfahls oder einer Pfahlreihe abzubilden. In gleicher Weise wurde aber auch deutlich, dass für eine realistische Abbildung der komplexen Problemstellung zwingend höherwertige Stoffansätze erforderlich sind.

Bei weiterführenden numerischen Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung auf Pfahlreihen und Pfahlgruppen wurde der die Pfähle umfließende weichen bindige Boden mit einem höherwertigen Stoffmodell abgebildet. Als besonders effektiv hat sich ein viskohypoplastischer Stoffansatz bestätigt. In diesem Kontext wurden maßgebende Einflussfaktoren variiert und neue Erkenntnisse zur Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle abgeleitet und/oder bestehenden Versuchsergebnisse bestätigt.

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen zum Seitendruck auf Pfähle beschränken sich hauptsächlich auf vollgesättigte, normalkonsolidierte breiige bis weiche bindige Böden. Herr Dr.-Ing. Aschrafi lieferte dennoch wertvolle numerische Ansätze zur Erfassung der Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle, i.e. für große horizontale Bodenverschiebungen gegen Einzelpfähle, Pfahlreihen und Pfahlgruppen. Mit seinen Untersuchungen und hilfreichen weiterführenden Ansätzen trägt er zur Fortschreibung der bestehenden Ansätze der Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle - "EA-PFÄHLE" bei.

> Stuttgart, September 2019 Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

## Danksagung

Die vorliegende Promotionsschrift ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik entstanden. Ich möchte meinen besonderen Dank nachstehenden Personen aussprechen, ohne deren Mithilfe die Anfertigung dieser Arbeit nicht zustande gekommen wäre:

An erster Stelle gilt mein Dank meinem Hauptberichter, Doktorvater und langjährigen Vorgesetzten, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, der mich während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart stets gefördert und kontinuierlich betreut und unterstützt hat. Die Mitarbeit bei der Neuausrichtung der Lehre und an diversen Forschungsprojekten haben mich fachlich stark geprägt. Von der gemeinsamen Arbeit an Fachpublikationen und fachtechnischen Berichten habe ich mit Blick auf meine Dissertation und meinen weiteren beruflichen Werdegang stark profitiert. Ich bin dankbar, dass Herr Prof. Moormann mir großes Vertrauen entgegengebracht hat, mich an seiner Arbeit in nationalen und internationalen Normenausschüssen und Arbeitskreisen hat teilhaben lassen und mich mit seiner Begeisterung für die Forschung und Wissenschaft angesteckt hat.

Ferner danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing Dieter Stolle, der sich ebenfalls des Themas angenommen und sich als Mitberichter zur Verfügung gestellt hat. Danke auch an Herrn Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann, der den Vorsitz des Ausschusses übernommen hat.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil Bernd Westrich danke ich für zahlreiche fachliche Gespräche und Ratschläge, die mich auf dem Weg zur Promotion immer wieder bestärkt und inspiriert haben. Auch die vielen nicht-wissenschaftlichen Gespräche haben mich motiviert und vorangebracht. Außerdem möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Schad und Herrn Dr.-Ing. Hamad für die fachlichen Diskussionen und Anregungen, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben, danken.

Der fachliche und oft auch praxisorientierte Austausch mit Herrn Dr.-Ing. Jörg Bauer zu seinen Versuchsergebnissen war ebenfalls hilfreich und eine große Bereicherung für meine eigene Forschung. Herrn Dr.-Ing. Carlos Eduardo Grandas Tavera und Herrn Dr.-Ing. habil. Andrzej Niemunis vom Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) danke ich für die Bereitstellung des viskohypoplastischen Materialmodelles und die fachlichen Diskussionen im Zuge der durchgeführten numerischen Berechnungen.

Den ehemaligen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Geotechnik danke ich für die stets gute Zusammenarbeit, die zu einer angenehmen und offenen Arbeitsatmosphäre beigetragen hat. Aber auch ohne die Unterstützung durch die unzähligen wissenschaftlichen Hilfskräfte und Absolventen während meiner Zeit am Lehrstuhl, wäre diese Arbeit nicht möglich gewesen.

Meine Freundin, Ina Bergler, war mir während jeder Phase der Arbeit eine unermüdliche Hilfe mit ihrer Geduld, ihren klugen Ratschlägen und ihrem Vertrauen in mich. Sie hat mich jederzeit motivierend begleitet - ihr gebührt mein besonderer Dank.

Mein größter Dank gilt meinen Eltern, Sabine und Bagher Aschrafi, die mir eine akademische Laufbahn ermöglichten, mich stets in allen Belangen unterstützten und förderten und denen ich diese Arbeit widme.

> Stuttgart, September 2019 Johannes Aschrafi

# Inhaltsverzeichnis

1	Einf	ührung				
	1.1	Problemstellung				
	1.2 Allgemeine Definitionen					
	1.3	Bemessungssituationen				
	1.4	Maßnahmen zur Verminderung des Seitendrucks				
	1.5	Normative Regelungen und Empfehlungen				
		1.5.1 Empfehlungen des Arbeitskreises EA-Pfähle (Deutschland)				
		1.5.2 CUR Richtline 228 (Niederlande)				
		1.5.3 Sonstige				
2	Seitendruckbeanspruchung 25					
	2.1	Allgemeines				
	2.2	Einflussfaktoren und Analogiebetrachtungen				
	2.3	Seitendruckbeanspruchung auf einen Einzelpfahl				
	2.4	Versuche zur Seitendruckbeanspruchung 3				
		2.4.1 Kleinmaßstäbliche Versuche				
		2.4.2 Feldversuche				
	2.5	Berechnungsansätze				
		2.5.1 Analytische Berechnungsansätze				
		2.5.2 Empirische Berechnungsansätze				
		2.5.3 Numerische Berechnungsansätze				
		2.5.4 Vergleichende Gegenüberstellung der Ansätze				
	2.6	Abschließende Bemerkungen				
2	7:.1	- 1				
3	Ziel	setzung 5.				
4	Nur	erische Simulationsmethoden für seitlich beanspruchte Pfähle 5				
_	4.1	Allgemeine Anforderungen an die Modellierung				
	4.2	Überblick Simulationsmethoden				
	4.3	Finite-Elemente Methoden				
		4.3.1 Updated Lagrange-Finite-Elemente Methode (UL)				
		4.3.2 Kombinierte Euler-Lagrange Methoden				
		4.3.2.1 Gekoppelte Euler-Lagrange Methode (CEL)				
		4.3.2.2 Arbitrary Lagrange-Euler Methode (ALE)				
	4.4	Material-Point-Methode				
	4.5	Gegenüberstellung der numerischen Methoden				
		4.5.1 Zielsetzung/Untersuchungsstrategie				
		4.5.2 Allgemeine Randbedingungen				
		4.5.2.1 3D-Effekte im plain-strain Modell				
		1				

			4522 Pfahl-Boden Interaktion	68
			4523 Pfablyerschiebung vs Bodenverschiebung	70
			4524 Laststellerung vs. Verschiebungsstellerung	73
			4525 Undrainierte Spannungszustände	73
			4.5.2.6 Stoffgesetz und Materialparameter	74
		453	Simulation eines Finzelnfahls	77
		<b>1.</b> 0.0	4.5.3.1 Allgemeines	77
			4532 Problembeschreibung/Coometrie	77
			4.5.3.2 Diskratisiarung / Randbedingungen	70
			4.5.3.6 Diskretisierung/Kalubeungungen	29 Q1
		151	Simulation giner Dfahlquerreibe und einer Dfahllängsreibe	01
		4.5.4	4.5.4.1 Allgemeines	90
			4.5.4.1 Aligementes	90
			4.5.4.2 Diskretisierung/Kandbeuingungen	90
	1 (	<b>TA7-:</b> 1	4.5.4.3 valialerung der Berechnungsergebnisse	90
	4.6	vveiter	tunrende Untersuchungen	97
	4./	Absch	ließende Bemerkungen	99
5	Wei	terführ	ende Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung	101
	5.1	Allger	neines	101
	5.2	Ström	ungsmechanische Ansatz zur Fließdruckermittlung	101
		5.2.1	Allgemeines	101
		5.2.2	Beschreibung des Bodens als nichtnewtonsches Fluid	103
		5.2.3	Strömungsmechanische Analogien für einen Einzelpfahl	104
	5.3	Stoffge	esetze Bodenmechanik	105
		5.3.1	Überblick	105
		5.3.2	Anisotropes viskohypoplatisches Materialmodell	106
		0.0.2	5.3.2.1 Grundlagen	106
			5.3.2.2 Vergleich mit Versuchsergebnissen	108
	5.4	Beispi	ele zur Seitendruckbeanspruchung	110
	0.1	5.4.1	Allgemeines	110
		5.4.2	Randbedingungen	111
		5.4.3	Materialparameter	112
		5.4.4	Untersuchungen an einem Einzelpfahl	113
		0.1.1	5441 Finfluss der Ouerschnittsform und Pfahlrauhigkeit	114
			5442 Finfluss des Spannungszustandes	118
			5443 Finfluss der Anströmgeschwindigkeit	118
		545	Untersuchungen an Pfahlreihen und Pfahlgruppen	120
		0.1.0	5451 Pfablauerreiben	120
			5452 Pfahllängsreihen	122
			5453 Pfahlgruppen	123
		546	Abgeleitete Pfahlgruppenfaktoren	127
		547	Froebniese und Bewertung	120
	55	G.T./ Fazit		122
	0.0	razit.		104

6	Zusammenfassung und Ausblick6.1ZusammenfassungCusammenfassung						
	6.2	Ausblick	134				
Li	teratı	ırverzeichnis	135				

## Abstract

Lateral pressure on piles occurs, whenever the cohesive soil with low consistency surrounding the piles undergoes horizontal soil displacements due to the application of high area loads or design situations with similar effects (Chapter 1.3). Depending on geometric boundary conditions of the situation and the magnitude of the relative displacements  $\delta$  between the piles and the horizontally displaced soil, an additional lateral action occurs, which leads to an increase in bending moments and transverse forces in the pile. If a technical economic solution can't be achieved by the design of the foundation (chapter 1.4), the pile or foundation structure must be dimensioned for this additional lateral action. In engineering practice, simplified earth pressure approaches are primarily used to determine the lateral pressure (Chapter 1.5 and Chapter 2), which, due to different material and kinematic assumptions, lead to a wide range for the lateral pressure to be applied (Chapter 2.5.4). As BAUER (2016) has shown, these earth pressure approaches cannot even begin to provide an accurate representation of in situ measurement results. Due to the complexity of the problem, especially in the case of pile rows and pile groups, extensive field tests are often used in practice under certain boundary conditions (Chapter 2.4.2).

The aim of this work is to clarify the complex mutual relationship between a lateral pressure-generating cause (backfill, embankment, excavation, etc.), deep-ground structures and the cohesive subsoil itself, and to work out selected aspects in greater depth. Among other things, different geotechnical and constructive boundary conditions are to be investigated with suitable numerical methods in order to allow a fundamental transferability to the practical individual case.

The present work is divided into the following chapters according to the relevant scientific aspects:

**chapter 1** gives a general introduction to the problem of laterally loaded piles in cohesive soils. Subsequently, the standards, regulations and recommendations currently applicable in engineering practice on this topic are presented. Based on practical examples, it is shown that the common design approaches for this complex problem are not yet sufficiently scientifically proven.

In **Chapter 2**, the essential analytical, empirical and numerical calculation approaches to lateral pressure are presented on the basis of a comprehensive literature search, and the authoritative factors are shown and discussed. The findings from literature, some of which differ greatly - both qualitatively and quantitatively - are summarized.

Chapter 3 explains the scientific objective of this work and the processing steps cho-

### sen for it.

**Chapter 4** contains investigations for the selection of a suitable numerical simulation method, including a contact formulation to adress the complex pile-soil interaction. Among other things, the method should be able to illustrate the physical problem of a pile loaded laterally with soft cohesive in analogy to a cylinder in fluid mechanics. The validation and comparative comparison of the numerical simulations is carried out on the one hand on simple analytical solutions and on the other hand on the results of the small-scale model tests of WENZ (1963) and BAUER (2016) on lateral pressure presented in chapter 2.4.1. The effects determined in the model tests, in particular stress changes and deformations under different geometric and constitutive boundary conditions, have been confirmed with good agreement in the results of the numerical simulations with advanced simulation methods that are suitable for large deformations. Due to the high computing capacities required, only simple constitutive formulations were used in this chapter to describe the material behavior. The advantage of the validated numerical models is that interaction effects between pile and soil can be investigated even with large relative displacements. With the numerical simulations further effects, especially those not detected in the small-scale tests of WENZ (1963) and BAUER (2016), could be investigated and demonstrated.

**Chapter 5** discusses the analogy between fluid mechanics and classical soil mechanics using the example of a cylinder with a lateral flow around it. Based on this, numerical investigations of the influence of time-dependent effects of cohesive soils on the lateral pressure are carried out. A suitable viscohypoplastic material model is used to describe the complex material behavior of soft cohesive soils, which can consider the anisotropic mechanical soil properties in particular. Subsequently, the results of further numerical investigations for the derivation of generally valid correlations in the determination of the lateral pressure are presented. Among other things, the influence of the velocity of the soil and the cross-sectional shape of the piles, the roughness of the shaft of the piles and different arrangements for pile rows and pile groups are shown with regard to the lateral pressure.

**Chapter 6** summarises the key findings of this work. General recommendations for the determination of project-related time-dependent lateral pressure loads for individual piles, pile rows and pile groups using numerical methods are formulated for practical use. Finally, recommendations for future scientific work are given.

## Zusammenfassung

Seitendruck entsteht auf Pfahlgründungen vornehmlich immer dann, wenn der die Pfähle umgebende bindige Baugrund breiiger oder weicher Konsistenz durch Aufbringen von hohen Flächenlasten oder Bemessungssituationen mit ähnlicher Wirkung (siehe Kapitel 1.3) horizontale Bodenverschiebungen erfährt. In Abhängigkeit von den geometrischen Randbedingungen der Gründungssituation und der Größe der Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen den Pfählen und dem horizontal verschobenen Boden, kommt es dabei zu einer zusätzlichen seitlichen Einwirkung, die zu einer Erhöhung der Biegemomente und Querkräfte im Pfahl führt. Sofern mit konstruktiven Maßnahmen (siehe Kapitel 1.4) keine technisch wirtschaftlichere Lösung erzielt werden kann, muss eine Bemessung des Pfahls bzw. der Gründungskonstruktion auf diese zusätzliche seitliche Einwirkungskomponente erfolgen. In der Ingenieurpraxis kommen dabei vornehmlich vereinfachte erdstatische Ansätze zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung zur Anwendung (siehe Kapitel 1.5 und Kapitel 2), die aufgrund unterschiedlicher stofflicher und kinematischer Annahmen zu einer großen Bandbreite für den anzusetzenden Seitendruck führen (siehe Kapitel 2.5.4). Diese erdstatischen Ansätze können in situ-Messergebnisse, wie von BAUER [14] gezeigt, nicht einmal ansatzweise zutreffend abbilden. Wegen der Komplexität der Problemstellung, insbesondere bei Pfahlreihen und Pfahlgruppen, kommen in der Praxis daher unter bestimmten Randbedingungen auch immer wieder aufwendige Feldversuche zur Anwendung (siehe Kapitel 2.4.2).

Ziel dieser Arbeit ist es, die komplexe wechselseitige Beziehung zwischen einer seitendruckerzeugenden Ursache (Hinterfüllung, Böschung, Aushub etc.), tiefgegründetem Bauwerk und dem bindigen Baugrund selbst, zu klären und ausgewählte Aspekte vertieft herauszuarbeiten. Dabei sollen unter anderem unterschiedliche geotechnische und konstruktive Randbedingungen mit geeigneten numerischen Methoden untersucht werden, um eine grundsätzliche Übertragbarkeit auf den praktischen Einzelfall zu erlauben.

Die vorliegende Arbeit ist entsprechend der maßgebenden wissenschaftlichen Aspekte in folgende Kapitel unterteilt:

In **Kapitel 1** wird eine allgemeine Einleitung in die Problemstellung von seitlich beanspruchten Pfählen in bindigen Böden gegeben. Anschließend werden die in der Ingenieurpraxis aktuell gültigen Normen, Regelwerke und Empfehlungen zu dieser Thematik vorgestellt. Anhand von Praxisbeispielen wird dargestellt, dass die gängigen Bemessungsansätze für diese komplexe Fragestellung noch nicht ausreichend wissenschaftlich abgesichert sind.

In Kapitel 2 werden die wesentlichen analytischen, empirischen und numerischen Berechnungsansätze zur Seitendruckbeanspruchung auf der Grundlage einer umfassenden Literaturrecherche dargestellt und die maßgebenden Einflussfaktoren aufgezeigt und diskutiert. Die im Ergebnis zum Teil sehr stark - sowohl qualitiativ als auch quantitativ - voneinander abweichenden Erkenntnisse aus der Literatur werden dabei zusammenfassend in Kapitel 2.5.4 wiedergegeben.

In **Kapitel 3** wird die wissenschaftliche Zielstellung dieser Arbeit definiert und die dafür gewählten Bearbeitungsschritte werden erläutert.

Kapitel 4 beinhaltet Untersuchungen zur Wahl einer geeigneten numerischen Simulationsmethode, einschließlich einer Kontaktformulierung zur Abbildung der komplexen Pfahl-Boden-Interaktion. Die Methode soll u.a. in der Lage sein, das physikalische Problem eines vollständig seitlich von weichem bindigen Boden umflossenen Pfahls in Analogie zu einem umströmten Zylinder in der Fluidmechanik darzustellen. Die Validierung und vergleichende Gegenüberstellung der numerischen Simulationen erfolgt zum einen an einfachen analytischen Lösungen und zum anderen an den Ergebnissen der in Kapitel 2.4.1 vorgestellten kleinmaßstäblichen Modellversuche von WENZ [145] und BAUER [14] zur Seitendruckbeanspruchung. Die in den Modellversuchen festgestellten Effekte, insbesondere Spannungsänderungen und Verformungen bei unterschiedlichen geometrischen und stofflichen Randbedingungen, haben sich im Ergebnis der numerischen Simulationen mit höherwertigen Simulationsmethoden, die u.a. für große Verformungen geeignet sind, mit guter Übereinstimmung bestätigt. Aufgrund der erforderlichen hohen Rechenkapazitäten kamen in diesem Kapitel nur einfache stoffliche Formulierungen zur Beschreibung des Materialverhaltens zum Einsatz. Der Vorteil der validierten numerischen Modelle liegt nun darin, dass Interaktions-Effekte zwischen Pfahl und Boden auch bei großen Relativverschiebungen  $\delta$  untersucht werden können. Mit den numerischen Simulationen konnten weitere, speziell bei den kleinmaßstäblichen Versuchen von WENZ [145] und BAUER [14] nicht festgestellte Effekte, untersucht und aufgezeigt werden.

In **Kapitel 5** werden die bodenmechanischen Grundlagen zur stofflichen Beschreibung von weichen bindigen Böden erläutert. Am Beispiel eines seitlich umströmten Zylinders wird die Analogie zwischen der Fluidmechanik und der klassischen Bodenmechanik diskutiert und herausgearbeitet. Mit einer in Kapitel 4 identifizierten geeigneten numerischen Simulationsmethode werden anschließend weiterführende Untersuchungen zum Einfluss zeitabhängiger Effekte bindiger Böden auf die Seitendruckbeanspruchung durchgeführt. Dabei kommt ein geeigneter höherwertiger viskohypoplastischer Stoffansatz zur Beschreibung des komplexen Materialverhaltens weicher bindiger Böden zur Anwendung, der insbesondere die anisotropen mechanischen Bodeneigenschaften berücksichtigen kann. Anschließend werden die Ergebnisse weiterführender numerischer Untersuchungen zur Ableitung von allgemeingültigen Zusammenhängen bei der Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung vorgestellt. Dabei wird u.a. der Einfluss der Querschnittform der Pfähle, die Rauheit der Pfahloberfläche und unterschiedliche Verbauverhältnisse bei Pfahlreihen und Pfahlgruppen auf die Seitendruckbeanspruchung aufgezeigt.

In **Kapitel 6** werden die maßgeblichen Erkenntnisse dieser Arbeit zusammengefasst. Für die Praxis werden Empfehlungen zur Ermittlung der projektbezogenen zeitabhängigen Seitendruckbeanspruchung für Einzelpfähle, Pfahlreihen und Pfahlgruppen mit numerischen Methoden formuliert. Abschließend werden Hinweise für zukünftige wissenschaftliche Arbeiten gegeben.

# Kapitel 1 Einführung

Pfahlgründungen kommen im Allgemeinen dort zum Einsatz, wo hohe Fundamentlasten in tiefere, tragfähigere Bodenschichten wie z.B. Kies oder Fels abgetragen werden müssen. Die Bauwerkslasten werden dabei vorwiegend an den Pfahlköpfen in axialer Richtung in die Pfähle eingeleitet. Das Pfahltragverhalten und die axialen Pfahlwiderstände sind dann den gültigen Normen und Regelwerken entsprechend im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS: Serviceability Limit State) und dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS: Ultimate Limite State) nachzuweisen (siehe Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle - "EA-PFÄHLE" [48] oder DIN EN 1997-1:2014-03 [47]).

Bei Pfählen mit großen Pfahldurchmessern, bspw. bei Stahlrohr-Verdrängungspfählen für Offshore-Anwendungen oder Großbohrpfählen, können planmäßig auch Biegemomente und Querkräfte am Pfahlkopf in die vertikal hergestellten Pfähle eingeleitet werden (KEMPFERT [80]). Die in Abbildung 1.1a dargestellten quer bzw. horizontal am Pfahlkopf angreifenden Kräfte und Momente resultieren u.a. aus den ständigen und veränderlichen Einwirkungen des aufgehenden Bauwerks. Der auf Biegung beanspruchte



Abbildung 1.1: Horizontale Einwirkungen auf Pfähle: a) "Aktive" horizontale Einwirkung am Pfahlkopf; b) "Passive" horizontale Einwirkung aus seitlicher Bodenverschiebung  $u_y$  infolge bspw. schwerer Verkehrslasten

Pfahlschaft trägt die horizontalen Einwirkungen dabei u.a. über die seitliche Pfahlbettung  $\sigma_{h,k}(z)$  in den anstehenden Baugrund ab. Derartige Pfähle werden in der Literatur auch als "aktiv horizontal beanspruchte Pfähle" bezeichnet (siehe bspw. DE BEER [41], POULOS [115]). Eine Zusammenstellung von Berechnungsansätzen und maßgebenden weiterführenden Literaturquellen für aktiv horizontal beanspruchte Pfähle findet sich u.a. in REESE ET AL. [122] oder WIEMANN [147].

Unter bestimmten Randbedingungen, vornehmlich aber in weichen bindigen Böden wie bspw. Torf oder Klei, können Pfähle durch seitliche Bodenverschiebungen  $u_{y}$  infolge von hohen, einseitigen Bodenauflasten bzw. Verkehrslasten (siehe Abbildung 1.1b), oder Bemessungssituationen mit ähnlicher Auswirkung (siehe auch Kapitel 1.3 oder bspw. FEDDERS [51] oder CHEN [33]) beansprucht werden. Diese horizontalen Bodenverschiebungen können nach ELLIS & SPRINGMAN [49] zu einer zusätzlichen Querkraft- und Biegebeanspruchung der Pfähle führen. Im Extremfall kann dies auch mit einem Verlust der Gebrauchstauglichkeit (SLS: Serviceability Limit State) oder der Tragfähigkeit (ULS: Ultimate Limit State) der Gründungselemente einhergehen (POULOS & DAVIS [116], DE BEER [41]). Im Allgemeinen werden derartig beanspruchte Pfähle auch "passiv horizontal beanspruchte Pfähle" (siehe bspw. POULOS & DAVIS [116]) bzw. in der deutschsprachigen Literatur "auf Seitendruck beanspruchte Pfähle" (WENZ [145]) genannt. Im Zusammenhang mit weichen bindigen und organischen Böden mit einer überwiegend flüssigen bis weichen Konsistenz wird im deutschsprachigen Raum auch oft der Begriff "Fließdruck" verwendet (BAUER [14]). Die zusätzliche "Einwirkung aus dem Baugrund" (Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle - "EA-PFÄHLE" [48], DIN 1054:2010-12 [43]) bzw. "Einwirkung durch Bodenverschiebung" (DIN EN 1997-1:2014-03 [47]) auf die Pfähle wirkt im Gegensatz zu den aktiv beanspruchten Pfählen nicht am Pfahlkopf, sondern seitlich auf die Mantelfläche der Pfähle (siehe Abbildung 1.1b).

Die vorliegende Arbeit beschränkt sich im Folgenden ausschließlich auf Untersuchungen zur Seitendruck- bzw. Fließdruckbeanspruchung in weichen bindigen normalkonsolidierten Böden infolge von vornehmlich quer zur Pfahlachse wirkenden horizontalen Bodenverschiebungen.

## 1.1 Problemstellung

In der Ingenieurpraxis wurde bis in die 1960er Jahre oftmals die Meinung vertreten, dass die zu erwartenden Seitendrücke bzw. Fließdrücke infolge von horizontalen Bodenverschiebungen u.a. aufgrund der geringen Pfahldurchmesser bzw. Kantenlängen für die Pfahlbemessung nicht relevant seien (STEINFELD [134]).

Dieser Umstand führte bspw. in den 1960er Jahren in Verbindung mit den bis dahin nur unzureichend wissenschaftlich abgesicherten Erkenntnissen zum Trag- und Verformungsverhalten von weichen bindigen Böden u.a. in Bremerhaven zu unplanmäßig großen Verformungen bzw. Verwerfungen einer tiefgegründeten Kranbahn für eine Erzlagerstätte. Die Lagerstätte wurde auf einer rd. 16 m mächtigen Kleischicht mit einer charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit von  $c_{u,k} \leq 20 \ kN/m^2$  errichtet (BÜRO INROS LACKNER [24], WENZ [145], [146], LEUSSINK & WENZ [89]). Ein stark vereinfachtes Baugrundmodell der damaligen Situation ist entsprechend WENZ [146]



Abbildung 1.2: Feldversuch zur Seitendruckbeanspruchng für eine tiefgegründete Kranbahn neben einer Erzlagerstätte in Bremerhaven in den 1960er Jahren (BÜRO INROS LACKNER [24], WENZ [145], [146], LEUSSINK & WENZ [89]): a) vereinfachtes Baugrundmodell und geometrische Abmessungen des Versuchspfahls; b) tiefenabhängige Entwicklung der Seitendruckbeanspruchung; c) zeitabhängige Entwicklung der Biegelinie

in Abbildung 1.2a dargestellt. Die schnell aufgebrachte einseitige Bodenauflast führte in der oberflächennah anstehenden weichen Kleischicht zu großen vertikalen und horizontalen Bodenverschiebungen. In der Folge stellte sich aufgrund der Seitendruck- bzw. Fließdruckbeanspruchung eine große unplanmäßige Biege- und Schubbeanspruchung, als auch eine unzulässig große Verschiebung und Rotation der Gründungspfähle ein (WENZ [146], BÜRO INROS LACKNER [24]).

Zur Erkundung der bis zu diesem Zeitpunkt weitestgehend unbekannten Seitendruckbzw. Fließdruckproblematik wurde ein mit Messgebern instrumentierter Probepfahl aus Stahl installiert und schrittweise eine einseitige Bodenauflast über einen Zeitraum von 40 Monaten aufgebracht (Abbildung 1.2a). Der sich dabei einstellende Seitendruck bzw. Fließdruck auf den am Pfahlkopf unverschieblich ausgebildeten Probepfahl ist in Abbildung 1.2b über die Zeit t und verschiedene Tiefen z dargestellt. Nach drei Jahren führten die großen seitlichen Bodenverformungen und die damit einhergehenden gemessenen Seitendrücke p zu unzulässig großen seitlichen Pfahlverformungen (Abbildung 1.2c), die sogar weit über den Grenzzustand der inneren Tragfähigkeit (ULS: Ultimate Limit State) des Pfahls hinaus gingen (BÜRO INROS LACKNER [24], WENZ [145], [146], LEUSSINK & WENZ [89]).

Eine Übertragbarkeit der aus dem Feldversuch in Bremerhaven in den 1960er Jahren gewonnenen Erkenntnisse zur Seitendruck- und Fließdruckbeanspruchung bspw. auf die grundsätzlich ähnliche Problemstellung einer tiefgegründeten Kranbahn für ein Brammenlager im weich bis breiigen Ton in Brasilien im Jahr 2009 (MÜHL ET AL. [96], REUL ET AL. [123]) war aber nicht möglich. Im Fall der tiefgegründeten Kranbahn in Brasilien wurde daher aufgrund der nach wie vor wissenschaftlich unzureichend abgesicherten bodenmechanischen Zusammenhänge vor den eigentlichen Gründungsarbeiten ein aufwendiger Feldversuch (siehe auch Kapitel 2.4.2) zur projektbezogenen Bestimmung des Seitendrucks bzw. Fließdrucks auf die Gründungspfähle der Kranbahn durchgeführt und messtechnisch begleitet (u.a. MÜHL ET AL. [96]).

Zu einem in der Literatur dokumentierten Schadensfall an Gründungspfählen infolge von seitlichen Bodenverschiebungen kam es beim Aushub der in Abbildung 1.3 dargestellten Baugrube im Jahr 2009 in Malaysia (KOK ET AL. [83]). Im Bereich der Baugrube standen breiige bis weiche fluviatil abgelagerte bindige Böden mit Schichtmächtigkeiten zwischen 5 m und 7 m an. Die mit der Drucksondierung ermittelten  $q_c$  - Werte werden in der Literatur mit 0 angegeben (KOK ET AL. [83]). Einige der Gründungspfähle waren direkt nach den Aushubarbeiten bis zur Unbrauchbarkeit verdreht und z.T. abgeschert. Auch in Brasilien kam es im Jahr 2009 zu einer unzulässig großen Verdrehung und Rotation von Gründungspfähle. Dies geschah im Zuge der Aushubentlastungen und der Ausbildung der in Abbildung 1.4 dargestellten Böschung für eine Baugrube im weichen bis breiigen Ton, siehe u.a. MÜHL ET AL. [96], [95].

In der Literatur dokumentierte in situ-Versuche oder Praxisbeispiele zeigen unter bestimmten Voraussetzungen außerdem häufig eine langfristige Zunahme der gemessenen Seitendrücke *p* auf die Pfähle (u.a. MACLEOD ET AL. [92]). Bauwerkspfähle in Kriechhängen können nach SCHWARZ [129] bspw. aufgrund der zunehmenden seitlichen Beanspruchung durch Bodenverschiebungen auch noch nach längerer Zeit versagen oder bis zur Gebrauchsuntauglichkeit verschoben bzw. verdreht werden.

Aufgrund der Vielzahl dokumentierter Schadensfälle (u.a. FUKUOKA [56], SCHMI-DEL [128]) kann vermutet werden, dass mit den gängigen Bemessungsansätzen der Verlauf der Seitendruck- bzw. Fließdruckbeanspruchung auf einen Pfahl sowohl qualitativ als auch quantitativ nicht hinreichend genau erfasst werden kann. Aktuelle, oftmals unveröffentlichte Praxisbeispiele und die in Kapitel 2 aufgezeigten Ergebnisse zeigen, dass der Stand der Wissenschaft bzw. die gängigen Bemessungsansätze keine wissenschaftlich abgesicherte Bemessungsgrundlage zur Erfassung der Seiten- bzw. Fließdruckbeanspruchung auf Pfähle darstellen.

Die bis heute durchgeführten Forschungsvorhaben zur Seitendruck- bzw. Fließdruckbeanspruchung konnten kein allgemeingültiges Berechnungsverfahren für den praktisch tätigen Ingenieur entwickeln. Die Zweckmäßigkeit neuerer Ansätze wie bspw. von BAUER [14] wird sich erst noch zeigen müssen. Die unterschiedlichen z.T. stark vereinfachten Ansätze führen im Allgemeinen zu qualitativ als auch quantitativ stark abweichenden Ergebnissen (siehe hierzu auch Kapitel 2.5, insbesondere Kapitel 2.5.4), die in situ-Messwerte nicht abbilden können.



Abbildung 1.3: Schadensfall an Bauwerkspfählen in einer Baugrube in weichem bindigen Boden in Malaysia im Jahr 2009 (KOK ET AL. [83])



Abbildung 1.4: Schadensfall an Pfählen in einer geböschten Baugrube in weichem bindigen Boden in Brasilien im Jahr 2009

Viele Berechnungsansätze aus der Literatur berücksichtigen zur quantitativen Abschätzung der Seitendruckkraft- bzw. Fließdruckkraftbeanspruchung auf Pfähle im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) die charakteristische undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  des bindigen Bodens und lassen sich in der allgemeingültigen Form nach Gleichung 1.1 angeben ([14], [81]).

$$P = \chi \cdot c_{u,k} \cdot d_D \qquad bzw. \qquad P = \chi \cdot c_{u,k} \cdot a_s \tag{1.1}$$

Dabei beschreibt P die Seitendruckkraft auf den Pfahlschaft senkrecht zur Achsrichtung des Pfahls in der Einheit kN/m und der Faktor  $\chi$  wird in der Literatur in Abhängigkeit vom Berechnungsansatz mit Werten zwischen 2,5 bis 14 angegeben (siehe auch Kapitel 2.4 und Kapitel 2.5). Der in die Gleichung 1.1 eingehende Pfahldurchmesser  $d_D$ für runde Pfähle wird bei Pfählen mit einer rechteckigen Pfahlquerschnittsfläche vereinfacht durch die Kantenlänge  $a_s$  ersetzt.

## 1.2 Allgemeine Definitionen

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit werden seitliche Einwirkungen auf Pfähle aus horizontalen Bodenverschiebungen mit dem übergeordneten Begriff "Seitendruck" bezeichnet. Kommt es zu einem nahezu vollständigen und eindeutigen seitlichen Umfließen des Pfahlschafts durch bindigen Boden, wird in dieser Arbeit dagegen der Begriff des "Fließdrucks" verwendet. Bei der Entstehung eines Fließdrucks wird davon ausgegangen, dass der zum Fließen und Kriechen neigende weiche bindige Boden in Analogie zu einem viskosen Medium mit einer Geschwindigkeit  $v_x$  um den Pfahl herumfließt (siehe Abbildung 1.5a) und in Form eines Staudrucks seitlich auf die Pfähle wirkt (siehe Kapitel 5.1 und Kapitel 5.2). Spannungen und Kräfte im Zusammenhang mit einer Fließdruckermittlung werden im Verlauf dieser Arbeit mit dem Index "f" bezeichnet. Sofern der weiche bindige Boden nicht fließfähig ist oder geometrische Randbedingungen, bspw. ein geringer Achsabstand a zwischen zwei benachbarten Pfählen, ein Umfließen des Pfahls nicht zulassen, können alternative bodenmechanische Erddrucktheorien zur Berechnung der Seitendruckbeanspruchung maßgebend werden (BAUER [14]). Wenn nicht eindeutig klar ist, welcher bodenmechanische Zustand infolge der seitlichen Bodenverschiebung auf einen Pfahl eintritt, wird im Folgenden der übergeordnete Begriff "Seitendruck" verwendet.

Die auf den Pfahlschaft wirkenden Normalspannungen  $\sigma_n$  und Schubspannungen  $\tau$  sind in Abbildung 1.5b dargestellt. Die Größe der resultierenden Seitendruckbeanspruchung auf einen Pfahl ergibt sich aus der Integration ( $0 < \theta \le 2\pi$ ) aller in Richtung der Bodenverschiebung (hier *x*-Richtung) an der Pfahloberfläche angreifenden Normalspannungsanteile  $\sigma_{n,x}$  und Schubspannungsanteile  $\tau_x$ . Daraus ergeben sich die resultierenden Normalspannungskraftanteile  $F_1$  (Gleichung 1.2) und die Schubspannungskraftanteile  $F_2$  (Gleichung 1.3):

$$F_1 = \int_0^{2\pi} \sigma_{n,x} r \, d\theta \tag{1.2}$$

$$F_2 = \int_{0}^{2\pi} \tau_x r \, d\theta \tag{1.3}$$

Dabei sind  $F_1$  bzw.  $F_2$  die über den Pfahlschaft integrierten resultierenden Normalbzw. Schubspannungskraftkomponenten in *x*-Richtung in der Einheit kN/m. In Abbildung 1.5c sind die Verläufe der Normal- und Schubspannungskraftanteile  $F_1$  und  $F_2$ über die Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden dargestellt. Zusätzlich zu den beiden zuvor genannten Spannungskraftanteilen ist der Verlauf der resultierenden totalen Seitendruckkraftbeanspruchung P aufgeführt. Die Kraftanteile sind auf den laufenden Meter in Pfahlachsrichtung bezogen.

Durch Division der resultierenden Schub- und Normalspannungskraftanteile bzw. deren Summe mit dem Pfahldurchmesser  $d_D$  (bzw. Kantenlänge  $a_s$  bei einer rechteckigen Pfahlquerschnittsfläche) ergibt sich mit Abbildung 1.5b die in Gleichung 1.4 auf die



Abbildung 1.5: Allgemeine Definitionen zur Seitendruckbeanspruchung: a) Umfließen eines runden Pfahlschafts mit einer konstanten Anströmgeschwindigkeit  $v_x$ ; b) Normal- und Schubspannungen an der Pfahloberfläche; c) verschiebungsabhängige Kraftanteile aus Normal- und Schubspannung; d) Seitendruckkraftverlauf *P* 

Pfahllänge bezogene mittlere seitliche Bodenreaktionsspannung p in der Spannungseinheit  $kN/m^2$ .

$$p = \frac{(F_1 + F_2)}{d_D}$$
  $bzw.$   $p = \frac{(F_1 + F_2)}{a_s}$  (1.4)

Der Fließdruck und Seitendruck wird in dieser Arbeit, entgegen der weit in der Literatur verbreiteten Auffassung nicht als Kraft, sondern als Spannung verstanden (siehe bspw. EA-PFÄHLE [48] oder BAUER [14]) und mit einem kleinen Buchstaben bezeichnet, wohingegen Kräfte mit einem großen Buchstaben gekennzeichnet werden. Die linienförmige und in Achsrichtung verlaufende theoretisch resultierende Seitendruckkraft P auf den Pfahl in Abbildung 1.5d ergibt sich durch Multiplikation der mittleren Bodenreaktionsspannung p aus Gleichung 1.4 mit dem Pfahldurchmesser  $d_D$ , bzw. der Kantenlänge  $a_s$ . Die linienförmige Seitendruckkraft P auf einen runden bzw. rechteckigen Einzelpfahl ist in Gleichung 1.5 aufgeführt.



Abbildung 1.6: a) Definition der Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und horizontal verschobenem Boden in einem ebenen Schnitt; b) typischer Verlauf einer normierten p- $\delta$  - Kurve (BAUER [14])

$$P = p \cdot d_D \qquad bzw. \qquad P = p \cdot a_s \tag{1.5}$$

Die Einwirkung  $P_n$  auf einen Pfahl in einer Pfahlreihe bzw. Pfahlgruppe ergibt sich nach Gleichung 1.6 durch Multiplikation der resultierenden Seitendruckkraft P auf einen Einzelpfahl mit dem Gruppenfaktor  $\eta$  bspw. entsprechend EA-PFÄHLE [48].

$$P_n = \eta \cdot P \tag{1.6}$$

Gruppenfaktoren  $\eta$  für längs und quer zur Pfahlachse angeströmte Pfähle werden in Kapitel 2.5 dieser Arbeit diskutiert, siehe auch [48] oder [14].

Mit den zuvor definierten Zusammenhängen lässt sich für federbasierte Rechenmodelle der seitliche Bettungsmodul  $k_s$  nach Gleichung 1.7 und die Steifigkeit einer Linienfeder  $k_l$  entsprechend Gleichung 1.8 wie folgt angeben:

$$k_s = \frac{p}{\delta} \tag{1.7}$$

$$k_l = \frac{P}{\delta} \tag{1.8}$$

 $\delta$  ist dabei die Relativverschiebung des Pfahlschafts gegen den horizontal verschobenen Boden (siehe Abbildung 1.6a). Die in Abbildung 1.6a in einem ebenen Schnitt dargestellte Verschiebungskomponente  $y_{Boden}$  beschreibt die horizontale Bodenverschiebung zwischen den einzelnen Pfählen einer Pfahlreihe. Über die die Verschiebungskomonente  $y_{Pfahl}$  wird die seitliche Verformung der einzelnen Pfähle berücksichtigt. Die Relativverschiebung  $\delta$  kann in Abhängigkeit von der Tiefe z wie folgt angeben werden:

$$\delta\left(z\right) = y_{Boden} - y_{Pfahl} \tag{1.9}$$

Für die tiefenabhängige Ermittlung der Relativverschiebung  $\delta$  müssen die sich einstellenden Verformungen des Bodens  $y_{Boden}$  und des Pfahls  $y_{Pfahl}$  in der jeweiligen Tiefe zberechnet werden. In der Ingenieurpraxis lässt sich der sich einstellende tiefenabhängige Relativverschiebungszustand  $\delta$  zwischen Boden und Pfählen äußerst schwer prognostizieren, da er neben den Baugrundeigenschaften u.a. von der konstruktiven Ausbildung der Gründungselemente, bspw. Achsabstand, Pfahlquerschnittform, Pfahlkopflagerung und deren Verformbarkeit bzw. Nachgiebigkeit abhängt (siehe Kapitel 2).

Nach FEDDERS [51] kann bei Bodenverschiebungen in weichen bindigen Böden grundsätzlich zwischen

- volumenkonstanten Schubverformungen, die unmittelbar bei der Lastaufbringung auftreten;
- Konsolidationsverformungen, die sich aus dem zeitabhängigen Abbau von Porenwasserüberdrücken ergeben und
- Kriechverformungen, die sich nach oder während der Konsolidierung einstellen,

unterschieden werden. Weitere Untersuchungen zum Einfluss des Verformungsverhaltens weicher bindiger Böden auf den Seitendruck bzw. Fließdruck sind im Kapitel 5 dieser Arbeit aufgeführt.

In Abbildung 1.6b ist der qualitative Verlauf einer normierten p- $\delta$  - Kurve dargestellt. Im Bruchzustand des Bodens ist dabei die Scherfestigkeit im Pfahlnahbereich ausgenutzt. Der Boden befindet sich im plastischen Zustand (Abbildung 1.6b). Entsprechend den Ergebnissen der in Kapitel 2 dokumentierten Versuche, u.a. WENZ [145], liegt die Erkenntnis vor, dass sich ein Grenzwert der normierten Seitendruckbeanspruchung ausbildet, der u.a. unabhängig von den Pfahlquerschnittsabmessungen und der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  des Bodens ist ([145], [14]).

Bei den meisten federbasierten Rechenmodellen werden in der Ingenieurpraxis zur Beschreibung der seitlichen Bodenreaktionskraft lineare oder bilineare Federkennlinien





- sogenannte *P*- $\delta$  - Kurven - zugrunde gelegt. Bei dem in Abbildung 1.7a dargestellten linearen bzw. elastischen Ansatz wird davon ausgegangen, dass mit zunehmender Relativverschiebung  $\delta$  eine Zunahme der seitlichen Bodenreaktion eintritt. Der idealisierte bilineare bzw. plastische Ansatz ist durch eine maximal aufnehmbare Bodenreaktionskraft begrenzt (Abbildung 1.7b). Der wesentliche Unterschied zwischen dem elastischen und plastischen Modell besteht darin, dass beim plastischen Modell trotz zunehmender Relativverformung  $\delta$  die aufnehmbare seitliche Bodenreaktionskraft konstant bleibt. Zur vollständigen Aktivierung der Widerstandskraft ist eine Relativverschiebung  $\delta_{krit}$  erforderlich. In Abbildung 1.7c ist der Verlauf einer typischen versuchstechnisch abgeleiteten *P*- $\delta$  - Kurve dargestellt.

Ein Einzelpfahl mit tiefenabhängigen P- $\delta$  - Kurven ist in Abbildung 1.8a aufgeführt. Die Charakteristik der Federkennlinien variiert dabei entsprechend der Tiefenlage z des jeweiligen Pfahlabschnitts. Die aus dem theoretischen Modell abgeleitete Biegelinie für den Einzelpfahl wird in Abbildung 1.8b gezeigt.



Abbildung 1.8: Erdstatisches Federmodell: a) Beispiel eines seitlich gebetteten Einzelpfahls, b) analytisch abgeleitete Biegelinie für den Einzelpfahl

In der Literatur werden die Steifigkeiten von Linienfedern  $k_l$  und die maximale Bodenwiderstandskraft  $P_{max}$  pro Pfahlmeter in der Einheit kN/m oft mit der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  des Bodens korreliert, siehe auch Kapitel 2.

## 1.3 Bemessungssituationen

Ein typisches Beispiel für auf Seitendruck beanspruchte Pfähle stellen Pfahlsysteme zur Hangverdübelung bzw. Böschungssicherung dar (u.a. GUDEHUS [63], SCHWARZ [129]). Derartige Pfähle werden planmäßig horizontal durch kriechende oder rutschende Erdmassen beansprucht (Abbildung 1.8d). Aber auch infolge von hohen einseitigen Fundamentlasten (Abbildung 1.8a) sowie Aushubentlastungen für Baugruben (Abbildung 1.8b) oder Tunnel (Abbildung 1.8c) und den damit verbundenen horizontalen Bodenverformungen können Pfähle Seitendrücke erfahren. Schrägpfähle (Abbildung 1.8e), die in setzungsempfindlichen Bodenschichten hergestellt wurden, können bspw. im Zuge von Geländeaufschüttungen für Brückenwiderlager oder anderen zusätzlichen einseitig wirkenden Auflasten durch nicht planmäßige, annähernd senkrecht zur Pfahlachse wirkende Baugrundverformungen beansprucht werden (KEMPFERT [80], SMOLTCZYK [132]). Des Weiteren können bspw. Vollverdrängungspfähle, die neben bestehenden Pfählen hergestellt bzw. gerammt werden, zu zusätzlichen Biegebeanspruchungen und Pfahlverformungen führen (Abbildung 1.8f).



Abbildung 1.9: Ursachen für Seitendruck auf Pfähle: a) schwere Fundamentlasten neben Pfahlgründungen; b) Aushubentlastungen neben Pfahlgründungen;
c) Tunnelherstellung neben Pfahlgründungen; d) Kriechbewegungen in Böschungen/Hängen; e) Schrägpfähle in setzungsempfindlichen Bodenschichten; f) Pfahlherstellung neben bestehenden Pfählen (in Anlehnung an FEDDERS [51] und CHEN [33])

Typische Bemessungssituationen (Definition gemäß DIN EN 1997-1:2014-03 [47]) sind in Abbildung 1.9 in Anlehnung an FEDDERS [51] und CHEN [33] graphisch in einer Gesamtübersicht dargestellt.

In der vorliegenden Arbeit werden keine spezielle Bemessungssituation untersucht. Vielmehr werden übergeordnete grundsätzliche Untersuchungen zum Einfluss horizontaler Bodenverschiebungen auf Pfähle durchgeführt. Die abgeleiteten Erkenntnisse besitzen dabei grundsätzlich für alle hier aufgezeigten Bemessungssituation Gültigkeit.

## 1.4 Maßnahmen zur Verminderung des Seitendrucks

Im Zuge der Planung einer Pfahlgründung sollte überprüft werden, ob Seitendruck auf Pfähle wirtschaftlich durch bautechnische Maßnahmen verringert oder eventuell sogar ganz ausgeschlossen werden kann. Durch konstruktive Gründungsmaßnahmen können bspw. die Verformungen aus Gründungslasten und die daraus resultierenden Seitendrücke auf bestehende Pfähle maßgeblich reduziert werden (KEMPFERT [80] und FRAN-KE [53]). Eine Verringerung der Fließeigenschaften des Bodens, bspw. durch eine Baugrundverbesserung, Konsolidierung durch Vorbelastungsschüttung oder Vertikaldrains und die damit verbundene Erhöhung der Scherfestigkeit des Baugrunds kann außerdem zu einer Verringerung von Seitendrücken beitragen. Weitere Maßnahmen entsprechend MERKBLATT FGSV 526 [52] zum Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke sind:

- Bodenaustausch oder Baugrundverbesserung.
- Abtragung der Lasten durch Tiefgründung.
- Vorbelastungen des Bodens zur Vorwegnahme von Baugrundverformungen oder zur Beschleunigung der Konsolidierung (ggfs. Anwendung von Vertikaldrains).
- Anordnung von Mantelpfählen bzw. Butthole-Methode (bspw. BRANSBY [21] und BRANSBY & SPRINGMAN [22]) oder Abschirmkonstruktionen.
- Einhaltung einer bestimmten Rammfolge, damit beim Rammen des Nachbarpfahls keine unplanmäßige Biegebeanspruchung des Pfahls auftritt.

Sofern keine dieser Maßnahmen getroffen wird, ist die Pfahlgründung auf eine Seitendruckeinwirkung zu bemessen (DIN EN 1997-1:2014-03 [47]).

## 1.5 Normative Regelungen und Empfehlungen

Zur Pfahlbemessung und der Vorhersage von möglichen Pfahlkopfverschiebungen und -verdrehungen von aktiv horizontal beanspruchten Pfählen existieren in der Ingenieurpraxis Berechnungsansätze u.a. für kurze starre Pfähle und für schlanke biegeweiche Pfähle. Letztere werden i.d.R. mit dem Bettungsmodulverfahren (SMOLTCZYK [132], TER-ZAGHI [137]) berechnet, wobei im internationalen Sprachgebrauch häufiger vom *p-y*-Verfahren (REESE ET AL. [122], WIEMANN [147], API-RICHTLINIE [4]) die Rede ist. Dabei wird der Pfahl in gleich große Abschnitte unterteilt und der seitliche Bodenwiderstand bzw. die horizontale Bettung jedes Pfahlabschnitts vereinfacht über Bodenfedern abgebildet. Nach DIN 1054:2010-12 [43] dürfen die entsprechenden Federsteifigkeiten aus dem charakteristischen Steifemodul  $E_{s,k}$  des Bodens und dem Pfahldurchmesser  $d_D$  abgeleitet werden:

$$k_{s,k} = \frac{E_{S,k}}{d_D} \tag{1.10}$$

Wobei in der Berechnung die Bettungsspannung  $\sigma_{h,k}$  nicht größer als der passive Erdwiderstand  $e_{ph}$  werden darf und somit in Abhängigkeit von der horizontalen Pfahlverschiebung y gilt:

$$\sigma_{h,k} = k_{s,k} \cdot y \le e_{ph} \tag{1.11}$$

Das iterative DIN-Verfahren [43] berücksichtigt somit im Allgemeinen einen bilinearen und tiefenabhängigen Verlauf der Federkennlinien. In der API-RICHTLINIE [4] oder bspw. in REESE & VAN IMPE [121] werden Hinweise zur Ableitung bzw. Konstruktion von nichtlinearen, bodenart- und tiefenabhängigen Federkennlinien, bzw. *p-y*-Kurven, gemacht. Die Charakteristik der Federkennlinien basiert dabei z.T. auf empirischen Ansätzen. Unter bestimmten Voraussetzungen können zur Ermittlung projektspezifischer Bettungsmoduln bzw. Federkennlinien horizontale Pfahlprobebelastungen erforderlich sein.

Nach dem europäischen Regelwerk Eurocode DIN EN 1997-1:2014-03 [47], Abs. 7.3.2.1, sind für die Bemessung von auf Seitendruck beanspruchten Pfählen analytische, halb-



Abbildung 1.10: Allgemeine Berechnungsansätze zur Seitendruckermittlung in der Literatur: Analytische, empirische bzw. halbempirische und numerische Berechnungsansätze in Anlehnung an BAUER [14], originär von STEWART ET AL. [135] und POULOS [117]

empirische und numerische Verfahren zulässig. Dabei lässt sich entsprechend Abbildung 1.10 eine weitere Gliederung in kraft- und verformungsunabhängige Methoden, kraftbasierte und verformungsbasierte Methoden vornehmen. Bei den kraftbasierten Verfahren ist eine Kraft die Hauptberechnungsgrundlage, wohingegen bei den verformungsbaierten Verfahren eine Bodenverformung die Hauptberechnungsgrundlage darstellt (Übersicht bspw. in BAUER [14], STEWART ET AL. [135] oder POULOS [117]).

Dabei ist entsprechend DIN EN 1997-1:2014-03 [47] eine Einordnung in die Geotechnische Kategorie GK 3 vorzunehmen. Bei der Bemessung der Pfähle kann die Pfahl-Boden-Interaktion als Einwirkung behandelt werden. Anschließend können die Kräfte, Verschiebungen und Dehnungen im Pfahl nachgewiesen werden. Es kann aber auch ein oberer Grenzwert für die Kraft, die der Boden auf den Pfahl ausüben kann, als Bemessungseinwirkung angesetzt werden. Bei der Ermittlung der Größe dieser Seitendruckkraft müssen die Materialeigenschaften des bindigen Bodens und die geometrischen Randbedingungen bzw. die Bemessungssituation berücksichtigt werden [47].

Bei komplexeren Problemstellungen sollte der Seitendruck auf Pfähle entsprechend DIN EN 1997-1:2014-03 [47], Abs. 7.3.2.4, in der Regel mit numerischen Verfahren ermittelt werden, indem die Wechselwirkung zwischen dem Pfahl als steiferem oder flexiblerem Strukturelement und dem sich bewegenden bindigen Boden untersucht wird. Der Abgleich numerischer Modellierungen mit analytischen und halbempirischen Bemessungsansätzen dürfte auf Grund der Komplexität der Baugrund-Tragwerk-Interaktion geboten sein. Numerische Berechnungsansätze erfordern aufgrund der Komplexität der Problemstellung besondere Kenntnisse zur geometrischen und stofflichen Modellierung bindiger Böden (siehe auch Kapitel 4 und Kapitel 5).

### 1.5.1 Empfehlungen des Arbeitskreises EA-Pfähle (Deutschland)

In den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle - "EA-PFÄHLE" [48] wird zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung auf Einzel- bzw. Pfahlgruppen ein Bemessungsansatz vorgeschlagen, der im Wesentlichen auf Arbeiten von Wenz [145], WINTER [148], HORCH [75], SCHMIEDEL [128] und FEDDERS [51] zurückgeht. Der Berechnungsansatz ist entsprechend Abbildung 1.10 als halbempirische, kraft- und verformungsunabhängige Methode einzuordnen.

Zur Abschätzung der Größe der Seitendruck- bzw. Fließdruckkraftbeanspruchung liegen entsprechend EA-PFÄHLE [48] und FRANKE & SCHUPPENER [54] zwei grundsätzlich verschiedene bodenmechanische Modellvorstellungen vor:

- Charakteristische Seitendruckkraft bzw. Fließdruckkraft *P*<sub>f,k</sub> infolge des Umfließens der Pfähle.
- Charakteristische Seitendruckkraft P<sub>e,k</sub> infolge der Differenz des horizontalen Erddrucks.

Sofern bindige Böden, insbesondere normal- oder leicht überkonsolidiert mit weicher oder noch ungünstigerer Konsistenz, vorhanden sind, bei denen geometrisch oder belastungsbedingt ein Seitendruck auf die Pfähle nicht ausgeschlossen werden kann, müssen diesbezügliche Untersuchungen durchgeführt werden. Die Notwendigkeit einer Pfahlbemessung auf Seitendruck kann nach EA-PFÄHLE [48] vorab mit Hilfe einer Geländebruchuntersuchung entsprechend DIN 4084:2009-01 [46] abgeschätzt werden. Die Berechnungen sind i.d.R. im Bruchzustand des Bodens mit der charakteristischen Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  des undränierten Bodens durchzuführen. Je nach Ausnutzungsgrad  $\mu$  des Bemessungswiderstandes kann abgeschätzt werden, ob die Verformungen in den Weichschichten Seitendruckbeanspruchungen auf die Pfähle bewirken können [48]. Werden die Grenzwerte für den Ausnutzungsgrad  $\mu$  überschritten, so ist bei der Ermittlung der Einwirkung durch Bodenbewegungen quer zur Pfahlachse zu unterscheiden zwischen dem charakteristischen Fließdruck  $p_{f,k}$  und dem charakteristischen resultierenden Erddruck  $\Delta e_k$ .

Bei der Fließdrucktheorie wird angenommen, dass die Scherfestigkeit des Bodens ausgeschöpft ist und der plastifizierte Boden den Pfahl umfließt. Die nach SCHMIEDEL [128] angegebene in diesem Fall senkrecht auf die Pfahlachse wirkende resultierende Fließdruckkraft  $P_{f,k}$  kann in Anlehnung an [48] auf die Pfahllänge bezogen wie folgt ermittelt werden (siehe Abbildung 1.11b):

$$P_{f,k} = \chi \cdot c_{u,k} \cdot d_D \qquad bzw. \qquad P_{f,k} = \chi \cdot c_{u,k} \cdot a_s \tag{1.12}$$

Wobei der Faktor  $\chi$  ursprünglich in Anlehnung an WENZ ([145], [146]) ohne Unterscheidung zwischen runden und quadratischen Pfählen mit dem Faktor 10 festgelegt wurde, siehe STEINFELD [134]. In der aktuell gültigen Ausgabe der EA-PFÄHLE [48]



Abbildung 1.11: Seitendruck aus resultierender Erddruckkraft und Fließdruckkraft auf einen Einzelpfahl in Anlehnung an [48]: a) resultierende Erddruckkraft  $P_{e,k}$ ; b) resultierende Fließdruckkraft  $P_{f,k}$ 



Abbildung 1.12: Anwachsen der Einzelpfahllast durch den Einfluss des Pfahlachsabstands *a* bzw. den Gruppenfaktor  $\eta$  und das Verbauverhältnis nach Wenz [145] bzw. EA-PFÄHLE [48]

wird ein reduzierter Faktor  $\chi$  von 7 vorgeschlagen, der Einflüsse zur geschwindigkeitsabhängigen charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  berücksichtigen soll (HORCH [75]). Bei einem quadratischen Pfahl steht  $a_s$  für die Pfahlbreite senkrecht zur Fließrichtung, bei rundem Querschnitt entspricht  $a_s$  dem Pfahldurchmesser  $d_D$ . Der Fließdruck wirkt jeweils senkrecht zur Pfahlachse und unabhängig von der Überlagerungsspannung  $\sigma_z$ . Mögliche Fließrichtungen sind von den geometrischen Verbauverhältnissen abhängig. Der Fließdruck ist bei Pfahlgruppen auf jeden Pfahl voll anzusetzen, bei dicht hintereinander stehenden Pfählen kann der Fließdruck abgemindert werden. Bei der Berechnung des Fließdrucks kann ein Gruppenfaktor  $\eta$  entsprechend dem Verbauverhältnis nach WENZ [145] (siehe Abbildung 1.12) berücksichtigt werden.

Beim Ansatz der resultierenden Erddruckkraft wird ein oberer Grenzwert von  $P_{f,k}$  erfasst, dem aber kein realer Deformationszustand zu Grunde liegt. Erddruck und Erdwiderstand werden für eine gedachte senkrechte Wand vor und hinter der Pfahlgruppe ermittelt (siehe Abbildung 1.11a). Dabei ist näherungsweise der Erddruckneigungswinkel  $\delta$  zu 0° zu setzen. Eine mögliche Abminderung der Erddruckbeanspruchung durch Abschirmung, z.B. durch rückwärtige horizontale Sporne oder überstehende Pfahlkopfplatten, darf nicht berücksichtigt werden. Die Erddruckanteile sind dabei zunächst als ebener Erddruck zu ermitteln (EA-PFÄHLE [48]).
Der charakteristische resultierende Erddruck  $\Delta e_k$  errechnet sich entsprechend EA-PFÄHLE [48] aus der Differenz des aktiven Erddruckes  $e_{a,k}$  und des Erdwiderstandes  $e_{p,k}$ auf die fiktive senkrechte Wand (Abbildung 1.11a) :

$$\Delta e_k = e_{a,k} - e_{p,k} \tag{1.13}$$

Die Berechnung des charakteristischen aktiven Erddrucks erfolgt entsprechend [48] entweder mit den Scherparametern des undränierten Bodens für den Anfangszustand

$$e_{a,k} = \gamma \cdot z + \Delta p_k - 2 \cdot c_{u,k} \tag{1.14}$$

oder mit effektiven Scherparametern für den Endzustand

$$e_{a,k} = (\gamma \cdot z + \Delta p_k) \cdot K_{agh} - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_{agh}}$$
(1.15)

oder bei teilkonsolidierten Zuständen mit

$$e_{a,k} = (\gamma \cdot z + U_c \cdot \Delta p_k) \cdot k_{agh} + (1 - U_c) \cdot \Delta p_k - 2c'_k \cdot \sqrt{k_{agh}}$$
(1.16)

Hierin beschreibt  $\gamma$  die Feuchtwichte der Weichschicht, wobei an Stelle von  $\gamma$  bei wassergesättigten Böden der Wert  $\gamma_r$  oberhalb des Grundwasserspiegels gilt und  $\gamma'$  unterhalb des Grundwasserspiegels zu setzen ist. Die charakteristische Spannungsänderung  $\Delta p_k$  beschreibt die Spannungen aus einer Auflast oder sonstigen fließdruckerzeugenden Einwirkungen, bspw. aus einer Widerlagerhinterfüllung, Nutzlasten etc. und  $U_c$  gibt den Konsolidierungsgrad in der Weichschicht infolge der charakteristischen Spannungsänderung  $\Delta p_k$  wieder.

Die charakteristische Spannungsänderung  $\Delta p_k$  darf dabei entsprechend dem Regelwerk EA-PFÄHLE [48] näherungsweise als eine ständige Einwirkung betrachtet werden.

Der charakteristische Erdwiderstand  $e_{p,k}$  wird für alle Konsolidierungszustände U entsprechend Gleichung 1.17

$$e_{p,k} = \gamma \cdot z \cdot K_{pgh} \tag{1.17}$$

unter Ansatz eines Erddruckbeiwerts von  $K_{pgh} = 1, 0$  ermittelt, um die Verformungsverträglichkeit zu gewährleisten [48].

Zur Ermittlung der Größe der charakteristischen Einwirkung aus Seitendruck quer zur Pfahlachse als Linienlast  $P_{e,k}$  auf den Einzelpfahl in der Einheit kN/m ergibt sich entsprechend [48] aus dem charakteristischen resultierenden Erddruck  $\Delta e_k$  und der Einflussbreite b nach Gleichung 1.18:

$$P_{e,k} = b \cdot \Delta e_k \tag{1.18}$$

Die zu berücksichtigende Einflussbreite b von  $\Delta e_k$  auf einen Einzelfahl ist dabei als das Minimum aus einer der folgenden Bedingungen a) bis d) zu wählen [48]: a) dem mittleren Pfahlachsabstand  $a_q$  quer zur Bodenverformung,

b) der dreifachen Pfahlbreite  $a_s$  bzw. dem dreifachen Pfahldurchmesser  $d_D$ ,

c) der Dicke der den Seitendruck erzeugenden maßgebenden Baugrundschicht,

d) der gesamten Breite der Pfahlgruppe dividiert durch die Anzahl aller Pfähle.



Abbildung 1.13: Beiwerte k zur Ermittlung des Seitendrucks auf einen Einzelpfahl in einer Pfahlgruppe nach HORCH [75]

Weiterhin sollte nach HORCH [75] überprüft werden, ob gegenüber Gleichung 1.18 in einer Pfahlgruppe mit  $n_G$  Pfählen und Pfahlabständen < 4  $a_s$  bzw. < 4  $d_D$  die Beanspruchung auf den Einzelpfahl mit der Gleichung 1.19

$$P_{e,k} = \left[ (B' + 3 \cdot a_s) \cdot k \cdot \Delta e_k \right] / n_G \tag{1.19}$$

größere Einwirkungen als nach Gleichung 1.18 ergibt, die dann maßgebend ist. Für runde Pfähle ist in Gleichung 1.19 die Kantenlänge  $a_s$  durch den Durchmesser  $d_D$  zu ersetzen. Der Faktor k kann dabei entsprechend Abbildung 1.13 ermittelt werden [75]. Wird die Einwirkung d) als Minimum maßgebend, so sind für ausgedehnte Pfahlgruppen vereinfacht nur die Pfähle zu beachten, die innerhalb eines Bereiches in Wirkungsrichtung des resultierenden Erddruckes liegen, dessen Länge der 1, 5-fachen Höhe der den Seitendruck erzeugenden Schicht entspricht (EA-PFÄHLE [48]).

Maßgebend ist die sich ergebende jeweils kleinere Gesamtkraft aus Seitendruck auf die Pfähle, wobei die Beanspruchung aus der Fließdruckkraft  $P_{f,k}$  und der resultierenden Erddruckkraft  $\Delta E_k$  im Bruchzustand des Bodens (ULS) jeweils über die gesamte Einwirkungshöhe zu bestimmen ist (siehe Abbildung 1.11). Grundsätzlich ist für jeden Pfahl dabei das Minimum der Gesamtbeanspruchung als Einwirkungskraft maßgebend, auch wenn einer der zuvor genannten genannten Seitendrücke in Teilabschnitten des Pfahls geringer als der jeweils andere ist (EA-PFÄHLE [48]).

Zur Berücksichtigung eines Entfernungseinflusses einer seitendruckerzeugenden Einwirkung, bspw. eine hohe Fundamentlast oder Verkehrslast, auf eine Pfahlgründung, werden von HORCH [75] in Abbildung 1.14 Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit von der anstehenden Schichtdicke  $h_w$  der Weichschicht für den resultierenden Erddruck angegeben.

Ein charakteristisches Mindestmoment  $M_{m,n,k}$  im Pfahl, selbst wenn rechnerische kein Fließ- oder resultierender Erddruck wirkt, ist dabei entsprechend der nicht einheitenkonformen Gleichung 1.20 für einen rechteckigen Pfahl zu berücksichtigen (HORCH [75]). Für runde Pfähle ist dabei in Gleichung 1.19 die Kantenlänge a<sub>s</sub> durch den Durchmesser  $d_D$  zu ersetzen.

$$M_{m,n,k} = 200 \cdot a_s \tag{1.20}$$

5 - 15

5

Nach SCHMIEDEL [128] kann von dem in Abbildung 1.15 dargestellten zeitlichen Seitendruckkraftverlauf ausgegangen werden. Die seitendruckerzeugende Ursache (bspw. eine seitliche Auflast) tritt in Abbildung 1.15a zum Zeitpunkt t0 vor der Pfahlherstellung (Zeitpunkt t1) und in Abbildung 1.15b nach der Pfahlherstellung (Zeitpunkt t1) ein. In



Abbildung 1.14: Berücksichtigung des Entfernungseinflusses bei Pfahlgründungen unter Seitendruckeinwirkung nach HORCH [75]: a) Allgemeine Randbedingungen; b) Reduktion des resultierenden Erddrucks  $\Delta e_k$ 



Abbildung 1.15: Schematische Darstellung der Zeitabhängigkeit des Seitendrucks, t0 entspricht dabei dem Zeitpunkt der Herstellung der Aufschüttung und t1 entspricht dem Zeitpunkt der Pfahlherstellung nach SCHMIE-DEL [128]: a) Pfahlherstellung nach der seitlichen Aufschüttung b) Pfahlherstellung vor der seitlichen Aufschüttung

der Abbildung sind jeweils die theoretisch maßgebenden Seitendruckkraftanteile  $P_{f,k}$ bzw.  $P_{e,k}$  für einen Einzelpfahl abgebildet.

Neuere Erkenntnisse zur Pfahlbemessung in Deutschland im Zusammenhang mit dem Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle - "EA-PFÄHLE" [48] finden sich bspw. in MOOR-MANN ([99], [98]).

#### 1.5.2 CUR Richtline 228 (Niederlande)

Die niederländische CUR RICHTLINIE 228 [38] ist eine semi-empirische Empfehlung, die speziell zur Bemessung von Pfählen in der Nähe von Aufschüttungen entwickelt wurde. Mit dieser Richtlinie wurden dem planenden Ingenieur Bemessungsansätze bzw. Ansätze zur Prognose von Verformungen und Kräften in Pfählen neben schweren Fundamentlasten zur Verfügung gestellt. Es wird zwischen Einwirkungen aus seitlichen Bodenverschiebungen und Einwirkungen durch sonstige äußere Kräfte unterschieden. Bei letzter Kategorie findet die Lasteinleitung im Allgemeinen am Pfahlkopf statt und beinhaltet Verkehrslasten, bspw. Bremskräfte und Temperaturlasten.

In Anlehnung an die vereinfachte Erddruckermittlung auf eine Spundwand (Abbil-



Abbildung 1.16: a) Erddruckverlauf auf eine Spundwand; b) seitliche Einwirkung auf einen Einzelpfahl nach BEGEMANN & DE LEEUW [15] und [38]

dung 1.16a) kann die Pfahl-Boden-Interaktion auf der Grundlage der ermittelten Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden mit einem bilinearen Federmodell abgebildet werden (Abbildung 1.16b). Die Ermittlung der linienförmigen Bettungsfeder  $k_I$ in der Weichschicht entlang des Pfahls wird dabei entsprechend [38] u.a. wie folgt beschrieben:

1. Die horizontale linienförmige Federsteifigkeit *k*<sub>l</sub> in der Weichschicht kann in Anlehnung an BEGEMANN & DE LEEUW [15] folgendermaßen bestimmt werden:

$$k_I = \frac{2 \cdot S_k \cdot \Delta \sigma'_y}{\Delta u_y} \tag{1.21}$$

Dabei beschreibt  $S_k$  in Gleichung 1.21 einen Faktor zur Berücksichtigung des Spannungsverhältnisses 3D/2D (Forschung hat gezeigt, dass hier mindestens der Wert 3 gilt),  $\Delta \sigma'_y$  die ungestörte effektive horizontale Spannungszunahme und  $\Delta u_y$  die Zunahme der ungestörten horizontalen Bodenverformung (siehe Abbildung 1.16b).

Der horizontale Widerstand im Boden ist dabei immer durch den passiven Erdwiderstand begrenzt. Das Produkt aus  $S_{\lambda} \cdot \sigma'_{z} \cdot K_{ph}$  ist so zu wählen, dass es immer größer als der Maximaldruck auf den Pfahl nach BEGEMANN & DE LEEUW [15] bzw.  $2 \cdot S_{k} \cdot \Delta \sigma'_{y}$  ist. Es muss nach Gleichung 1.22 gelten:

$$S_{\lambda} \cdot \sigma_{z}^{'} \cdot K_{ph} \ge 2 \cdot S_{k} \cdot \Delta \sigma_{y}^{'} \tag{1.22}$$

Dabei ist  $S_{\lambda}$  das Verhältnis des Erddruckkoeffizienten 3D/2D,  $S_k$  ein Faktor zur Berücksichtigung des Spannungsverhältnisses 3D/2D,  $\sigma'_z$  die effektive vertikale

Spannung,  $K_{ph}$  der passive Erddruckkoeffizient und  $\Delta \sigma'_y$  die ungestörte effektive horizontale Spannungszunahme.

2. Beim 2. Ansatz wird ein maximaler Seitendruck  $p_{ult}$  in den bindigen Bodenschichten auf den Pfahl entsprechend der API-RICHTLINIE [4], Abschnitt 6.7.2, angesetzt. In diesem Fall ergibt sich für den maximalen seitlichen Druck  $p_{ult}$  auf einen einzelnen Pfahl nach Gleichung 1.23:

$$p_{ult} = 9 \cdot c_{u,k} \cdot d_D \tag{1.23}$$

Dabei ist  $c_{u,k}$  die charakteristische undrainierte Scherfestigkeit des bindigen Bodens und  $d_D$  der Pfahldurchmesser.

Die Ermittlung der ungehinderten Bodenverformungen bzw. Spannungen im Boden kann nicht nur mit vereinfachten Methoden, sondern auch mit numerischen Methoden erfolgen. Bei komplexen Problemstellungen sollte die Bemessung auf der Grundlage eines gekoppelten dreidimensionalen numerischen Pfahl-Baugrund-Modells erfolgen.

#### 1.5.3 Sonstige

International existiert bis dato kein allgemeingültig anerkannter Bemessungsansatz zur Erfassung der Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle in bindigen Böden. Vielmehr existieren für unterschiedliche Bemessungssituationen, bspw. Hangverdübelung oder Pfähle neben Dämmen, vereinfachte halbempirische Bemessungsansätze bzw. Bemessungsdiagramme, die für abweichende bzw. komplexere Randbedingungen unzutreffend sind.

# Kapitel 2

## Seitendruckbeanspruchung

Die Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle hängt maßgeblich von der geometrischen Anordnung der Pfähle und dem Materialverhalten des bindigen Bodens ab. In der Literatur dokumentierte Untersuchungen haben aber auch gezeigt, dass ferner eine Vielzahl weiterer Faktoren wie bspw. die Pfahlquerschnittsfläche, die Rauigkeit der Pfahloberfläche oder die Biegesteifigkeit bzw. Schlankheit der Einzelpfähle Einfluss auf die Seitendruckbeanspruchung haben, siehe u.a. nachfolgende Kapitel oder bspw. WENZ [145].

In Abschnitt 2.4 und 2.5 sind die bedeutendsten wissenschaftlichen Berechnungsansätze und Ergebnisse kleinmaßstäblicher Modellversuche aus der Literatur aufgeführt. Anschließend werden in Kapitel 2.5.4 einige der unterschiedlichen Berechnungsansätze zur Seitendruckermittlung vergleichend gegenübergestellt.

## 2.1 Allgemeines

Pfähle werden, wie in Kapitel 1 beschrieben, durch seitlichen Erd- oder Fließdruck quer zur Pfahlachse beansprucht, wenn der umgebende Baugrund bspw. durch Hinterschüttung eines Brückenwiderlagers horizontale Bodenverschiebungen erfährt. Dabei können je nach Steifigkeit der Pfähle und der Größe der horizontalen Baugrundverformungen zusätzliche Querkräfte und Biegemomente in die Pfähle eingeleitet werden, siehe auch MERKBLATT FGSV 526 [52].

Die sich einstellenden Baugrundverformungen werden dabei u.a. maßgeblich von den bodenmechanischen Eigenschaften der weichen, verschiebungsempfindlichen Baugrundschichten beeinflusst.

## 2.2 Einflussfaktoren und Analogiebetrachtungen

WENZ [145] stellte in seinen Untersuchungen fest, dass die Seitendruckbeanspruchung von den Fließeigenschaften und der Größe der auf den binden Boden wirkenden Last abhängig ist. Des Weiteren stellte er fest, dass die relative Fließgeschwindigkeit v zwischen des sich seitlich verschiebenden Boden und den einzelnen Pfählen Auswirkung auf die Seitendruckbeanspruchung P hat. Er konnte in seinen kleinmaßstäblichen Versuchen auch zeigen, dass geometrische Faktoren wie bspw. die Pfahlquerschnittsform und der Pfahlachsabstand a sowie die Pfahlanordnung (Pfahlreihe bzw. Pfahlgruppe) Einfluss auf die entstehenden Seitendrücke auf die Pfähle haben. Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  ist nach WENZ [145] ein Faktor, der bei der Seitendruckbeanspruchung maßgebend ist. Die Erhöhung der Schergeschwindigkeit  $\gamma$  gegenüber der Referenzschergeschwindigkeit  $\gamma_0$ , vgl. DIN 18137:2002-3 [45], führt nach den Erkenntnissen von LEINENKUGEL [87] aufgrund des viskosen Bodenverhaltens bindiger Böden zu einer Zunahme der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$ . Die Zunahme der undrainierten Scherfestigkeit kann in Abhängigkeit vom Viskositätsindex  $I_v$  nach folgender Gleichung 2.1 angegeben werden:

$$\frac{c_{u,k}}{c_{u,k,0}} = 1 + I_v \ln \frac{\gamma}{\dot{\gamma}_0} \tag{2.1}$$

Der Viskositätsindex  $I_v$  für die Referenzdehnungsrate  $\dot{\gamma}_0$  kann entweder im Labor mit CU-Triaxialversuchen mit veränderlichen Geschwindigkeiten (Sprungversuche, vgl. auch DIN 18137:2002-3 [45]) oder mittels eindimensionaler Kriechversuche (vgl. auch DIN EN ISO 17892-5:2017-08 [44]) bestimmt werden. Vereinfachend kann der Viskositätsindex  $I_v$  nach GUDEHUS ([62], [64]) über den Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$ nach Gleichung 2.2 abgeschätzt werden:

$$I_v = 0,05 + 0,026 \ln(w_L) \tag{2.2}$$

Neben der Raten- bzw. Geschwindigkeitsabhängigkeit der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  spielt auch die Steifigkeit des Bodens bei der Ermittlung der verschiebungs- und zeitabhängigen Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle eine Rolle.

Weiche bindige Böden neigen zudem unter konstanten Spannungszuständen zu zeitabhängigen Kriechverformungen infolge der Viskosität  $\mu$  des Bodens.

Bei einer raschen Belastung von normalkonsolidierten bindigen Böden treten außerdem Porenwasserüberdrücke  $\Delta u$  auf, die sich mit der Zeit wieder abbauen und so eine zeitvariante Änderung der Seitendruckbeanspruchung hervorrufen. Auf das mit der Problemstellung der Seitendruckbeanspruchung oftmals einhergehende undrainierte Bodenverhalten wird in Kapitel 5 näher eingegangen.

Aus der Stömungslehre ist bekannt, dass auf runde Körper geringere Drücke wirken als auf rechteckige. Die seitliche Kraft, die von einem Medium (reine Flüssigkeit) beim Umfließen auf einen runden Körper wirkt, kann entsprechend WENZ [145] nach Gleichung 2.3 angegeben werden:

$$P = c_w \cdot \rho \cdot \frac{v_0^2}{2} \cdot A \tag{2.3}$$

In Gleichung 2.3 ist  $\rho$  die Dichte des Mediums,  $v_0$  die ungestörte Geschwindigkeit, A die größte Querschnittsfläche senkrecht zur Strömungsrichtung und  $c_w$  ein Beiwert, der vom Widerstandsbeiwert des Pfahls und der REYNOLDS Zahl Re abhängt. GUDEHUS & LEINENKUGEL [65] übertrugen aufbauend auf der Arbeit von LEINENKUGEL [87] erste Erkenntnisse zur Verformungsabhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit auf die Seitendruckproblematik. Es wurde eine grundsätzlich physikalische Analogie des logarithmischen Zähigkeitsgesetzes nach LEINENKUGEL [87] zum Fließgesetz von PRANDTL & EURING für strukturviskose Flüssigkeiten hergeleitet (siehe auch BAUER [14]). Auf-

bauend auf den Ergebnissen von GUDEHUS & LEINENKUGEL [65] führte WINTER [148] numerische Untersuchungen durch (siehe Abschnitt 2.5.3).

## 2.3 Seitendruckbeanspruchung auf einen Einzelpfahl

Die damals überwiegend vorherrschende Annahme, dass eine Vernachlässigung der Seitendruckbeanspruchung bei kleinen Pfahldurchmessern gerechtfertigt sei, war spätestens nicht mehr haltbar, als die Querschnittsabmessungen der Pfähle verfahrenstechnisch immer größer und zwischenzeitlich auch wiederholt Schadensfälle dokumentiert wurden (siehe auch Kapitel 1).

Die Größe der Seitendruckbeanspruchung und die daraus resultierende relative Baugrundverformung werden maßgeblich von der Dimensionierung bzw. Bemessung der Pfähle beeinflusst. Entsprechend der Biegesteifigkeit, Pfahloberflächenrauigkeit sowie der Größe der einwirkenden Bodenverschiebung lassen sich grundsätzlich zwei Fälle unterscheiden. Bei ersterem Fall (siehe Abbildung 2.1a) können die Pfähle die Seitendrücke unbeschadet aufnehmen und werden dabei nur entsprechend ihrer Biegesteifigkeit und der Größe der horizontalen Kräfte verformt. Sind die Pfahlverformungen geringer als die Bodenverformungen, wird der bindige Baugrund um die Pfähle herumfließen. Der zweite Fall tritt ein, wenn die Pfähle keine ausreichende Biegesteifigkeit haben, um die Seitendrücke aufnehmen zu können. Dabei werden die Pfähle entsprechend der seitlichen Bodenverschiebung verformt (siehe Abbildung 2.1b). Zum Bruch der Pfähle kommt es, wenn die Pfahlverformungen größer sind als es die Biegsamkeit der Einzelpfähle zulässt.

Entsprechend erster theoretischer Überlegungen von WENZ [145] im Jahre 1963 zur rechnerischen Erfassung der Seitendruckbeanspruchung setzt sich die maximale Seitendruckkraft  $P_{max}$  auf einen starren Einzelpfahl aus zwei Anteilen zusammen. Der Boden



#### Abbildung 2.1: Einfluss der Biegesteifigkeit auf das Verformungsverhalten und die daraus resultierende Seitendruckbeanspruchung: a) biegesteteifer Pfahl mit Pfahlkopfeinspannung (Fall a); b) biegeweicher Pfahl (Fall b)

wird hierbei als gewichtslos betrachtet. In Gleichung 2.4 sind die einzelnen Kraftkomponenten pro Längeneinheit kN/m angegeben.

$$P_{max} = P_0 + P_f \tag{2.4}$$

Dabei ist  $P_{max}$  die maximale Seitendruckkraftbeanspruchung,  $P_0$  die ungestörte, geschwindigkeitsunabhängige Kraftkomponente, die gerade so groß ist, dass die charakteristische undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  im Pfahlbereich überschritten wird und  $P_f$ die Kraft, die ab einer gewissen Verformungsgeschwindigkeit des Bodens relativ zum Pfahlschaft wirkt. Hierbei spielen insbesondere die Querschnittsform und rheologische Effekte bzw. das Fließverhalten des umgebenden bindigen Bodens eine Rolle (siehe auch Absatz 5.2). Der Kraftanteil  $P_0$  bleibt bis zur Überschreitung der Bruchlast des Untergrunds im Wesentlichen konstant. Erst eine geschwindigkeitsabhängige Zunahme der horizontalen Bodenverformung relativ zum Pfahl erhöht dann die Seitendruckkraft um den Kraftanteil  $P_f$ .

Für die Ermittlung des auf einen rechteckigen, starren Pfahls wirkenden Kraftanteils  $P_0$  unterscheidet WENZ [145] die drei im Folgenden dargestellten grundlegenden Fälle mit den in Abbildung 2.2 dargestellten möglichen Spannungsfeldern um den Pfahl.

Sofern die Fließeigenschaften des bindigen Bodens bekannt sind, kann die Kraftkomponente  $P_0$  nach PRANDTL [118] als die Kraft zum Eindrücken eines starren Fundaments in einen Halbraum mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$P_0 = a_s \cdot (2+\pi) \cdot c_{u,k} = 5,14 \cdot a_s \cdot c_{u,k}$$
(2.5)

Der Halbraum ist mit plastischem, inkompressiblem Medium idealisiert dargestellt (siehe Abbildung 2.2a). Dabei gilt für das den rechteckigen Pfahl umgebene angenommene ideal-viskose Medium, dass es sich bereits im Bruchzustand befindet, bzw. die rheologische Fließgrenze erreicht ist.

Sofern die Fließeigenschaften des bindigen Bodens bekannt sind, kann die Kraftkom-



Abbildung 2.2: Spannungsfelder um einen rechteckigen Einzelpfahl bei einer Pfahlverschiebung in *y*-Richtung in Anlehnung an WENZ [145]: a) teilweise gebettet; b) vollständig gebettet; c) mit Spaltausbildung hinter dem Pfahl ponente  $P_0$  für einen vollständig vom Boden umgebenden quadratischen Pfahl mit Gleichung 2.6 ermittelt werden (siehe auch Abbildung 2.2b):

$$P_0 = a_s \cdot (2+3\pi) \cdot c_{u,k} = 11, 42 \cdot a_s \cdot c_{u,k}$$
(2.6)

Für einen Pfahl mit einem dahinter befindlichen Hohlraum kann  $P_0$  mit folgender Gleichung angegeben werden (siehe auch Abbildung 2.2c):

$$P_0 = a_s \cdot (2 + 2\pi) \cdot c_{u,k} = 8,28 \cdot a_s \cdot c_{u,k}$$
(2.7)

In Abbildung 2.3 sind für runde und rechteckige Pfähle die von WENZ [145] versuchstechnisch ermittelten Seitendruckkraftanteile  $P_0$  (Abbildung 2.3a) und  $P_f$  (Abbildung 2.3b) dargestellt. Den Ergebnissen von WENZ [145] entsprechend liegen die Kraftanteile aus der Fließbewegung des Bodens bzw.  $P_f$  deutlich unter dem geschwindigkeitsunabhängigen Kraftanteil  $P_0$ .

Für einen runden Pfahl ist der Kraftanteil  $P_0$  analytisch nicht mehr so einfach wie für den rechteckigen Pfahl zu bestimmen (WENZ [145]). Die Ergebnisse der Modellversuche von WENZ [145] sind in Abschnitt 2.4.1 näher erläutert.



Abbildung 2.3: Theoretisch und experimentell ermittelte Seitendruckkraftanteile nach WENZ [145]: a) Seitendruckkraftanteil  $P_0$  für rechteckige und runde Pfähle; b) Seitendruckkraftanteil  $P_f$  für einen runden Pfahl mit Angabe der Zähigkeit  $\eta$  in Poise [P]

## 2.4 Versuche zur Seitendruckbeanspruchung

In diesem Abschnitt werden die maßgeblichen kleinmaßstäblichen Versuche (Abschnitt 2.4.1) und Feldversuche (Abschnitt 2.4.2) aus der Literatur aufgeführt. Die Seitendruckbeanspruchung kann dabei entsprechend Abbildung 2.4 sowohl von einer Boden- als auch einer Pfahlverschiebung herrühren.



Abbildung 2.4: Grundsätzliche Versuchsanordnungen zur Seitendruckbeanspruchung in bindigen Böden in Anlehnung an BAUER [14]: a) Direkte Bodenverschiebung; b) Pfahlverschiebung; c) indirekte Bodenverschiebung durch äußere Lasten

### 2.4.1 Kleinmaßstäbliche Versuche

Bei den in der Literatur dokumentierten 1g-Modellversuchen wurde vornehmlich eine Versuchskonfiguration gewählt, bei der der Boden kraft- oder weggesteuert gegen den Versuchspfahl bzw. die Versuchspfähle gedrückt wurde (Abbildung 2.4a). Es wurden aber auch etwas aufwendigere Versuche durchgeführt, bei welchen der Pfahl gegen den Boden verschoben wurde (Abbildung 2.4b). Bei den dokumentierten Zentrifugen-Modellversuchen wurden vornehmlich Situationen abgebildet, bei welchen eine Oberflächenlast neben der Pfahlgründung angeordnet wurde (Abbildung 2.4c).

Aufbauend auf den Versuchen von JAEGER [14] und FÖRSTER [55] in den Jahren 1929 und 1937 zur Abschirmung des Erddrucks vor Spundwänden durch Pfahlroste in rolligen Böden führte WENZ [145] umfangreiche Modellversuche zur Bestimmung der Seitendrücke auf runde und eckige Pfähle in weichen bindigen Böden durch. In drei Versuchsreihen (A, B und C) wurde dabei der Einfluss der in Kap. 2.2 beschriebenen Faktoren (bspw. Querschnittsform, Anströmgeschwindigkeit etc.) getrennt voneinander ermittelt, um grundsätzlich mögliche Überlagerungseffekte in den Versuchsergebnissen auszuschließen bzw. zu minimieren. Die für die Versuchsreihen A und B verwendete Versuchseinrichtung I ist in Abbildung 2.5a dargestellt.

Es wurden jeweils runde (Durchmesser  $d_D = 0, 1 m$ ) und quadratische (Kantenlängen  $a_s = 0, 1 m$ ) Modellpfahlstücke verwendet. Während bei der Versuchsreihe A die



Abbildung 2.5: Versuchseinrichtung I und II zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung für Einzelpfähle und Pfahlreihen nach WENZ [145]: a) Versuchseinrichtung *I*; b) Versuchseinrichtung *II* 

Last konstant gehalten wurde, erfolgte die Versuchsreihe B unter den gleichen Bedingungen, mit der Ausnahme, dass nicht die Last konstant gehalten wurde, sondern die

Geschwindigkeit, mit der die horizontal liegenden Modellpfähle von oben nach unten durch den Erdstoff bewegt wurden. In Abbildung 2.5b ist die für die Versuchsreihe Cverwendete Versuchseinrichtung II dargestellt. Der Erdstoff wurde hier durch ein mit Druckluft beaufschlagtes Gummikissen gegen die senkrecht stehenden Pfähle verschoben. Die Modellpfähle waren einheitlich 0, 2 m lang und hatten einen Durchmesser  $d_D$ bzw. eine Kantenlänge  $a_s$  von 0, 02 m.

Die Versuche der Versuchsreihe *A* und *B* wurden kraft- und weggesteuert durchgeführt. Um die Modellpfähle in der Versuchsreihe *A* über die ganze Höhe des Kastens durch den Erdstoff zu bewegen, musste die aufgebrachte Last einen bestimmten Größtwert erreichen. Lag die Last wesentlich unter diesem Wert, so drang der Pfahl nur ge-



Abbildung 2.6: Abhängigkeit der Eindringung von der Zeit t und der aufgebrachten Last P nach WENZ [145]: a) Stufenweise Lastaufbringung; b) konstante Lastaufbringung; c) charakteristische undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$ des Versuchsbodens

ringfügig in den Erdstoff ein und die Bewegung kam folglich rasch zur Ruhe (Abbildung 2.6a). Lag die aufgebrachte Last in der Nähe des Größtwertes, jedoch noch darunter, so wanderte der Modellpfahl nur eine bestimmte Strecke durch den Erdstoff und blieb dann liegen bzw. bewegte sich nicht weiter relativ zum Boden.

Unter Berücksichtigung der zur analytischen Erfassung des Seitendruckkraftanteils  $P_0$  getroffenen Vereinfachungen (u.a. glatte Oberfläche) stimmen die aufgrund der Betrachtungen über das Fließverhalten weicher bindiger Erdstoffe ermittelten Gleichungen über die Größe der Seitendrücke auf Pfähle - insbesondere die Werte nach Gleichung 2.6 und Gleichung 2.7 - mit den gemessenen Kräften der Modellversuche gut überein (vgl. auch Abbildung 2.3a). Bei den kraftgesteuerten Versuchen ergaben sich Last-Verschiebungs-Kurven entsprechend Abbildung 2.6a und 2.6b. Die gemessenen natürlichen Wassergehalte w wurden dabei entsprechend Abbildung 2.6c mit der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  korreliert.

Abbildung 2.7 zeigt Ergebnisse der Versuchsreihe B für kreisförmige und quadrati-



Abbildung 2.7: Ergebnisse von verschiebungsgesteuerten Versuchen in Anlehnung an WENZ [145]: a) runde Pfahlquerschnittsfläche; b) rechteckige Pfahlquerschnittsfläche



Abbildung 2.8: Versuchsergebnisse von WENZ [145]: a) Pfahlreihen mit variierendem Achsabstand bzw. Anzahl an Pfählen; b) abgeleitete normierte p- $\delta$  Kurven der Versuche von WENZ [145] in Anlehnung an BAUER [14]

sche Modellpfähle. Es wird die Abhängigkeit der Last von der Geschwindigkeit in einem Bereich zwischen v = 0, 5 mm/min und v = 45 mm/min dargestellt. Die beiden Abbildungen zeigen, dass die Kraft erst eine bestimmte Größe, die stark vom natürlichen Wassergehalt beeinflusst wird, erreicht haben muss, bevor die Pfähle durch den Erdstoff bewegt werden können. Mit wachsender Geschwindigkeit v steigt die Kraft geringfügig an. Alle wesentlichen Ergebnisse von WENZ [145] bestätigen, dass die Seitendruckkraftanteile  $P_f$  wesentlich geringer sind als die geschwindigkeitsunabhängig wirkenden Kräfte  $P_0$ .

Bei allen durchgeführten Versuchen der Reihe *C* wuchsen die Seitenkräfte auf die einzelnen Pfähle in einer Pfahlreihe mit steigender äußerer Belastung bis zu einem bestimmten Wert an und blieben dann nahezu konstant, auch wenn die äußere Last weiterhin stark anstieg (Abbildung 2.8a). Die auf den einzelnen Pfahl einer senkrecht zur Bewegungsrichtung stehenden Pfahlreihe wirkenden Seitendrücke wuchsen mit größer werdendem Verbauverhältnis bzw. engerem Achsabstand an. Es ist zu erkennen, dass bei quadratischen, eng in einer Reihe stehenden Modellpfählen die größte Kraft gemessen wurde. Typische abgeleitete normierte p- $\delta$  Kurven sind in Abbildung 2.8b dargestellt (BAUER [14]). Bei zwei gegeneinander versetzt angeordneten Reihen quadratischer Pfähle waren die auf den einzelnen Pfahl wirkenden Kräfte kleiner und die Seitendrücke wuchsen in Abhängigkeit vom Verbauverhältnis langsamer an. Versuche mit runden Pfählen zeigten tendenziell die gleichen Ergebnisse. Der prozentuale Anstieg der Pfahlkräfte in Abhängigkeit vom Verbauverhältnis ist dabei sowohl vom Wassergehalt in dem untersuchten Bereich als auch von der Pfahlform unabhängig und wird nur von der Pfahlanordnung bestimmt.

Die Seitenkräfte auf runde Pfähle wurden von WENZ [145] ebenfalls in Modellversuchen gemessen. Dabei zeigte sich, dass auf einen runden Einzelpfahl etwa 80 bis 85% der Kraft wirkt, die sich für einen quadratischen Pfahl, dessen Seitenlänge  $a_s$  gleich dem Durchmesser  $d_D$  des runden Pfahls ist, ergab. Bei kleinen Durchmessern bzw. Kantenlängen konnte dieser Effekt nicht festgestellt werden.

Aufbauend auf den Erkenntnissen von WENZ [145] wurden von BAUER [14] weiterführende 1g-Modellversuche zur Untersuchung der Seitendruckbeanspruchung auf Einzelpfähle, Pfahlreihen und Pfahlgruppen in Kaolin durchgeführt. Die Konzeption der Modellversuche sah ein Vorbeischieben eines auf Rollen gelagerten Kastens (max. Befüllfläche von  $84 \text{ } cm \ge 112 \text{ } cm$  bei einer Höhe von 20 cm) gegen die an der festen Rahmenkonstruktion fixierten runden und quadratischen Modellpfähle aus Aluminiumprofilen vor.

Bei den Untersuchungen von BAUER [14] konnte ein signifikanter Einfluss der Pfahlrauheit und der Anströmgeschwindigkeit (siehe auch GUDEHUS & LEINENKUGEL [65]) des Bodens gegen den Pfahl festgestellt werden. Die Pfahlform und die Pfahlabmessung zeigten hingegen keine Auswirkung auf die Größe des Seitendrucks, was den Versuch-



Abbildung 2.9: normierte *p-y*-Kurven nach BAUER [14]: a) Variation der Rauheit der Pfahloberfläche; b) Variation der Anströmgeschwindigkeit  $v_x$  des Bodens gegen die Pfähle

sergebnissen von WENZ [145] und allgemeinen strömungsmechanischen Ansätzen mit einem erhöhten resultierenden Widerstand bspw. bei quadratischen gegenüber runden von einem viskosen Medium angeströmten Querschnitten widerspricht. Von BAUER [14] wird dieser Umstand mit den kleinen Abmessungen der Modellpfähle erklärt. Mit steigendem natürlichen Wassergehalt  $w_n$  bzw. mit abnehmender charakteristischer undrainierter Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  des Bodens wurde ein erhöhter Seitendruck auf die Pfähle bei gleichzeitigem Umfließen des Pfahls durch den Boden festgestellt. Geringere Wassergehalte bzw. höhere undrainierte Scherfestigkeiten führten hingegen zu einem Aufstauen des Bodens vor dem Pfahl.

Bei den Untersuchungen zu Pfahlgruppen (2 Pfähle quer zur Anströmrichtung) lag der Seitendruck auf die einzelnen Pfähle bei unterschiedlichen Verbauverhältnissen stets unterhalb des Seitendrucks auf einen Einzelpfahl unter vergleichbaren Versuchsrandbedingungen. Im Gegensatz zu den Versuchen von WENZ [145] wurden die Versuche von BAUER [14] nur bis zu einer deutlich geringeren Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden ( $\delta/d_D$  bzw.  $y/d_D \approx 1,0$ ) durchgeführt. Erst eine weitere seitliche Bodenverschiebung gegen die Pfähle hätte zu einem Anstieg der Seitendrucke auf einen Grenzwert wie bei den Versuchen von WENZ [145] geführt (siehe Abbildung 2.9). Für die untersuchten Relativverschiebungen zeigen die Pfahlquerreihen mit 2 Pfählen ein Umfließen des Gesamtsystems durch den Boden bei einem großen Verbauverhältnis, d.h. die eng stehenden Pfähle verhalten sich wie ein Pfahl mit größerem Ersatzquerschnitt.

Bei Pfahlquerreihen mit 3 Pfählen wurde ein erhöhter Seitendruck auf den Innenpfahl gegenüber den Außenpfählen gemessen. Bei Pfahllängsreihen erhalten die hinten stehenden Pfähle aufgrund der Abschirmung durch den direkt angeströmten vorderen Pfahl grundsätzlich einen geringeren Seitendruck. Der vorne stehende Pfahl erfährt jedoch wie bei den Querreihen einen geringeren Seitendruck als ein vergleichbarer Einzelpfahl.

Eine Überblick über in der Literatur aufgeführte kleinmaßstäbliche 1g-Modellversuche und Versuche in Zentrifugen ist u.a. in BAUER [14] dokumentiert.

## 2.4.2 Feldversuche

Aufgrund der hohen messtechnischen als auch komplexen versuchstechnischen Randbedingungen und den damit einhergehenden hohen Kosten und einzuplanenden Vorlaufzeiten vor der eigentlichen Baumaßnahme, werden in situ-Versuche nur selten ausgeführt. Über instrumentierte Feldversuche zur Seitendruckbeanspruchung wird u.a. von HEYMAN & BOERSMA [72], LEUSSINK & WENZ [89] und NICU [107] berichtet. In den meisten in der Literatur veröffentlichten Fällen wurde dabei das Trag- und Verformungsverhalten von Pfählen neben schweren Fundamentlasten oder in kriechenden Böschungen untersucht (siehe auch Abbildung 1.9 in Kapitel 1.3).

Im folgenden werden die in der Literatur dokumentierten Feldversuche von ESU & D ELIA [50], WOLF & THAMM [150] und MÜHL ET AL. [96] beschrieben.

ESU & D ELIA [50] beschreiben einen Versuch, bei dem ein Pfahl in einem Kriechhang hergestellt wurde. Dabei wurde ein 30 m langer Betonpfahl mit einem Durchmesser  $d_D$ von 0, 70 m mit Druckmesszellen entlang des Pfahlschafts ausgestattet. Zusätzlich wurde noch ein Inklinometer im Inneren des Pfahls installiert. Die Messergebnisse zeigten, dass der Pfahlkopf sich bedeutend mit der Bodenmasse bewegte. Die gemessenen Seitendrücke p stiegen zudem mit der Zeit t kontinuierlich an.

WOLF & THAMM [150] dokumentierten den Einfluss der Bodenauflast auf die Pfähle eines Brückenwiderlagers. Die insgesamt 4 Pfähle der Pfahlgruppe wurden mit über die Tiefe angeordneten Kraftmessdosen ausgerüstet. Die Pfähle hatten eine Länge von 23,5 m und einen Durchmesser von 2 m. Im Bereich einer steiferen Torfschicht wurden



#### Abbildung 2.10: Feldversuch am Einzelpfahl in Brasilien, Messgeber (hier nur Inklinometer und Erddruckmessgeber mit Piezometer dargestellt) und Baugrundaufbau in Anlehnung an MÜHL ET AL. [96]



Abbildung 2.11: Versuchsergebnisse des Feldversuchs am Einzelpfahl in Brasilien: Spannungen und gemessene Pfahlverformungen an Pfahl *E*10 und *E*11 in Anlehnung an MÜHL ET AL. [96]

geringere Seitendrucke gemessen als im Bereich des sehr weichen Kleis mit undrainierten Scherfestigkeiten von rd. 30  $kN/m^2$ . Aufgrund von Abschirmungseffekten erhielten die in Anströmrichtung hinten stehenden Pfähle im Mittel rd. 30 % geringere Seitendrücke. Unter konstant bleibender Last wurden ebenfalls über einen Zeitraum von 7 Monaten zunehmende Seitendrücke p dokumentiert.

Im Jahr 2009 führten MÜHL ET AL. [96] einen umfangreichen großmaßstäblichen Feldversuch für eine tiefgegründete Kranbahn in Brasilien durch (Abbildung 2.10). Die Bodenauflast wurde in insgesamt 5 Stufen mit je  $50 kN/m^2$  über einen Zeitraum von rd. 200 Tagen aufgebracht. Mit zunehmenden Abstand der Bodenauflast wurden erwartungsgemäß geringere horizontale Bodenverschiebungen dokumentiert. In Abbildung 2.10 sind in einem geotechnischen Schnitt durch den Baugrund u.a. die messtechnische Instrumentierung an den Pfählen *E*10 und *E*11 dargestellt. Für die dargestellten Pfähle sind in Abbildung 2.11 die gemessenen horizontalen Verformungen für verschiedene Laststufen aufgeführt. Im Bereich der oberen Weichschicht (Ton 1), dem Bereich der größten Seitendruckbeanspruchung, wurden die höchsten Spannungen in den Pfählen gemessen.

## 2.5 Berechnungsansätze

Im Folgenden wird ein Überblick über die gängigsten analytischen, empirischen und numerischen Berechnungsansätze basierend auf einer umfangreichen Literaturrecherche geben. Eine tabellarische Zusammenfassung der Ergebnisse wird in Kapitel 2.5.4 gegeben.

#### 2.5.1 Analytische Berechnungsansätze

Frühe vereinfachte Berechnungsansätze berücksichtigten im Allgemeinen ein elastisches Bodenverhalten. Spätere Ansätze stellten hingegen für undrainierte Belastungszustände einen Zusammenhang mit der undrainierten Kohäsion  $c_{u,k}$  her.

DE BEER [40] war einer der ersten, der 1949 Angaben zur Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle machte (Gleichung 2.8).

$$P = k \cdot c_{u,k} \cdot d_D \tag{2.8}$$

In Gleichung 2.8 ist k ein von den Abmessungen abhängiger Faktor,  $c_{u,k}$  die undrainierte Scherfestigkeit des bindigen Bodens und  $d_D$  der Pfahldurchmesser.

BRINCH-HANSEN & LUNDGREN [23] ermittelten 1960 den Seitendruck auf einen Einzelpfahl aus der Grundbruchlast eines tief liegenden Fundaments mit einer senkrechten Sohle. Im undrainierten Anfangszustand mit  $\varphi_{u,k} = 0^{\circ}$  ergibt sich für einen wassergesättigten Ton die in Gleichung 2.9 angegebene Beziehung für einen runden Pfahl bzw. rechteckigen Pfahl

$$P = 7, 5 \cdot c_{u,k} \cdot d_D \qquad bzw. \qquad P = 7, 5 \cdot c_{u,k} \cdot a_s \tag{2.9}$$

wobei sich der Faktor 7,5 aus der Berechnung des Grundbruchwiderstands ergibt.

Aus der Plastizitätstheorie und umfangreichen Modellversuchen in stark tonigem Schluff mit einem Wassergehalt an der Fließgrenze ( $w_L = 56\%$ ) leitete WENZ [145] im Jahr 1963 folgende Beziehung zur Ermittlung der Fließdruckkraft ab

$$P_f = \chi \cdot \psi \cdot (2 + \xi \cdot \pi) \cdot c_{u,k} \cdot d_D \tag{2.10}$$

wobei  $\chi$  ein Faktor zur Berücksichtigung der Pfahlform ist und  $\psi$  den Einfluss des Verbauverhältnisses für hintereinander stehende Pfahlreihen (Gleichung 2.11) und auf Lücke gestellte Pfahlreihen (Gleichung 2.12) berücksichtigt.

$$\psi = 1, 0 + 5, 0 \cdot \left(\frac{d_D}{a}\right)^2 \tag{2.11}$$

$$\psi = 1, 0 + 0, 7 \cdot \frac{d_D}{a} - 3, 1 \cdot \left(\frac{d_D}{a}\right)^2 + 8, 1 \cdot \left(\frac{d_D}{a}\right)^3$$
(2.12)

Der Faktor  $\xi$  in Gleichung 2.10 berücksichtigt die Einbettung des Pfahls, wobei für

einen vollständig vom Boden umhüllten Pfahl  $\xi = 3$  und für den Fall eines freien Raums hinter dem Pfahl (in Fließrichtung)  $\xi = 2$  angesetzt wird.

Im Jahr 1964 entwickelte BROMS [25] Formeln zur Abschätzung der Seitendruckbeanspruchung auf die Pfähle. Der Seitendruck und Biegemomentenverlauf wurden für kurze, mittlere und lange Pfähle bei freien und eingespannten Pfahlköpfen ermittelt. Bis zu einer Tiefe des 1,5fachen Pfahldurchmessers  $d_D$  unter der Geländeoberkante ergibt sich keine seitliche Einwirkung auf die Pfähle. Unterhalb dieses Niveaus wirkt dann die maximale Seitendruckkraft von 9  $c_{u,k}$ .

SMOLTCZYK [132] geht davon aus, dass der Pfahl im Falle einer horizontalen relativen Bodenverschiebung den Boden zerteilt, wobei es vor dem Pfahl zu einer Keilausbildung kommt. Dabei wird die Annahme einer geringen Verschiebungsgeschwindigkeit zugrunde gelegt. Es entsteht keine Staudruckausbildung vor dem Pfahl. Stattdessen werden nur die seitlichen Reibungswiderstände entsprechend Abbildung 2.12 für die Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung herangezogen.



Abbildung 2.12: Grenzlinien bzw. Scherflächen von umflossenen Pfahlquerschnitten in Anlehnung an SMOLTCZYK [132]: a) runder Pfahl; b) rechteckiger Pfahl

Durch eine vektorielle Addition der Reibungswiderstände auf den Grenzlinien ergibt sich eine resultierende Seitendruckkraft P. Mit den in Abbildung 2.12 angegebenen Grenzlinien für einen Pfahl und der größtmöglichen Schubspannung  $c_{u,k}$  eines unkonsolidierten bindigen Bodens ergeben sich für einen runden (Gleichung 2.13) und einen eckigen Pfahl (Gleichung 2.14) folgende Beziehungen

$$P = (1, 4b + 2d) \cdot c_{u,k} \cdot d_D$$
(2.13)

$$P = \left(1 + \frac{\pi}{2}\right) \cdot c_{u,k} \cdot a_s \tag{2.14}$$

wobei  $d_D$  den Pfahldurchmesser und  $a_s$  die Kantenlänge bei einem rechteckigen Pfahl darstellt.

ITO & MATSUI ([76], [77]) entwickelten theoretische Ansätze zur Berechnung der Bodenpressungen auf Pfähle in einer Reihe. Dabei wird von ihnen zwischen der "Theory of Plastic Deformation" und der "Theory of Plastic Flow" unterschieden. Bei der "Theory of Plastic Deformation" wird angenommen, dass der Boden nur im Bereich der Pfähle einen plastischen Zustand erreicht, der durch das Mohr-Coulomb-Bruchkriterium beschrieben wird.

$$P = c_{u,k} \left\{ D_1 \left( 3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2 \left( D_1 - D_2 \right) \right\} + \gamma \cdot z \cdot \left( D_1 - D_2 \right)$$
(2.15)

Hierbei ist *P* die Horizontalkraft auf den Pfahl in der Einheit kN/m,  $c_{u,k}$  die charakteristische undrainierte Scherfestigkeit,  $D_1$  der Achsabstand und  $D_2$  der lichte Abstand zwischen den Pfählen. *z* ist die Tiefe unter der Geländeoberkante und  $\gamma$  die Wichte des Bodens.

Bei der zuletzt genannten "Theory of Plastic Flow" ist die Horizontalkraft auf einen Pfahl in einer Pfahlreihe die Summe aus den viskosen Kräften auf die Pfahloberfläche, der Erddruckkraft auf die Pfähle selbst und der Kraft auf den Pfahlzwischenraum. Zudem ist die horizontale Beanspruchung auch noch von der Bewegungsgeschwindigkeit, den Fließpannungen und der Viskosität des Bodens abhängig. An dieser Stelle wird wird auf ITO & MATSUI [76] verwiesen.

In der Arbeit von WINTER [148] wird der bindige Boden (sog. Fluidton) als nichtlineares Prandtl-Eyering-Fluid beschrieben und der horizontale Fließdruck auf einen einzelnen Pfahl in einer Pfahlreihe mit der geschlossenen Formel 2.16 angegeben.

$$P = \left[1 + I_{v\alpha} \cdot In\left(\frac{\frac{v_0}{\epsilon_{\alpha}}}{a - d_D}\right)\right] \cdot k_0 \cdot c_{u,k} \cdot d_D$$
(2.16)

Hierbei ist  $I_{v\alpha}$  der Viskositätsindex nach LEINENKUGEL [87],  $v_0$  die Anströmgeschwindigkeit,  $\dot{\epsilon_{\alpha}}$  die Schergeschwindigkeit, a der Pfahlachsabstand quer zur Fließrichtung, und  $d_D$  der Pfahldurchmesser. Der Formbeiwert  $k_0$  wird nach Gleichung 2.17 ermittelt

$$k_0 = 4,83\left(2,76\cdot\frac{d_D}{a} + 1\right) \tag{2.17}$$

wobei nur Verbauverhätnisse  $d_D/a$  in den Grenzen nach Gleichung 2.18 berücksichtigt werden können, durch eine Extrapolation von  $d_D/a \rightarrow 0$  aber auch Aussagen über einen Einzelpfahl getroffen werden können.

$$0, 1 \le \frac{d_D}{a} \le 0, 5 \tag{2.18}$$

Die Formel 2.16 zur Ermittlung der Fließdrucks wurde von WINTER [148] für den Wertebereich nach Gleichung 2.19 hergeleitet.

$$-0,6 \le I_{v\alpha} \cdot In\left(\frac{\frac{v_0}{\epsilon_{\alpha}}}{a-d_D}\right) \le -0,2$$
(2.19)

Eine Dehnungsverfestigung wird bei dem Ansatz nicht berücksichtigt.

GOLDSCHEIDER & GUDEHUS [59] schätzten im Jahr 1974 mit einem kinematisch korrekten Bruchkörper (Kreissicheln) und unter der Annahme eines plastischen Bodenverhaltens den maximalen Seitendruck auf einen Pfahl ab (Abbildung 2.13). Bei Annahme einer charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  ergibt sich die vom Boden aufnehmbare Horizontalkraft je Meter Pfahllänge aus der kleinsten Kraft P, die sich wiederum durch Variation der Kreissicheln ergibt, als obere Schranke.

$$P \le 4\pi \cdot d_D \cdot c_{u,k} \cong 12, 5 \cdot d_D \cdot c_{u,k} \tag{2.20}$$

Das Verbauverhältnis und die Zeitabhängigkeit wurden in diesem Ansatz nicht berücksichtigt.



Abbildung 2.13: Ermittlung der maßgebenden Horizontalkraft *P* der Kreissicheln in Anlehnung an GOLDSCHEIDER & GUDEHUS [59]

#### 2.5.2 Empirische Berechnungsansätze

De BEER & WALLAYS [42] entwickelten einen semi-empirischen Ansatz zur Berechnung der Seitendruckbeanspruchung auf Einzelpfähle (Abbildung 2.14a). Der Nachteil ist,



Abbildung 2.14: Ansätze zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung: a) BEER & WALLAYS [42]; b) TSCHEBOTARIOFF [141]; c) SPRINGMAN [133]

wie bei den zuvor genannten analytischen Methoden, dass nur eine über die Tiefe der Weichschicht konstante Seitendruckbeanspruchung auf einen Einzelpfahl ermittelt werden kann (Gleichung 2.21)

$$p = \frac{\alpha - \phi/2}{\pi/2 - \phi/2} \cdot \gamma \cdot H \tag{2.21}$$

dabei ist  $\alpha$  der Böschungsneigungswinkel, H die Höhe der Aufschüttung neben den Gründungspfählen,  $\gamma$  die Wichte der maßgebenden Weichschicht und  $\phi$  der Reibungswinkel des Bodens.

Weiterführende empirische Ansätz bspw. von TSCHEBOTARIOFF [141] gehen im Vergleich zur konstanten Seitendruckbeanspruchung von einer dreiecksförmigen Verteilung auf die Pfähle aus (siehe Abbildung 2.14b).

Die dreiecksförmige Verteilung der Seitendruckbeanspruchung wurde von SPRING-MAN [133] als Anlass für weiterführende Untersuchungen genommen. Dabei wurden von ihr die Ergebnisse von Zentrifugen-Modellversuchen herangezogen. Im Ergebnis konnte von ihr ein parabolischer Verlauf der Seitendruckbeanspruchung über die Tiefe der Weichschicht abgeleitet werden (Abbildung 2.14c). Der Ansatz von SPRINGMAN [133] berücksichtigte des Weiteren die Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden. Mit den Versuchsergebnissen konnten außerdem grundsätzliche Rückschlüsse auf das horizontale Tragverhalten von Pfahlgruppen geschlossen werden.

#### 2.5.3 Numerische Berechnungsansätze

Um den Defiziten der Ansätze in den Normen und Regelwerken zu begegnen und um teure Feldversuche zu vermeiden, werden in der Praxis in jüngerer Zeit vermehrt auch numerische Methoden zur Prognose der sich einstellenden Seitendruckbeanspruchung und der sich daraus ergebenden Beanspruchungen der Pfähle eingesetzt.

Die meisten numerischen Berechnungsansätze nutzen die Methode der Finiten Elemente (CARTER [28], SPRINGMAN [133], CHOW [35], CAI & UGAI [27], ZENG & LIANG [91], JEONG ET AL. [78]) oder die Finite Differenzenmethode (NG ET AL. [106], CHEN & MARTIN [32], WON ET AL. [151], POULOS & DAVIS [116]. Die Methoden eignen sich jedoch nicht zur Lösung geotechnischer Problemstellungen mit großen Deformationen und können im Allgemeinen nur Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen Pfahl und horizontal verschobenem Boden von rd. 20 % des Pfahldurchmessers simulieren. Ein vollständiges seitliches Umfließen eines Einzelpfahls mit Erdstoff, bzw. das vollständige seitliche Hindurchdrücken von Erdstoff zwischen zwei benachbarten Pfählen, kann mit diesen Ansätzen aufgrund der sich einstellenden großen Verzerrungen des Berechnungsnetzes nicht abgebildet werden (siehe auch Kapitel 4).

Aufbauend auf den Arbeiten von LEINENKUGEL & GUDEHUS [87] und WINTER [148] führte WINTER [149] vereinfachte FE-Berechnungen durch. Die ebene Fließbewegung des Bodens gegen eine Pfahlreihe wurde als Newton und Prandtl-Euring Fluid beschrieben (Abbildung 2.15). Im Ergebnis stellte er für typische Verformungsraten  $\epsilon$  eine grundsätzlich gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen von WENZ [145] fest.



Abbildung 2.15: Stationäres Umfließen eines runden Pfahls in Anlehnung an WIN-TER [149], dargestellt Verschiebungsfeld unter Ausnutzung der Symmetrie

Mit dem Berechnungsansatz (Gleichung 2.22) von RANDOLPH & HOULSBY [120] kann die maximale horizontale Seitendruckkraft *P* auf einen Pfahlabschnitt berechnet werden. Im ebenen Berechnungsmodell (Abbildung 2.16a) wird angenommen, dass der Boden im Pfahlnahbereich vollständig plastifiziert ist.

$$P = c_{u,k} \cdot d_D \cdot \left[ \pi + 2\Delta + 4\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Delta}{4}\right) \cdot \left(\sqrt{2} + \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Delta}{4}\right)\right) \right]$$
(2.22)

hierbei ist  $\Delta$  die Adhäsion, die zwischen Kontaktflächen unterschiedlicher Materialien wirkt.

Weiterführende numerische Untersuchungen für spezielle geotechnische Randbedin-



Abbildung 2.16: Variation nach RANDOLPH & HOULSBY [120]: a) Bruchköperausbildung; b) normierter Seitendruck in Abhängigkeit von der Rauigkeit

gungen wurden u.a. von Chaoui et al. [31], Chow [35], Chen & Poulos [34], Stewart [136], Stewart et al. [135], Bransby & Springman [20], Springman [133], Chen & Martin [32], Pan et al. [113], Liang & Zeng [90], Jeong et al. [78], Chae et al. [30], Ang [3], Rowe & Poulos [124], Carter [28], Naylor [105] sowie Aschrafi et al. [8], Aschrafi & Moormann [6] durchgeführt.

Neueste numerische Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung wurden im Jahr 2016 von BAUER [14] durchgeführt. Die Berechnungen wurden mit der FE-Methode durchgeführt. Dabei wurden nur geringe Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden berücksichtigt.

Aufgrund der gewählten numerischen Methode können bei allen in der Literatur aufgeführten numerischen Untersuchungen nur geringe Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden abgebildet werden. Die Versuche haben oftmals gezeigt, dass ein Bruchzustand aber erst bei größeren Verschiebungen eintritt.

### 2.5.4 Vergleichende Gegenüberstellung der Ansätze

Die Größe der seitlichen Einwirkung auf Pfähle hängt insbesondere von den Bodenkenngrößen und von den geometrischen Randbedingungen wie bspw. der Pfahlquerschnittsfläche und der Pfahlanordnung ab.

Die meisten Berechnungsansätze in der Fachliteratur zur Ermittlung der Seitendruckkraft *P* sind entsprechend Gleichung 2.23 aufgebaut

$$P = \chi \cdot c_{u,k} \cdot d_D \qquad bzw. \qquad P = \chi \cdot c_{u,k} \cdot a_s \tag{2.23}$$

wobei  $d_D$  den Durchmesser für runde Pfähle und  $a_s$  die Kantenlänge bei einer rechteckigen Pfahlquerschnittsfläche darstellt (siehe auch Tabelle 2.1).

Viele Forschungsarbeiten beschränken sich dabei auf eine übergeordnete allgemeingültige Bestimmung des Faktors  $\chi$ . Bei einer Plastifizierung des bindigen Bodens im Pfahlnahbereich ergibt sich dabei ein Grenzwert  $\chi = (p/c_{u,k})_{ult}$ . Die Scherfestigkeit des bindigen Bodens wird dabei im undrainierten Anfangszustand betrachtet.

Berechnungsansätze aus der Literatur sind oft nur wenig anwendungsbezogen dargestellt und gelten in vielen Fällen nur für spezielle Randbedingungen. Die bisherigen Untersuchungen in der Literatur liefern zudem keine Hinweise, welche bodenmechanischen Effekte sich im Pfahlnahbereich beim Umfließen des Pfahlschafts einstellen.

Der Verlauf der ermittelten Seitendruckbeanspruchung über die Tiefe ist darüber hinaus bspw. beim Ansatz entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle -"EA-PFÄHLE" [48] unrealistisch. Bei sehr großen undrainierterten Scherfestigkeiten ist damit zu rechnen, dass sich aufgrund der hohen Festigkeit des Bodens keine maßgebenden Einwirkungen bzw. Bodenverschiebungen auf die Pfähle mehr eintreten. Rechnerisch ergeben sich aber mit größerer Tiefe größere undrainierte charakteristische Scherfestigkeiten  $c_{u,k}$  und somit oftmals recht hohe Seitendruckkräfte P.

Eine zutreffende Verteilung des Seitendrucks über die Mächtigkeit einer bindigen Bodenschicht kann bspw. mit Gleichung 2.23 nicht ermittelt werden. Entsprechend lässt sich demnach auch keine realistische Biegemomentenverteilung im Pfahl berechnen.

Eine Berücksichtigung der Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  von der Verformungsrate des Bodens bei Ermittlung der Seitendruckkraft P findet sich bei WINTER [149]. Für in situ-typische Verformungsraten  $\dot{\epsilon}$  berechnen sich demnach kleinere Seitendruckkräfte als sich bspw. bei der Ableitung aus Laborversuchen oder FE-Berechnungen ergeben.

Zum Verformungsverhalten und Tragverhalten bzw. der Seitendruckbeanspruchung von Pfahlreihen und Pfahlgruppen liegen bisher nur wenige wissenschaftlich abgesicherte Erkenntnisse vor. Auch zeigen die wenigen Literaturangaben Widersprüche und oftmals gegensätzliche Tendenzen (vgl. u.a. auch BAUER [14]).

Konsolidierungsvorgänge und Kriechprozesse können im Boden zu einer zeitlich veränderlichen Seitendruckbeanspruchung führen. Ergebnisse von Laborversuchen zeigen mit zunehmender Konsolidierung abnehmende Seitendrücke, während in situ-Langzeitversuche häufig auch noch nach Jahren noch einen leicht ansteigenden Seitendruck verzeichnen (vgl. auch Kapitel 1 oder bspw. BAUER [14]). Tabelle 2.1: Vergleichende Gegenüberstellung von maßgebenden Berechnungsansätzen aus der Literatur für die Seitendruckberechnung auf Einzelpfähle in chronologischer Reihenfolge

Literaturquelle	Berechnungsansatz	Anmerkung
Brinch-Hansen & Lundgren [23]	$P = 6, 4 \cdot c_{u,k} \cdot d_D$	aus Grundbruchformel
	$P = 7, 5 \cdot c_{u,k} \cdot a_s$	
Schenk & Smoltczyk [127]	$P = 2, 6 \cdot c_{u,k} \cdot d_D$	Vektorielle Addition von Schubspannungen auf den Scherflächen umflossener Pfahlquerschnitte
	$P = 3, 4 \cdot c_{u,k} \cdot a_s$	
Wenz [145]	$P = 11, 42 \cdot c_{u,k} \cdot a_s$	Prandtl-Formel [1] für den Vollraum mit Hohlraum hin- ter dem Pfahl, bestätigt mit Modellversuchen
Fedders [51]	$P = 10 \cdot c_{u,k} \cdot d_D$	Empfehlungen auf der Grundlage der experimen- tellen Untersuchungen von Wenz [1].
	$P = 10 \cdot c_{u,k} \cdot a_s$	
Gudehus & Leinenkugel [65]	$P = 4, 5 \cdot c_{u,k} \cdot d_D$	Berechnungsformel für typische in situ Fließge- schwindigkeiten ausge- wertet
Randolph und Houlsby [120]	$P = 9,14 \cdot c_{u,k} \cdot d_D$	Plastizitästheorie für glatte Pfahloberfläche
	$P = 11,94 \cdot c_{u,k} \cdot d_D$	Plastizitätstheorie für raue Pfahloberfläche
SCHMIEDEL [128] und THAMM [139]	$P = 7 \cdot c_{u,k} \cdot d_D$	Empfehlung für Regel- werk EA-Pfähle auf der Grundlage des Ansatzes von FEDDERS [1].
Pan et al. [114]	$P = 10, 6 \cdot c_{u,k} \cdot a_s$	1-g Modellversuche
Miao et al. [97]	$P = 10, 5 \cdot c_{u,k} \cdot a_s$	FE-Berechnungen
BAUER [14]	$P = 6 \cdot \chi \cdot c_{u,k} \cdot a_s$	abgeleitet aus Modellversu- chen und Numerik



Abbildung 2.17: Vergleichende Gegenüberstellung von Ansätzen zur Seitendruckbeanspruchung für Pfahlreihen mit variierenden Achsabständen in Anlehnung an WINTER [148] (thematisch ergänzt)

Die Berechnungsansätze in Deutschland wurden seit den 1960er bzw. 1970er Jahren nur geringfügig modifiziert und lediglich um einige pragmatische Ansätze ergänzt (vgl. Kapitel 1.5.1). Letzte Forschungsansätze zur Seitendruckproblematik wurden von BAUER [14] dokumentiert; große Verformungen zwischen dem seitlich verschobenen Boden und den Pfählen wurden bei seinen Untersuchungen aber nicht berücksichtigt.

Die in der Literatur vorgeschlagenen Berechnungsansätze werden in Tabelle 2.1 vergleichend gegenüber gestellt. Aufgrund der großen Bandbreite der Werte und der Nichtberücksichtigung von maßgebenden Einflussfaktoren kann nicht von einer wissenschaftlich abgesicherten Bemessungspraxis ausgegangen werden.

In Abbildung 2.17 ist ein Überblick über die Seitendruckentwicklung für unterschiedliche Verbauverhältnisse bzw. Achsabstände bei einer Pfahlquerreihe gegeben. Demnach nimmt die Beanspruchung auf einen Einzelpfahl mit geringer werdendem Abstand zwischen den Pfählen zu. Neuere Erkenntnisse in der Literatur zeigen jedoch u.a. entgegengesetzte Tendenzen (vgl. u.a. BAUER [14]).

## 2.6 Abschließende Bemerkungen

Die in der Literatur aufgeführten Berechnungsansätze und Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung belegen keine signifikanten Zusammenhänge zwischen einzelnen Faktoren auf den resultierenden Seitendruck. Dies liegt u.a. an den oftmals nicht ausreichend dokumentierten Versuchsrandbedingungen oder an ungewollten Überlagerungseffekten verschiedener Einflussfaktoren. Wie bereits von DE BEER (1977) [41] erwähnt, liefern die Vorschläge aus der Literatur zwar grundsätzlich praktikable Ansätze, dabei sind aber z.T. recht unterschiedliche Eingangsgrößen erforderlich, siehe auch BAU-ER [14].

# Kapitel 3

## Zielsetzung

Seitendruck auf Pfahlgründungen kann entstehen, wenn der die Pfähle umgebende bindige Baugrund weicher oder breiiger Konsistenz durch Aufbringen von hohen Flächenlasten oder Belastungen mit ähnlicher Wirkung (siehe Kapitel 1.3) horizontale Bodenverschiebungen erfährt. In Abhängigkeit von den geometrischen Randbedingungen und der Größe der Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen den Pfählen und dem sich horizontal verschobenen Boden, kommt es zu zusätzlichen seitlichen Einwirkungen, die zu einer Erhöhung der Biegemomente und Querkräfte im Pfahl führt. Sofern mit konstruktiven Maßnahmen (siehe Kapitel 1.3) keine wirtschaftlichere Lösung erzielt werden kann, muss eine Bemessung des Pfahls auf diese zusätzliche seitliche Einwirkungskomponente erfolgen. In der Praxis kommen dabei vornehmlich vereinfachte erdstatische Ansätze zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung zur Anwendung (siehe Kapitel 1.3), die aufgrund von unterschiedlichen stofflichen und kinematischen Annahmen zu einer großen Bandbreite für den anzusetzenden Seitendruck führen (siehe Kapitel 2.5.4) und in situ-Messergebnisse z.T. nicht zutreffend abbilden können (Kapitel 2). Aufgrund der Komplexität der Problemstellung und des zum Teil noch nicht vollständig geklärten Problems der Seitendruckbeanspruchung, insbesondere bei Pfahlgruppen und Pfahlreihen, kommen in der Praxis unter bestimmten Randbedingungen auch immer wieder aufwendige Feldversuche zur Anwendung.

Die in Kapitel 1 und Kapitel 2 vorgestellten und zum Teil stark vereinfachten Ansätze zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung sind nicht allgemeingültig und nur unter großen Vorbehalten auf allgemeine praktische Fälle mit komplexen wechselseitigen Beziehungen zwischen Pfahl und Boden übertragbar. Als besondere Defizite der in Kapitel 1 und Kapitel 2 vorgestellten gängigen Ansätze zur Ermittlung der Größe und des tiefenabhängigen Verlaufs der Seitendruckbeanspruchung in weichen bindigen Böden können zusammenfassend u.a. folgende Punkte angesehen werden:

- Die Unterschiede zwischen den Ergebnissen verschiedener Berechnungsansätze und Versuche können z.T. nicht wissenschaftlich begründet werden und führen schlussendlich zu seitlichen Einwirkungen, die in situ-Messwerte nicht wiedergeben können.
- Die rechnerische Prognose der zum Teil großen und insbesondere zeitabhängigen seitlichen Bodenverschiebungen ist schwierig. Die Unsicherheit bei der Prognose der Bodenverformungen findet sich bei der Ermittlung der daraus resultierenden Seitendruckbeanspruchung wieder.

- Bei der größenmäßigen Abschätzung des Seitendrucks im Bruchzustand wird kein Grenzwert definiert, bei welchem die Berechnungsansätze ihre Gültigkeit verlieren. Es wird oftmals davon ausgegangen, dass mit einer steigenden undrainierten Scherfestigkeit c<sub>u,k</sub> des Bodens ein zunehmender Seitendruck auf die Pfähle einhergeht. Bei hohen undrainierten Scherfestigkeiten treten i.A. aber keine maßgebenden Bodenverschiebungen mehr auf.
- Es ist ungeklärt, welcher Mechanismus sich bei einer seitlichen Bodenverschiebung auf Pfähle einstellt: Kommt es zu einem Umfließen oder einer Bodenverspannung bzw. Gewölbeausbildung zwischen den Pfählen? Welcher Mechanismus wird sich in Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften und geometrischen Randbedingungen über die Länge der Pfähle einstellen?
- Die Wechselwirkung zwischen Pfahl und Boden findet in Abhängigkeit vom Verschiebungszustand des Baugrunds, der Biegsamkeit der Pfähle sowie Rauigkeit der Pfahloberfläche und Pfahlform in den gängigen Berechnungsansätzen bzw. normativen Berechnungsansätzen keine Beachtung.

Ziel dieser Arbeit ist es, die komplexe wechselseitige Beziehung zwischen der seitendruckerzeugenden Ursache (Hinterfüllung, Aushub etc.), tiefgegründetem Bauwerk und dem Baugrund selbst aufzuzeigen und ausgewählte allgemeingültige Aspekte mit numerischen Simulationsmodellen herauszuarbeiten. Dabei sollen unter anderem unterschiedliche geotechnische und konstruktive Randbedingungen untersucht werden. Die maßgeblichen wissenschaftlichen Aspekte dieser Arbeit sollen dabei sein:

- 1. Herausarbeitung und Diskussion der wesentlichen analytischen, empirischen und numerischen **Ansätze zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung** aus der Literatur.
- 2. Allgemeine Betrachtungen zur **Wahl einer geeigneten numerischen Simulationsmethode**, die in der Lage sein soll, das physikalische Problem eines seitlich umflossenen Pfahls in Analogie zum umströmten Zylinder in der Fluidmechanik abzubilden. Die dabei entstehenden Effekte, insbesondere Spannungsänderungen und Verformungen sollen dabei im Pfahlnahbereich untersucht werden können.
- 3. Validierung der numerischen Simulation am Beispiel kleinmaßstäblicher Versuche zu seitlich beanspruchten Pfählen aus der Literatur. Auf der Grundlage der numerischen Simulation soll anschließend der Einfluss einzelner in den verschiedenen analytischen und empirischen Ansätzen vorhandener Faktoren geklärt werden.
- 4. Allgemeine **Untersuchungen zum Einfluss zeitabhängiger Effekte** auf die Seitendruckbeanspruchung und Klärung der Frage, welchen quantitativen Einfluss die Phänomene bei unterschiedlichen Randbedingungen auf die resultierende Seitendruckbeanspruchung haben können. Ableitung von einfachen Zusammenhängen für den praktisch tätigen Ingenieur zur Abschätzung des Einflusses zeitabhängiger

Effekte, u.a. Anströmgeschwindigkeit des Pfahls durch den Boden, auf die Seitendruckbeanspruchung.

Die in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen zum Seitendruck auf Pfähle beschränken sich hauptsächlich auf erstbelastete verschiebungsempfindliche bindige Böden breiiger bis weicher Konsistenz. Die maßgebenden Bearbeitungsschritte dieser Arbeit zur wissenschaftlichen Absicherung der Erkenntnisse zur Seitendruckbeanspruchung sind in Abbildung 3.1 schematisch dargestellt.
#### Problemstellung (Kap. 1)

- Unterschiede in den z.T. stark vereinfachten Berechnungsansätzen
- Prognose großer und zeitabhängiger Bodenverschiebungen schwierig
- seitliches Umfließen von Einzelpfählen, Pfahlreihen und Pfahlgruppen
- Boden-Pfahl-Interaktion in Abhängigkeit verschiedener Einflussfaktoren

Kenntniss	Ν	Jı				
Versuche		Analytik		Empirie		8

geometrische Nichtlinearität stofflliche Nichtlinearität

Offene Fragestellung und ungeklärte Aspekte (Kap. 3)

#### Wissenschaftliche Aspekte (Kap. 4 und Kap. 5)

- Hinweise und Empfehlungen zur numerischen Abbildung (Kap. 4)
- Klärung einzelner Einflussfaktoren bestehender Ansätze (Kap. 4 und Kap. 5)
- Untersuchungen zur zeitabhängigen Seitendruckentwicklung (Kap. 5)
- Empfehlung zur numerischen Ermittlung des Seitendrucks bzw. Fließdrucks

Abbildung 3.1: Wesentliche Bearbeitungsschritte der vorliegenden wissenschaftlichen Arbeit zur Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle

# Kapitel 4

# Numerische Simulationsmethoden für seitlich beanspruchte Pfähle

In der Literatur sind zahlreiche analytische und experimentelle Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung von Pfählen in bindigen Böden aufgeführt (vgl. Kapitel 2). Die Untersuchungen an Einzelpfählen und Pfahlreihen bzw. Pfahlgruppen haben die Beantwortung von unterschiedlichen Fragestellungen zur Seitendruckbeanspruchung zum Ziel. Beispielsweise wurden von WENZ (1963) [145] und BAUER (2016) [14] u.a. experimentelle kleinmaßstäbliche Untersuchungen zum Seitendruck bzw. Fließdruck an Einzelpfählen und Pfahlreihen durchgeführt, wobei die jeweils gewonnenen Erkenntnisse sich grundsätzlich voneinander unterscheiden (vgl. hierzu auch Kapitel 2).

In der heutigen Zeit können Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen durch numerische Betrachtungen ergänzt werden. Der Vorteil von numerischen Betrachtungen liegt grundsätzlich darin, dass bspw. Interaktions-Effekte zwischen den Pfählen und dem anstehenden Boden als auch weitere, insbesondere bei kleinmaßstäblichen Versuchen nicht bzw. nur mit enormem Aufwand messbare Effekte, untersucht und aufgezeigt werden können.

Zunächst werden in dieser Arbeit im Abschnitt 4.1 bis 4.4 geeignete numerische Methoden zur Abbildung von großen Bodenverformungen bei von bindigem Boden seitlich umflossenen Pfählen vorgestellt und kurz beschrieben. Anschließend werden in Kapitel 4.5 und 4.6 die Berechnungsergebnisse der numerischen Simulationsmethoden mit analytischen Lösungen und den Ergebnissen der kleinmaßstäblichen Modellversuche von WENZ [145] und BAUER [14] vergleichend gegenübergestellt. Dabei wird der bindige Boden zur Vergleichbarkeit bei allen numerischen Berechnungen mit einem einfachen elasto-plastischen Mohr-Coulomb-Stoffmodell beschrieben.

Abschließend werden Hinweise und Empfehlungen zur numerischen Simulation für die Problemstellung von seitlich beanspruchten bzw. mit bindigem Boden umflossenen Pfählen ausgesprochen.

# 4.1 Allgemeine Anforderungen an die Modellierung

Bei der numerischen Modellierung von großen Verformungen bzw. Bodenverschiebungen als auch im Falle der vorliegenden Problemstellung und der daraus resultierenden komplexen Boden-Pfahl-Interaktion, spielen geometrische und materielle Nichtlinearitäten eine besondere Rolle. Geometrische Nichtlinearitäten resultieren dabei u.a. aus der ggfs. großen Verformung des Bodenkontinuums oder der Systemrandbedingun-



Abbildung 4.1: a) Allgemeine Anforderungen an die numerische Simulation bei seitlich beanspruchten Pfählen; b) stark verzerrtes Berechnungsnetz bei der Finite-Elemente-Methode (FE-Methode) im Nahbereich des Pfahls bei großen Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden

gen, bspw. aus der Kontaktformulierung zwischen Boden und Pfahl, wohingegen materialbedingte Nichtlinearitäten aus einem nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens resultieren können (QUI [119], KAJA [79]). Bei der numerischen Modellierung der Pfahl-Boden-Interaktion spielt die Kontaktformulierung, die insbesondere zur Abbildung von großen Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden, wie sie beim seitlichen Umfließen der Pfähle vorkommt, geeignet sein muss (siehe auch Kapitel 4.5.2.2) eine übergeordnete Rolle. Die zuvor genannten und in Abbildung 4.1a aufgeführten Nichtlinearitäten können u.U. zu Konvergenzproblemen oder Genauigkeitsverlusten in der numerischen Lösung und ggfs. auch zu einem Abbruch der numerischen Simulation führen (BEUTH [17], HENKE [70]).

In Abbildung 4.1b ist ein stark deformiertes Finite-Elemente-Netz einer klassischen 2D-Finite-Elemente (FE) Berechnung für einen Einzelpfahl mit einem Pfahldurchmesser  $d_D$  von 1,0 m dargestellt. Die Relativverschiebung  $\delta$  zwischen dem Einzelpfahl mit einer ideal rauen Pfahloberfläche (Reibungskoeffizient  $\mu = 1,0$ ) und dem Boden beträgt hier rd. 0,5  $d_D$  bzw. 0,5 m. Es wird deutlich, dass die Berechnungsergebnisse für dieses stark verformte Berechnungsnetz fehlerbehaftet sind, sofern die Berechnung bei derartigen Netzverzerrungen i.A. nicht aus numerischen Gründen abbricht bzw. nicht zu einer

stabilen Lösung konvergiert.

Die undrainierte Scherfestigkeit des bindigen Bodens ist ein maßgebender Einflussfaktor auf das Bodenverhalten und spielt bei der Ermittlung der resultierenden Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle eine besondere Rolle. Eine Erhöhung der Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$  gegenüber der Referenzschergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}_0$  führt nach LEINEN-KUGEL [87] aufgrund des viskosen Bodenverhaltens bindiger Böden zu einer Zunahme der undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$ . Die Zunahme der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit kann in Abhängigkeit vom Viskositätsindex  $I_v$  berechnet werden (siehe auch Kapitel 2). Viskose Stoffmodelle zur Beschreibung des Bodenverhaltens können die Ratenabhängigkeit der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  grundsätzlich abbilden. Zeitabhängige Effekte wie bspw. Konsolidierung, viskoses Materialverhalten bzw. Bodenkriechen und Relaxation haben ebenfalls einen Einfluss auf die Seitendruckbeanspruchung (siehe auch Abbildung 4.1a).

Bei der Abbildung des Materialverhaltens im numerischen Modell spielt außerdem die Analyseprozedur (siehe Kapitel 4.5.2.5 und Kapitel 4.5.2.6) eine besondere Rolle. Bei drainierten, teildrainierten oder undrainiertem Bodenverhalten trägt das Porenwasser im Korngerüst einen unterschiedlichen Anteil zur Steifigkeit des Bodenkontinuums bei und wirkt sich auf den Lastabtrag bzw. den vom Korngerüst aufgenommenen effektiven Spannungsanteil  $\sigma'$  und somit die berechneten Bodenverformungen u aus.

Des Weiteren liegt das Spannungsniveau von Modellversuchen i.d.R. unter dem mittleren Spannungsniveau geotechnischer Problemstellungen (bspw. WENZ [145], BAU-ER [14]). Die meisten Stoffgesetze sind für höhere Spannungsniveaus vorgesehen und können daher das Spannungs-Dehnungsverhalten bei kleinen Spannungszuständen u.U. nicht zutreffend abbilden (KAJA [79]).

# 4.2 Überblick Simulationsmethoden

Viele Problemstellungen in der Geotechnik wie bspw. Installationsprozesse von Verdrängungspfählen oder Massenbewegungen in Böschungen und Hängen sind mit großen Bodenverformungen verbunden. Das seitliche Umfließen von Pfählen mit weichem bindigen Boden ist ebenfalls mit großen Bodenverformungen bzw. Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen den Pfählen und dem umgebenden Boden verbunden. Im Nahbereich des Pfahls kann es beim Umfließen des Pfahlschafts bei geringen Überlagerungsdrücken außerdem zu einer Spaltausbildung hinter dem Pfahl kommen, was bei der Ermittlung der resultierenden Seitendruckbeanspruchung berücksichtigt werden muss (siehe auch Kapitel 4.5.2.2). Derartige Verformungs- bzw. Interaktions-Probleme können mit der klassischen Finite-Elemente-Methode (FEM) nur noch eingeschränkt abgebildet werden, da das Berechnungsnetz sich hier der Bodenverformung anpasst, was bei großen Verformungen zu unzulässig großen Verzerrungen der Finiten Elemente und folglich u.U. zu Konvergenzproblemen und einem Abbruch der numerischen Berechnung führen kann (u.a. BEUTH [17], MOORMANN ET AL. [102], JASSIM [2], HAMAD [66], HENKE [70], QUI [119], MOORMANN ET AL. [100], MOORMANN & ASCHRAFI [101]).

In den vergangenen Jahren beschäftigten sich viele Forschungsvorhaben mit der Ent-

Material ist Kontinuum			Material ist Diskontinuum
Partikelbasierte Methoden	Netzbasierte Methoden		- Diskrete Elemente Methode (DEM)
- Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)	- Gekoppelte Euler- Lagrange Methode (CEL)		
- Material Point Methode (MPM)	- Arbitrary Lagrange- Euler Methode (ALE)		

Abbildung 4.2: Übersicht numerischer Simulationsmethoden für große Verformungen und deren Klassifikation in Anlehnung an BAUER [14] und AUBRAM [9]

wicklung und Anwendung numerischer Simulationsmethoden für geomechanische Probleme mit großen Bodenverformungen. Dabei wurden u.a. Installationseffekte von vibrierten und gerammten Pfählen untersucht (GRABE & PUCKER [60], AUBRAM [9], MOORMANN ET AL. [100]) oder bspw. Installationseffekte bei im Wasser abgesenkten Geocontainern (HAMAD [66]).

Numerische Simulationsmethoden zur Berücksichtigung großer Bodenverformungen beschränkten sich bisher vornehmlich auf rollige Böden wie bspw. Sand oder Kies. Das Materialverhalten wurde dabei oft mit einem hypoplastischen Stoffmodell nach von VON WOLFFERSDORFF [143] mit Erweiterung von HERLE [71] um die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen beschrieben (NIEMUNIS & HERLE [110]). Dieses Stoffmodell ist in der Lage, über eine tensorielle Gleichung, Phänomene des Spannungs-Dehnungsverhaltens wie beispielsweise dichte- und druckabhängige Steifigkeiten und Scherfestigkeiten oder erhöhte Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen zu beschreiben (KAJA [79]). In der Literatur sind weitaus weniger Beispiele aufgeführt, bei denen eine numerische Simulationsmethode zur Abbildung großer Bodenverformungen mit einem höherwertigen stofflichen Ansatz zur Beschreibung des komplexen Materialverhaltens weicher bindiger Böden kombiniert wurde (QUI [119], KAJA [79]).

Ein Überblick und eine Klassifikation numerischer Simulationsmethoden für geomechanische Problemstellungen mit großen Bodenverformungen ist in Abbildung 4.2 dargestellt und ist außerdem u.a. in AUBRAM [9] und AL-KAFAJI [2] zu finden. Die aufgeführten Methoden zur numerischen Lösung physikalischer Probleme unterscheiden sich in ihrer Struktur teilweise beträchtlich (siehe auch HENKE [70]), wurden aber bereits teilweise bei mehreren geomechanischen Problemstellungen erfolgreich angewandt.

Die in dieser Arbeit eingesetzten numerischen Methoden zur Abbildung der Probelemstellung von seitlich beanspruchten Pfählen und den damit verbundenen möglichen großen Verformungen werden in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben.

# 4.3 Finite-Elemente Methoden

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) ist die am häufigsten verwendete numerische Methode zur Simulation geomechanischer Problemstellungen. Es handelt sich dabei um ein numerisches Verfahren auf der Grundlage einer Lagrangeschen Formulierung zur Lösung partieller Differentialgleichungen mit bestimmten Randbedingungen. Erste Formulierungen gehen auf COURANT [37] und CLOUGH [36] zurück. Die Theorie der klassischen FEM ist für Problemstellungen geeignet, bei denen die Elementverformungen mäßig sind. Die Theorie ist in ZIENKIEWICZ [152] oder BATHE [13] aufgeführt. Den Lagrange-Elementen sind während der Berechnung die immer gleichen Materialien zugeordnet und das Material bewegt sich nur mit dem verformten Netz.

### 4.3.1 Updated Lagrange-Finite-Elemente Methode (UL)

Viele FE-Programmsysteme bieten ein Berechnungsprozedere zur Berücksichtigung von geometrischen Nichtlinearitäten, welches auf einer upgedateten Lagrangian (UL) Finite-Elemente Formulierung basiert. Bei FE-Berechnung mit dieser Formulierung wird die Steifigkeitsmatrix an die neue geometrische Position der deformierten Finite Elemente angepasst. Zusätzlich wird eine spezielle Definition der Spannungsrate eingeführt, die die Rotationstherme berücksichtigt. Klassische diskrete Interface Elemente können bei geometrisch nichtlinearen Problemstellungen aber nicht uneingeschränkt verwendet werden (BEUTH [17]). Aus diesem Grund wird bei Interaktionsproblemen oftmals ein kinematischer Kontakt-Algorithmus nach dem Master-Slave Prinzip angewandt, welcher insbesondere für große Verformungen bzw. Relativverschiebungen zwischen Bauteil und Boden geeignet ist (MOORMANN & KATZENBACH [103]).

#### 4.3.2 Kombinierte Euler-Lagrange Methoden

In den letzten Jahren wurden einige numerische netzbasierte Methoden wie die Gekoppelte Euler-Lagrange Methode (CEL) und die Arbitrary Lagrange-Euler Methode (ALE) entwickelt, um großen Netzverzerrungen und den damit verbundenen numerischen Problemen entgegenzuwirken.

Bei einer reinen Lagrange'schen Formulierung (Partikel-Beschreibung) wird die Bewegung des Kontinuums als Funktion der Materialkoordinaten und der Zeit *t* beschrieben. Die Knoten des Lagrange'schen Berechnungsnetzes bewegen sich dabei mit den Materialeigenschaften des Kontinuums. Dadurch ist eine genaue Betrachtung von Materialgrenzen bzw. Oberflächen von Strukturelementen möglich. Im Gegensatz hierzu wird bei einer Euler-Formulierung (Feld-Beschreibung) die Bewegung des Kontinuums als Funktion einer räumlichen Koordinate und der Zeit *t* beschrieben. Dabei wird ein Euler-Referenz-Netz, welches sich während der Berechnung nicht verformt, benötigt, um die freie Bewegung des Materials im Euler-Netz zu berechnen. Bei einer Euler-Beschreibung treten keine Element-Verzerrungen auf. Probleme können aber bei zwei oder mehreren Materialien in einem Euler-Bereich auftreten.



Abbildung 4.3: Eindimensionale Darstellung einer Lagrange'schen-, Euler- und ALE-Bewegung in Abhängigkeit von der Zeit *t* in Anlehnung an HAMAD [66]

Weitere Vor- und Nachteile einer klassischen Lagrange'schen- und einer reinen Euler-Beschreibung werden unter anderem von QUI [119] aufgezeigt. Die eindimensionale Darstellung einer reinen Lagrange'schen-, Euler- und ALE-Bewegung (siehe auch Kapitel 4.3.2.2) sind in Anlehnung an HAMAD [66] in Abbildung 4.3 dargestellt.

#### 4.3.2.1 Gekoppelte Euler-Lagrange Methode (CEL)

Die Gekoppelte Euler-Lagrange Methode (CEL) wurde 1964 von NOH [111] entwickelt und bspw. von BENSON [16] weiterenwickelt. Die Methode verbindet dabei die Vorteile einer reinen Lagrange'schen- und einer reinen Euler-Beschreibung und ist u.a. in dem kommerziellen Programmpaket ABAQUS/EXPLICIT [131] implementiert.

Bei der numerischen Methode wird ein Lagrange-Berechnungsnetz zur Diskretisierung von Strukturelementen (bspw. Pfähle, Tunnel etc.) verwendet, während das Euler-Netz zur Abbildung des Bodens herangezogen wird. Das Euler-Material (Boden) wird während seiner Bewegung durch das Euler-Berechnungsnetz verfolgt und dabei ein Eulerian-Volume-Fraction-Wert (EVF) ermittelt. Sofern ein Euler-Element komplett mit Material gefüllt ist, ergibt sich ein EVF-Wert zu 1. Wenn kein Material im Euler-Element ist, dann ist EVF = 0 [131].

Die Kontaktfläche zwischen Strukturelement und Boden kann durch die Oberfläche des Lagrange'schen-Körpers beschrieben werden. Das Euler-Berechnungsnetz, welches den Boden abbildet, kann dabei große Bodenverschiebungen erfahren, ohne dass sich dadurch numerische Probleme mit einem stark verformten Berechnungsnetz ergeben.

Zur numerischen Analyseprozedur wird an dieser Stelle auf weiterführende Literatur,

NOH [111], QUI [119] etc., verwiesen.

Die Kontaktformulierung zwischen einem Euler-Material und einem Lagrange'schen-Material basiert bei den durchgeführten Berechnungen auf der Grundlage einer Penalty-Kontaktformulierung. Die berechnete Kontaktkraft  $F_p$  zwischen Boden und Strukturelement ist dabei proportional zur Eindringtiefe  $d_p$ 

$$F_p = k_p \cdot d_p \tag{4.1}$$

und die sogenannte Penalty-Steifigkeit  $k_p$  hängt von den Lagrange'schen- und Euler-Materialeigenschaften ab, QUI [119].

In der folgenden Abbildung 4.4 ist in Anlehnung an HAMAD [66] das grundsätzliche Berechnungsprozedere für die Gekoppelte Euler-Lagrange Methode (CEL) grafisch dargestellt.



Abbildung 4.4: Prinzip bei der Gekoppelten Euler-Lagrange Methode in Anlehnung an HAMAD [66]

HENKE [70] und QUI [119] zeigen erfolgreiche Anwendungsbeispiele der Methode für große Verformungen.

#### 4.3.2.2 Arbitrary Lagrange-Euler Methode (ALE)

Die Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) ist eine weitere numerische Methode zur Simulation von große Verformungen. Die Methode wurde ursprünglich von HIRTH ET AL. [74] entwickelt, um fluiddynamische Problemstellungen oder Materialumformprozesse (KHOEI ET AL. [82]) zu simulieren. Bei der Methode wird ein Berechnungsnetz mit Knoten verwendet, die sich mit dem Material verformen können (Lagrange'sche-Beschreibung) oder fest im Raum verankert bleiben (Euler-Beschreibung). Das Material kann sich dabei ggfs. vom Berechnungsnetz lösen (siehe auch Abbildung 4.3).

Zu Beginn der Simulation überschneiden sich der Lagrange'sche-Körper und der Euler-Bereich und haben dieselbe Diskretisierung. Die Bewegung des Berechnungsnetzes kann dann u.a. unabhängig von der Materialbewegung erfolgen. Dabei können unterschiedliche adaptive Netzanpassungsmethoden zum Einsatz kommen, die stets eine gute Elementform garantieren. An freien Oberflächen oder Materialgrenzen ist die Netzverformung an die Materialverformung gebunden, dadurch können Oberflächen genauer abgebildet werden als bei der Gekoppelten Euler-Lagrange (CEL) Methode. Weitere Hinweise zu den Grundlagen der Methode und adaptiven Netzanpassungsalgorythmen finden sich in ZIENKIEWICZ & ZHU [153].

Berechnungsbeispiele mit der ALE-Methode oder verwandte Methoden wurden u.a. von AUBRAM [9] aufgeführt.

Sowohl die in dieser Arbeit verwendete CEL- als auch ALE-Methode basieren auf einem expliziten Integrationsverfahren. Bei expliziten Verfahren muss eine Zeitschrittgröße  $\Delta t$  gewählt werden, die kleiner als ein kritischer Zeitschritt  $\Delta t_{krit}$  ist. Die kritische Zeitschrittgröße errechnet sich nach Gleichung 4.2 in jedem Zeitschritt zu

$$\Delta t_{krit} = \frac{L_e}{c_d} \tag{4.2}$$

wobei  $L_e$  die charakteristische Elementlänge und  $c_d$  die Wellengeschwindigkeit darstellt (BATHE [13] und DASSAULT SYSTÉMS [131]).

## 4.4 Material-Point-Methode

Die Material-Point-Methode (MPM) ist eine partikelbasierte Berechnungsmethode (Abbildung 4.2), die grundsätzlich ähnlich wie die zuvor vorgestellte ALE- und CEL-Methode, das Euler- als auch Lagrange-Berechnungs-Prozedere bei der Simulation von großen Verformungen kombiniert. Bei der MPM-Methode wird das Kontinuum durch Lagrange-Partikel beschrieben, sogenannte Materialpunkte, die sich durch ein räumlich unverschiebliches Euler-Berechnungsnetz bewegen können. Bodenverschiebungen werden i.A. durch die Bewegung der Lagrange-Material-Punkte beschrieben. Die Material-Punkte besitzen alle physikalischen Eigenschaften wie Masse, Moment, Materialeigenschaften, Dehnungen, Spannungen als auch äußere Einwirkungen bzw. Kräfte. Das Euler-Berechnungsnetz speichert während der Berechnung keine Informationen in den Gauss-Punkten.

In Abbildung 4.5 ist der schematische Ablauf eines klassischen Berechnungsschritts bei der Material-Point-Methode (MPM) dargestellt. Im Einzelnen erfolgen dabei folgende Schritte (siehe u.a. auch AL-KAFAJI [2]): Zu Beginn des Zeitschritts (t = 0) werden alle Informationen inklusive äußere Einwirkungen von den Materialpunkten auf das Euler-Berechnungsnetz übertragen (siehe Abbildung 4.5a). Anschließend werden die inkrementellen Verformungen unter Berücksichtigung der neuen Elementsteifigkeitsmatrixen mit einer Lagrange'schen-Beschreibung ermittelt (Abbildung 4.5b). Zum Schluss des Berechnungsschritts wird die ermittelte Lösung, u.a. Lage der Materialpunkte und Spannungen, vom Euler-Berechnungsnetz wieder zu den Materialpunkten in dieser Phase übertragen. Diese Phase wird auch als konvektive Phase bezeichnet. Außerdem wird das Euler-Berechnungsnetz wieder in seine ursprüngliche Konfiguration gesetzt (Abbildung 4.5c).



Abbildung 4.5: Grundsätzliches Berechnungsprinzip bei der klassischen MPM-Methode in Anlehnung an AL-KAFAJI [2]

In Anbetracht der Vorteile, die diese Methode gegenüber anderen Methoden mit sich bringt, gibt es aber auch numerische Probleme, die bei der Simulation von großen Verformungen auftreten, u.a. oszillierende Spannungszustände. Aus diesem Grund wurde die klassische MPM-Methode im Laufe der letzten Jahre kontinuierlich weiterentwickelt bzw. optimiert. Dabei wurde besonderes Augenmerk auf Methoden gelegt, bei welchen die räumlich punktuell zugeordnete Masse der Materialpunkte über eine definierte Fläche bzw. Raum verschmiert wird.

Bei großen Verformungen wandern die Materialpunkte durch das Euler-Netz und verursachen dadurch u.a. numerische Oszillationen. Dies tritt vorallem ein, wenn eine lineare Interpolationsfunktion benutzt wird, welche zu diskontinuierlichen Gradienten an den Oberflächen führt und folglich zu einem Kräfteungleichgewicht an den gemeinsamen Knoten. Dieser Sachverhalt wird auch als grid-crossing oder cell-crossing Fehler bezeichnet. Durch eine Erhöhung der Materialpunkte in jeder Zelle bzw. jedem Element oder durch Anwendung einer höherwertigen Interpolationsfunktion, können diese Oszillationen grundsätzlich reduziert werden. Die erforderliche Rechenleistung zur Lösung der Gleichungen erhöht sich dadurch z.T. aber deutlich. Anstelle einer Erhöhung der Materialpunkte je Element und der Anwendung einer höherwertigen Interpolationsfunktion schlagen BARDENHAGEN & KOBER [12] eine Generalized Interpolation Material Point (GIMP) Methode vor, bei welcher die im Materialpunkt räumlich zuge-ordnete Masse über eine endliche Fläche bzw. Raum verschmiert wird (Abbildung 4.6).

SADEGHIRAD ET AL. [125] schlagen im Jahr 2011 eine Methode vor, bei welcher die Fläche an die Partikel-Verformung angepasst wird. Die initiale Fläche ist dabei in Form eines Parallelogramms, die Seiten werden kontinuierlich an den Deformationsgradient angepasst. Diese Version der MPM-Methode wird als Convected Particle Domain InterKapitel 4 Numerische Simulationsmethoden für seitlich beanspruchte Pfähle



Abbildung 4.6: Darstellung der unterschiedlichen Einflussbereiche der MPM-Methode nach Hamad [22]

polation (CPDI1) bezeichnet (Abbildung 4.6). In dieser Arbeit wurde ein ebenes CPDI1-Prozedere verwendet. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird die Methode nur noch als CPDI-Methode bezeichnet. Für weitere vertiefte Informationen zur numerischen Formulierung der CPDI-Methode wird u.a. auf die Arbeit von HAMAD [67] verwiesen.

Zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion wurde im Jahr 2016 ein Penalty-Kontakt-Algorithmus zur Abbildung eines Reibungskontaktes bei großen Verformungen implementiert und bereits erfolgreich für die Problemstellung einer Pfahlherstellung in Sand angewandt (siehe auch HAMAD ET AL. [68]). Bei der Penalty-Methode werden die Kräfte zwischen zwei Körpern ermittelt, die sich in einem Gebiet  $\Gamma_c$  aufgrund einer gegenseitigen Überschneidung ergeben (Abbildung 4.7). Die dabei entstehende potentielle Energie bzw. Kontaktkraft kann mit der Penalty-Funktion P wie folgt ermittelt werden:

$$P = \frac{1}{2}\omega_n \int_{\Gamma_c} g_n^2 d\Gamma_c + \frac{1}{2}\omega_t \int_{\Gamma_c} g_t^2 d\Gamma_c +$$
(4.3)

wobei  $\omega$  den Penalty-Parameter darstellt, g die Spalten-Funktion. Die Indizes n und t



Abbildung 4.7: Prinzip des in der CPDI-Methode implementierten Penalty-Kontakts in Anlehnung an HAMAD ET AL. [68]

beziehen sich auf die Richtungen normal und tangential zur Kontaktfläche. Die vollständige mathemathische Beschreibung findet sich u.a. in HAMAD ET AL. [68].

# 4.5 Gegenüberstellung der numerischen Methoden

Im Folgenden werden die in den Kapiteln 4.3. und 4.4 vorgestellten numerischen Methoden anhand einfacher analytischer und experimenteller Beispiele aus der Literatur vergleichend gegenübergestellt. Die Eignung der unterschiedlichen Simulationsmethoden zur Abbildung des physikalischen Problems eines vollständig seitlich umflossenen Pfahls mit bindigem Boden (breiiger bis weicher Konsistenz) soll in Analogie zum umströmten Zylinder in der Fluidmechanik gezeigt werden. Mit den numerischen Methoden konnten außerdem weitere, insbesondere bei den kleinmaßstäblichen Versuchen nicht festgestellte Effekte, untersucht und dargestellt werden.

Im Ergebnis der numerischen Untersuchungen in Kapitel 4 wird eine geeignete numerische Methode für die weiterführenden Untersuchungen im Kapitel 5 identifiziert.

#### 4.5.1 Zielsetzung/Untersuchungsstrategie

In der Literatur liegen viele Erkenntnisse zur Seitendruckbeanspruchung vor (vgl. insbesondere Kapitel 1 und Kapitel 2). Bei den in der Literatur dokumentierten Untersuchungen wurden Faktoren berücksichtigt, deren Einflüsse sich teilweise aber überlagern. Mit den im Folgenden dokumentierten numerischen Simulationen ist es möglich, gezielte Untersuchungen bzgl. einzelner Einflussfaktoren durchzuführen. Ungewollte Überlagerungen einzelner Einflussgrößen auf die resultierende Seitendruckbeanspruchung können dabei ausgeschlossen werden.

Zur Validierung der numerischen Simulation dienten u.a. die Ergebnisse der kleinmaßstäblichen 1g- Modellversuche von WENZ [145] und BAUER [14]. Zur vergleichenden Gegenüberstellung der Methoden wurde nur ein einfaches elasto-plastisches Materialmodell (Mohr Coulomb-Stoffmodell) verwendet, mit dem grundlegende Untersuchungen beim vollständigen Umfließen untersucht werden können. Dadurch war außerdem eine grundsätzliche Vergleichbarkeit der einzelnen Simulationsmethoden gegeben. Im Kapitel 5 kommt dann ein zutreffenderes viskohypoplastisches Materialmodell zur Beschreibung des komplexen nichtlinearen Bodenverhaltens zur Anwendung.

#### 4.5.2 Allgemeine Randbedingungen

Zur vergleichenden Gegenüberstellung der numerischen Simulationsmethoden werden in diesem Kapitel die allgemeinen Randbedingungen und grundlegenden Zusammenhänge der nachfolgenden numerischen Berechnungen vorgestellt, sodass anschließend vornehmlich die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen diskutiert werden können.

#### 4.5.2.1 3D-Effekte im plain-strain Modell

Zur Abbildung der realen Situation kommen oftmals dreidimensionale Berechnungsmodelle zum Einsatz. Aufgrund der Modellgröße und der verwendeten Elemente sind damit aber oftmals lange Berechnungszeiten bzw. hohe Rechenleitungen verbunden. In

#### a) 3D-Situation



Abbildung 4.8: Numerische Simulationsmöglichkeiten: a) 3D-Simulationsmodell; b) 2D-Scheibenmodell (ebener Dehnungszustand)

Abbildung 4.8a sind dreidimensionale Berechnungssituationen für unterschiedliche Bemessungssituationen dargestellt. Die entsprechenden Simulationsmodelle müssen dabei die gesamte Situation abbilden. Randeinflüsse dürfen keinen Einfluss auf das Berechnungsergebnis haben.

Für grundsätzliche Untersuchungen zur Pfahl-Boden Interaktion eignen sich oftmals die in Abbildung 4.8b dargestellten vereinfachten ebenen Berechnungsmodelle (siehe u.a. auch ELLIS & SPRINGMAN [49], BAGUELIN ET AL. [10] oder BRANSBY [21]). Die vereinfachten Modelle müssen dabei die realen Situationen hinsichtlich Spannungsniveau und geometrischen Randbedingungen nach Möglichkeit hinreichend genau abbilden. Aufgrund der Modellgröße sind die vereinfachten Modelle, bspw. Scheibenmodelle (siehe Abbildung 4.8b) weniger rechenaufwendig als komplexe dreidimensionale Modelle, die den Anspruch einer vollumfänglichen Abbildung der realen Situation haben.

Für die im Folgenden aufgeführten Berechnungen wurden programmbedingt teilweise 3D- (CEL-Methode) und teilweise ebene 2D-Scheibenmodelle (CPDI-Methode) verwendet. Bei den ALE-Berechnungen und den klassischen FE-Berechnungen waren aufgrund der vorhandenen Elementtypen in den verwendeten numerischen Programmsystemen bzw. Progammcodes bei der Simulation sowohl dreidimensionale als auch zweidimensionale Berechnungen möglich.

#### 4.5.2.2 Pfahl-Boden Interaktion

Zur Abbildung der Pfahl-Boden-Interaktion wurde in den Simulationen ein Penalty-Kontaktalgorythmus verwendet, welcher sich besonders für große Bodenverformungen eignet (siehe auch Beschreibung der einzelnen numerischen Methoden, bspw. Kapitel 4.4 oder DASSAULT SYSTÉMS [131]). Auf eine diskrete Kontaktformulierung mit Interface-Elementen wurde bei den folgenden Berechnungen aufgrund der großen Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden verzichtet. Zur Verifizierung der numerischen Methoden einschließlich der gewählten Kontaktformulierung wurden die numerischen Methoden am Beispiel eines in den Boden gedrückten Fundaments (Streifenfundaments) gegenüberstellt (siehe Abbildung 4.9).

Die Problemstellung in Abbildung 4.10 hat eine Breite von 4 m und eine Höhe von 4 m. Die Fundamentabmessung beträgt 2 m. Unter Ausnutzung der Symmetrie wurde nur das halbe Modell mit einer Modellbreite von 2 m und einer Fundamentbreite von 1 m abgebildet. Es wurde ein ebener Dehnungszustand angenommen. Das Grundbruchproblem wurde ursprünglich von HILL (1959) [73] analytisch gelöst. Nach HILL [73] kann der maximale Grundbruchwiderstand  $q_{ult}$  mit Gleichung 4.4 wie folgt ermittelt werden

$$q_{ult} = (2+\pi) \cdot c \tag{4.4}$$

wobei *c* die undrainierte Scherfestigkeit des Bodens beschreibt. Die oftmals in der Literatur aufgeführte Problemstellung wurde u.a. auch von QUI [119] mit der CEL-Methode und von AL-KAFAJI [2] mit der MPM-Methode berechnet (siehe Abbildung 4.10).

Vergleichend wurden numerische Berechnungen mit der CPDI-Methode und einer Penalty-Kontaktformulierung durchgeführt. Das Berechnungsnetz besteht aus 5.000 Elementen. Der untere Modellrand ist dabei unverschieblich festgehalten und an den verti-



Abbildung 4.9: Geometrische Abmessungen des Streifenfundaments nach HILL [73]



Abbildung 4.10: Totale Verformungen *u* in Vektordarstellung bei einem in den Boden eingedrückten Streifenfundament: a) implizite Berechnung; b) explizite Berechnung; c) CEL-Simulation (QUI [119])

kalen Rändern befinden sich einwertige Lager bzw. eine Symmetrierandbedingung. Die Knoten unter der Sohle des Streifenfundaments wurden in horizontaler Richtung als unverschieblich ausgebildet, was einem rauen Kontakt entspricht. Die vertikalen Ränder des Modells wurden mit einem glatten Reibungskontakt (Reibungskoeffizient  $\mu = 0$ ) simuliert.

Der anstehende Boden wurde bei den durchgeführten Berechnungen mit einem Mohr-Coulomb-Stoffmodell beschrieben. Die gewählte Dichte  $\rho$  beträgt 1800  $kg/m^3$ , die undrainierte Kohäsion  $c_{u,k} = 100 \ kN/m^2$ , der undrainierte E-Modul  $E_u = 200.000 \ kN/m^2$ , die undrainierte Querdehnzahl  $\nu_u = 0,495$ , der undrainierte Reibungswinkel  $\phi_u = 0^\circ$ und der Dilatanzwinkel  $\psi$  beträgt ebenfalls  $0^\circ$ .

In Abbildung 4.11 sind die entsprechenden Last-Verformungs-Kurven aufgeführt. Die CPDI-Methode kann dabei selbst für große Verschiebungswege bzw. große Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen Fundament und anstehendem Boden das Ergebnis der analytischen Lösung nach HILL [73] (vergleiche Gleichung 4.4) wiedergeben. Desweiteren wird sehr deutlich, dass insbesondere die klassische FE-Methode für große Verformungen keine zutreffenden Ergebnisse mehr liefert.

Zur Veranschaulichung der Richtungen der Hauptspannungstrajektorien im Boden bei der Problemstellung eines seitlich in den Boden eingedrückten Pfahls wurden Berechnungen mit der FE-Methode durchgeführt. Der Boden wurde dabei mit den für das



vertikale Fundamentverschiebung uz [m]



zuvor aufgeführte Grundbruchproblem genannten Kenngrößen beschrieben. In Abbildung 4.12 sind die Hauptspannungstrajektorien  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  vor bzw. hinter dem horizontal verschobenen Pfahls dargestellt. Die dargestellten Hauptspannungstrajektoren wurden für kleine Pfahlverformungen mit  $y = 0, 1 d_D$  ermittelt. Dabei wurde ein rauer Reibungskontakt ( $\mu = 1, 0$ ) angewandt.

#### 4.5.2.3 Pfahlverschiebung vs. Bodenverschiebung

Bei der numerischen Untersuchung zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung besteht grundsätzlich die Möglichkeit einer Pfahlverschiebung oder aber einer Bodenverschiebung. In Abbildung 4.13 sind die Berechnungsergebnisse für ein ebenes Scheibenmodell für einen Einzelpfahl mit der FE-Methode dargestellt. Der bindige Boden wurde hierbei mit einem elasto-plastischen Mohr-Coulomb-Stoffmodell und den in Kapitel 4.5.2.2 angegebenen Stoffparametern abgebildet.

CHEN & MARTIN [32] geben an, dass ab einem Achsabstand a, der das 10-fache des Pfahldurchmessers beträgt, Pfahlgruppeneffekte vernachlässigt werden können. Die Modellabmessungen betragen im vorliegenden ebenen Fall demnach  $21 m \ge 5 m (B \ge T)$ .

In Abbildung 4.13a wurde der Boden an beiden Rändern von rechts nach links bzw. in negative x-Richtung verschoben, wohingegen der Pfahl als unverschieblich modelliert wurde. In Abbildung 4.13b wurden die seitlichen Modellränder in *x*-Richtung un-



Abbildung 4.12: Richtung der größten und kleinsten Hauptspannungstrajektorien  $\sigma_1$ und  $\sigma_3$  im Bereich der Pfahloberfläche für einen Einzelpfahl bei einer Seitendruckbeanspruchung

verschieblich gehalten und der Pfahl rotationsfrei in *x*-Richtung verschoben. Für Abbildung 4.13a und Abbildung 4.13b sind jeweils die Verformungen bei einer maximal eingeprägten Verschiebung am Modellrand bzw. Pfahl von 0, 1 m bzw.  $0, 1 d_D$  dargestellt. Die Verformungen wurden in der Simulation inkrementell in 0, 02 m - Schritten aufgebracht. Bei beiden Berechnungen wurde ein initialer Spannungszustand  $\sigma$  berücksichtigt, welcher in etwa einer Tiefe von rd. 5 m unter der Geländeoberkante entspricht. Der initiale Spannungszustand beträgt in horizontaler Richtung  $50 kN/m^2$ . Es wurden keine Bodenverformungen in z-Richtung zugelassen, was in etwa in-situ Verhältnissen für größere Tiefen entspricht.

In Abbildung 4.14 sind die entsprechenden normierten Last-Verschiebungs-Kurven dargestellt. Die gestrichelte Kurve stellt die Berechnungsergebnisse dar, bei denen der Pfahl gegen den Boden verschoben wurde. Die durchgezogene Linie stellt hingegen die Ergebnisse dar, bei denen der Boden gegen den Pfahl verschoben wurde. Im Ergebnis der Untersuchungen unter Berücksichtigung der den Berechnungen zugrunde liegenden Randbedingungen kann festgehalten werden, dass es für das Berechnungsergebnis bei der numerischen Simulation keinen Unterschied macht, ob der Boden oder nur der Pfahl seitlich in den Boden verschoben wird.

Es bleibt anzumerken, dass die gewählten Randbedingungen nur theoretische Rand-



Abbildung 4.13: Numerische Untersuchung zur Simulation der Seitendruckbeanspruchung aus seitlicher Bodenverschiebung mit der FE-Methode: a) totale horizontale Verformung  $u_x$  aus Bodenverschiebung; b) totale horizontale Verformung  $u_x$  aus Pfahlverschiebung

bedingungen zur Untersuchung von Grenzzuständen darstellen. In der Realität muss u.a. die Biegung des Pfahl berücksichtigt werden. Desweiteren wird sich in den meisten Fällen kein konstantes Verschiebungsfeld um den Pfahl einstellen, d.h. dass die Bodenverschiebungen in Anströmrichtung größer sind als im Schatten bzw. in Abströmrichtung hinter dem Pfahl.

Für die weiteren Untersuchungen ist es aber grundsätzlich ausreichend, wenn der Pfahl gegen den Boden verschoben wird. Dies ist numerisch einfacher und Untersuchungen haben gezeigt, dass dabei weniger Rechenleistung bzw. Rechenzeit erforderlich ist.



Abbildung 4.14: Ergebnisse der berechneten Last-Verschiebungs-Kurven mit der FE-Methode für einen runden Pfahl mit Durchmesser  $d_D = 1,0 m$  und einem Reibungskoeffizienten  $\mu = 0,5$ : a) Bodenverschiebung  $u_x$ ; b) Pfahlverschiebung  $u_x$ 

#### 4.5.2.4 Laststeuerung vs. Verschiebungssteuerung

In weiterführenden Untersuchungen wurde der Pfahl außerdem mit einer inkrementell vorgegebenen Last anstelle einer Verschiebung in den Boden gedrückt. Dabei konnten wie in Kapitel 4.5.2.3 keine Unterschiede in den ermittelten Last-Verschiebungs-Kurven festgestellt werden.

#### 4.5.2.5 Undrainierte Spannungszustände

Die in dieser Arbeit vorgestellten Berechnungen werden unter Berücksichtigung von vollständig gesättigten normalkonsolidierten bindigen Böden durchgeführt. Es wird davon ausgegangen, dass der Boden voll mit Wasser gesättigt ist und die Sättigungszahl  $s_r = 1$  beträgt. Sofern Spannungsänderungen oder Volumenänderungen im Boden rasch eingeprägt werden, strömt das nahezu inkompressible Porenwasser zu- oder ab und es entstehen folglich Porenwasserüber- bzw. Porenwasserunterdrücke  $\Delta u$ . Wenn die Wasserdurchlässigkeit des Bodens im Verhältnis zur Belastungsgeschwindigkeit gering ist, spricht man in der Bodenmechanik von undrainiertem Bodenverhalten.

Ob undrainiertes Bodenverhalten vorliegt, kann in Anlehnung an die Konsolidationstheorie abgeschätzt werden (TERZAGHI & FRÖHLICH [138] und VERMEER & MEI-ER [142]). Bei undrainiertem Materialverhalten ist der undrainierte Scherparameter  $\phi_u = 0^{\circ}$  und die undrainierte Querdehnzahl  $v_u = 0, 5$ . Des Weiteren muss entschieden werden, ob das Materialverhalten mit effektiven oder totalen Spannungen abgebildet werden soll.

Es existieren grundsätzlich drei unterschiedliche Methoden zur Durchführung undrainierter Berechnungen (siehe für ausführliche Informationen u.a. WEHNERT [144]). Im Folgenden werden die Berechnungen mit undrainierten Steifigkeitsparametern und Scherparametern durchgeführt.

Ein Vorteil bei der Methode mit undrainierten Steifigkeitsparametern und Scherparametern ist der, dass die undrainierten Parameter in situ einfach versuchstechnisch bestimmt werden können. Die undrainierte Scherfestigkeit kann dabei tiefenabhängig ermittelt werden (MAYNE & KULHAWAY [94]). Unabhängig davon kann sie aber auch aus Korrelationen ermittelt werden, bspw. nach KOUTSOFTAS & LADD [84]. Dabei wird die charakteristische undrainierte Kohäsion mit der effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_z$  und dem Überkonsildationsverhältnis OCR zu

$$c_{u,k} = (0, 22 \pm 0, 03) \cdot OCR^{0,8} \cdot \sigma'_z \tag{4.5}$$

korreliert. Der undrainierte Steifemodul kann mit Hilfe von Korrelationen abgeschätzt werden. Im Vergleich dazu müssen bei der Methode mit den effektiven Scherparametern  $\phi'$  und c' und effektiven Steifigkeiten relativ genau ermittelt werden. Die effektive undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  ist im Gegensatz dazu ein Ergebnis des verwendeten Stoffgesetzes. In der Realität sind die  $c_{u,k}$ -Werte abhängig von der Spannung, vom Spannungspfad und vom volumetrischen Verhalten des Bodens (BJERRUM [18]). Mit der folgenden Abbildung 4.15 soll gezeigt werden, dass die Methode mit effektiven Steifigkeits- und Scherparametern nur in Kombination mit einem hochwertigen Stoffgesetz verwendet werden sollte. In der Abbildung sind schematisch die effektiven Spannungspfade in einem p-q-Diagramm für einen undrainierten Standard-Triaxialversuch für das Mohr-Coulomb und Hardening-Soil Stoffmodell dargestellt. So führt das MC-Modell zu größeren undrainierten Scherfestigkeiten, da der effektive Spannungspfad eine gerade, vertikale Linie darstellt, wohingegen das HS-Modell das reale Bodenverhalten und auch die oben erwähnten Spannungs- als auch Spannungspfadabhängigkeit besser abbilden kann.

#### 4.5.2.6 Stoffgesetz und Materialparameter

Im Bereich der Geotechnik existieren viele Stoffgesetze zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von bindigen Böden (vgl. Kapitel 5). Das bekannteste und weitverbreiteste ist das Mohr-Coulomb-Stoffmodell, welches eine Erweiterung des Coulombschen Reibungsgesetzes auf allgemeine Spannungszustände darstellt. Ein wesentlicher Vorteil des Mohr-Coulomb-Stoffmodells ist, dass es bereits seit mehreren Jahren für geo-



Abbildung 4.15: Effektive Spannungspfade für einen undrainierten Triaxialversuch mit dem Mohr-Coulomb-Modell (MC-Modell) bzw. HS-Modell in Anlehnung an WEHNERT [144] und BEUTH [17])

technische Problemstellungen verwendet wurde und damit eine Vielzahl an Erfahrungen vorliegt. Die Bestimmung der Stoffgesetzparameter erfolgt außerdem mit standardmäßigen Laborversuchen. Aufgrund der einfachen Formulierung des Stoffmodells sind mit der Anwendung nur geringe Rechenzeiten verbunden.

Die Pfähle wurden im Folgenden mit einem linear-elastischen Materialmodell abgebildet. Dabei ist der Elastizitätsmodul  $E = 2 \cdot 10^7 kN/m^2$  und die Querdehnzahl  $\nu = 0, 2$ .

Aufgrund des Ratenunabhängigkeit der stofflichen Modellierung hat die Geschwindigkeit der simulierten Pfahlbewegung keinen Einfluss auf das numerische Ergebnis, was bedeutet, dass die Berechnungszeit bei einer expliziten Berechnung durch eine Erhöhung der Geschwindigkeit verkürzt werden kann.

Nach BRANSBY & SPRINGMAN [20] stellen undrainierte Zustände in den meisten Fällen bei seitlich beanspruchten Pfählen eine zutreffende Annahme dar. Die im Folgenden aufgeführten numerischen Simulationen wurden unter vollständig undrainierten Randbedingungen für den Ton ausgeführt. Die Berechnungen wurden vornehmlich unter Berücksichtigung einer totalen Spannungsanslyse mit undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern durchgeführt. Bei Verwendung einer Querdehnzahl  $\nu = 0, 5$  hätte dies eine Singularität in der Steifigkeitsmatrix zur Folge. Bei den Berechnungen wurde daher einer undrainierte Querdehnzahl  $\nu_u = 0, 495$  verwendet. Bei der numerischen Simulation der Modellversuche wurden die in Tabelle 4.1 (BAUER [14]) angegebenen undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparameter zugrunde gelegt.

Die Ermittlung der Kenngrößen für das Mohr-Coulomb Stoffmodell erfolgte aus Laborversuchen, siehe BAUER [14]. Die charakteristische undrainierte Kohäsion  $c_{u,k}$  wurde entsprechend den Messwerten im numerischen Modell direkt angesetzt.

		Modellversuch					
Kennwert	Einheit	V1	V2	V3	V4		
$\gamma$ / $\gamma$	$[kN/m^2]$	18/18	18/18	17/17	17/17		
$E_s$ / $E_u$	$[kN/m^2]$	180/125	180/125	115/80	115/80		
$\nu'$ / $v_u$	[—]	0,35/0495	0,35/0495	0,35/0495	0,35/0495		
$\phi'$ / $\phi_u$	[]	20/0	20/0	20/0	20/0		
$c' / c_u$	$[kN/m^2]$	1,00/2,33	1,00/2,21	0, 2/0, 75	0, 2/0, 75		
$\psi$	[]	0	0	0	0		
$K_0$	$[kN/m^2]$	0,658	0,658	0,658	0,658		

# Tabelle 4.1: Bodenmechanische Materialparameter für das Mohr-Coulomb Stoffmodell, abgeleitet aus Indexversuchen von BAUER [14]

Anmerkungen: V1 bis V4 entspricht nicht der originalen Versuchsbezeichnung aus [14]

Höherwertige stoffliche Materialmodelle zur Beschreibung des komplexen nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens weicher bindiger Böden kommen in Kapitel 5 dieser Arbeit im Zuge von weiterführenden Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung zur Anwendung.

#### 4.5.3 Simulation eines Einzelpfahls

In den folgenden Kapiteln 4.5.3.1 bis 4.5.3.3 werden die Geometrie und die Diskretisierung der verwendeten numerischen Simulationsmodelle zur Untersuchung der Pfahl-Boden-Interaktion bei horizontaler Anströmung durch bindigen Boden vorgestellt. Die geometrischen Modellabmessungen, die gewählten Modellrandbedingungen als auch die undrainierte Analyseprozedur der numerischen Simulationsmodelle (vergleiche hierzu auch Kapitel 4.5.2.5 und 4.5.2.6) wurden dabei grundsätzlich in Anlehnung an die kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuche von BAUER [14] gewählt.

Im Kapitel 4.5.3.4 werden anschließend die Ergebnisse der durchgeführten numerischen Simulationen für einen Einzelpfahl unter definierten Randbedingungen den Ergebnissen der kleinmaßstäblichen Modellversuche vergleichend gegenübergestellt und grundsätzliche Erkenntnisse zur Simulation als auch zum Tagverhalten eines Einzelpfahls abgeleitet.

#### 4.5.3.1 Allgemeines

Ausgewählte Ergebnisse der von BAUER [14] durchgeführten Modellversuche werden im Folgenden u.a. mit der im Kapitel 4.4 vorgestellten CPDI-Simulationsmethode (siehe auch Kapitel 4.4) zur Berücksichtigung von großen Bodenverformungen nachgerechnet. Vergleichend werden einzelne numerische Berechnungsergebnisse mit der klassischen Lagrange'schen FE-Methode (siehe hierzu auch Kapitel 4.3.1) für kleine bzw. moderate Verformungen gezeigt.

Sofern für die numerischen Simulationen im Folgenden keine weitere Angaben und Hinweise gemacht werden, gelten die in den Unterkapiteln von Kapitel 4.5.2 gemachten allgemeinen Randbedingungen.

#### 4.5.3.2 Problembeschreibung/Geometrie

Die in situ-Situation der durchgeführten Modellversuche kann in erster Näherung durch die in Abbildung 4.16a dargestellte Geometrie beschrieben werden. Die Modellabmessungen des Versuchskastens betragen in allen Versuchen 1, 6 m x 1, 0 m x 1, 2 m (Breite x Höhe x Tiefe). Durch eine Lagerung des Kastens auf leichtläufigen Polyamidrollen, konnte der Boden an den fixierten Pfählen vorbei geschoben werden. Die Bodenverschiebung y entspricht damit in etwa der Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Boden und Pfahlschaft.

Die Modellpfähle hatten eine Länge von rd. 0, 2 m und wurden aus Aluminium gefertigt. Es wurden runde bzw. quadratische Profile mit Pfahldurchmessern  $d_D$  bzw. Kantenlängen  $a_s$  von 2 cm bis 4 cm gewählt. Eine Rotation bzw. Verschiebung der Pfähle konnte aufgrund der gewählten Versuchsrandbedingungen ausgeschlossen werden.

Bei den durchgeführten numerischen Simulationen wurde in Analogie zu den experimentellen Untersuchungen ein einzelner Pfahl unter definierten Randbedingungen in den Boden eingedrückt. Aufgrund der aus Kapitel 4.5.2.3 gewonnenen Erkenntnisse wurde nur der Pfahl gegen den Boden verschoben, wohingegen bei den Modellversuchen der Boden gegen den gehaltenen Pfahl verschoben wurde (siehe Abbildung 4.16b). a)





Numerische Randeinflüsse auf das Pfahltragverhalten konnten dabei nicht festgestellt werden (siehe hierzu auch Kapitel 4.5.2.3).

Bei den numerischen Berechnungen für einen Einzelpfahl wurden in Analogie zu den Modellversuchen folgende Randbedingungen variiert:

- natürlicher Wassergehalt  $w_n$  bzw. charakteristische undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$ ,
- Pfahlquerschnittsform (rund und quadratisch),
- Rauheit der Pfahloberfläche (rau und glatt),

• Pfahldurchmesser *d*<sub>D</sub>.

Die Einzelpfähle wurden stets in der Mitte des Versuchskastens angeordnet, sodass eine Beeinflussung der Modellränder ausgeschlossen werden konnte (siehe BAUER [14]).

#### 4.5.3.3 Diskretisierung/Randbedingungen

Aufgrund der einfachen Symmetrie der Problemstellung wurde in der numerischen Simulation nur die Hälfte des Versuchskastens abgebildet. Ein typisches Berechnungsmodell mit der klassischen Lagrange'schen FE-Methode für einen Einzelpfahl ist in Abbildung 4.17 abgebildet. Das dreidimensionale FE-Netz besteht aus rd. 20.000 8-knotigen Elementen. Die Netzfeinheit bzw. Diskretisierung wurde so gewählt, dass eine weitere Netzverfeinerung keinen signifikanten Einfluss auf das Berechnungsergebnis mehr hatte.

Bei den Simulationen wurde in einem ersten Berechnungsschritt der initiale Spannungszustand mit den in Tabelle 4.1 angegebenen Wichten  $\gamma$  ermittelt. In einem weiteren Berechnungsschritt wurde der Einzelpfahl horizontal in x-Richtung gegen den bindigen Boden verschoben.

Im Gegensatz zu den Berechnungen mit der FE-Methode, bei welchen ein dreidimensionales Simulationsmodell entwickelt wurde (siehe Abbildung 4.17), konnten bei der CPDI-Methode aufgrund der vorhandenen Elementformulierungen nur ebene 2D-Berechnungen durchgeführt werden. Bei der Simulation der räumlichen Situation mit der CPDI-Methode waren daher immer zwei 2D-Berechnungen zur Ermittlung der resultierenden Seitendruckkraft notwendig, eine in einem eben Schnitt an der Oberkante des Modellkastens und eine am Boden des Kastens in einer Tiefe von rd. 0, 175 m. Beide Berechnungen mit der CPDI-Methode unterschieden sich lediglich in der Größe des



Abbildung 4.17: Randbedingungen des numerischen FE-Simulationsmodells für Untersuchungen an einem Einzelpfahl unter Ausnutzung der Symmetrie angesetzten initialen horizontalen Spannungszustandes  $\sigma_x$  bzw.  $\sigma_y$  (siehe auch Abbildung 4.16b).

Es wurde bei allen Berechnungen eine Penalty-Kontaktformulierung gewählt, die eine Spaltausbildung und große Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden zulässt (vergleiche auch Kapitel 4.3 und 4.4). Der Abstand der Modellränder vom Pfahl war in Analogie zu den Modellversuchen so gewählt, dass die Ausbildung eines möglichen Bruchmechanismus im Boden nicht beeinflusst wird. Die Modellränder wurden alle mit einer einwertigen Lagerbedingungen ausgeführt. An den Rändern der Simulationsmodelle sind demnach nur Normalkräfte, aber keine Schubkräfte übertragbar.

Die Pfähle wurden mit einer Höhe  $h_w = 0,175 m$  und einer linear elastischen Materialformulierung ( $E = 200.000 \ MN/m^2$ ,  $\nu = 0,3$ ) abgebildet. Eine Rotation bzw. Verkippung der Pfähle war im Simulationsmodell aufgrund der gewählten Lagerbedingungen nicht möglich ( $u_z = u_y = \phi = 0$ ). Bei allen Berechnungen wurde der Pfahl mindestens bis zu einer horizontalen Pfahlverschiebung von  $1d_D$  bei runden bzw.  $1a_s$  bei rechteckigen Pfählen horizontal gegen den Boden verschoben. Anstelle einer vorgegeben Verschiebung wurde bei der CPDI-Methode eine Kraftrandbedingung vorgegeben. Die Last wurde über einen Zeitraum von  $10 \ s$  aufgebracht, was einer quasi-statischen Einwirkung bzw. Beanspruchung entspricht und womit dynamische Effekte bei der expliziten Berechnung nur eine untergeordnete Rolle spielen.

#### 4.5.3.4 Validierung der Berechnungsergebnisse

In Abbildung 4.18 sind die totalen Verformungen  $u_x$  der Berechnungen mit der CPDI-Methode für einen runden Pfahl mit einem Pfahldurchmesser  $d_D$  von 4 cm für verschiedene Verformungszustände dargestellt. Der Reibungskoeffizient  $\mu$  beträgt 0, 3. In Abbildung 4.18a ist der Verschiebungszustand dargestellt, bei dem der Einzelpfahl aufgrund der aufgebrachten Last eine horizontale Verschiebung y von 2 cm bzw. 0, 5  $d_D$  erfahren hat. Bei dem in Abbildung 4.18b dargestellten horizontalen Verformungszustand beträgt die maximale horizontale Pfahlverschiebung y = 4 cm bzw. 1  $d_D$ . Die in Abbildung 4.18a und Abbildung 4.18b dargestellten Verschiebungszustände wurden an einem ebenen Berechnungsmodell mit einem totalen initialen horizontalen Spannungszustand ermittelt, der einer Tiefe von 0, 175 m entspricht. Die Berechnung wurden unter Ausnutzung der Symmetrie nur an einem halben Pfahl durchgeführt, in den entsprechenden Abbildungen zur Visualisierung der Verformungen aber in gespiegeltem Zustand dargestellt.

Bei allen Einzelpfählen konnte experimentell eindeutig ein Umfließen der Einzelpfähle für den Verschiebungsbereich bis 1  $d_D$  für runde Pfähle bzw. 1  $a_s$  für rechteckige Pfähle festgestellt werden. Das vollständige Umfließen konnte im Ergebnis der CPDI-Simulation ebenfalls eindeutig gezeigt werden (vergleiche Abbildung 4.18). Bei größeren Pfahlverschiebungen, im Allgemeinen ab  $0,5 d_D$  bzw.  $0,5 a_s$ , kam es im Ergebnis der numerischen Simulation zu einem teilweisen Zusammenfließen des bindigen Bodens hinter dem Pfahl. Zudem löste sich der Boden hinter dem Pfahl vollständig und es bildete sich ein Spalt bzw. Loch über die komplette Höhe des numerischen Modells (sowohl bei einem Tiefenniveau von z = 0 m als auch bei z = 0,175 m). Entsprechend der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  stellte sich sowohl in den experimentellen Versuchen als auch im Ergebnis der numerischen Simulation ein Hohlraum mit den Abmessungen von rd. 1  $d_D$  bzw. 1  $a_s$  hinter dem Pfahl ein (vergleiche Abbildung 4.18). Der Boden hinter dem Pfahl verschob sich dabei aufgrund der Spaltausbildung und den geringen aufnehmbaren Zugspannungen bindiger Böden in geringerem Maße als der aufgestaute Boden vor dem Einzelpfahl. Aufgrund der Spaltausbildung in Anströmrichtung hinter dem Pfahl kam es vornehmlich im direkt angeströmten Pfahlschaftbereich zu einer Normal- und Schubkraftübertragung.

In Abbildung 4.19 sind die totalen horizontalen Spannungen  $\sigma_x$  als Ergebnis der CPDI-Simulation eines runden Pfahls für die in Abbildung 4.18 entsprechend dargestellten Verformungszustände von 0,02 m bzw. 0,5  $d_D$  und 0,04 m bzw. 1  $d_D$  aufgeführt. Es ist dabei deutlich ersichtlich, dass mit zunehmender horizontaler Pfahlverschiebung die totalen horizontalen Spannungen  $\sigma_x$  im Staupunkt des Pfahl (vor dem Pfahl) zunehmen. Mit zunehmender Pfahlverschiebung nehmen die totalen horizontalen Spannungen  $\sigma_x$ hinter dem Pfahl von rd.  $\sigma_{initial, x} = 2 \ kN/m^2$  auf  $\sigma_x = 1 \ kN/m^2$  bei einer horizontalen Pfahlverschiebung von  $y_{Pfahl,x} = 1 \ d_D$  ab.

In Abbildung 4.20 sind die Ergebnisse der numerischen Simulation (FE-Methode und CPDI-Methode) den kleinmaßstäblichen Versuchsergebnissen von BAUER [14] für unterschiedliche Wassergehalte  $w_n$  bzw. charakteristische undrainierte Scherfestigkeiten  $c_{u,k}$  vergleichend gegenübergestellt. In der Abbildung sind jeweils die normierten resultierenden seitlichen Pfahlkräfte über den normierten horizontalen Pfahlverschiebungen aufgetragen. Bei den durchgeführten numerischen Simulationen wurde ein Reibungs-



Abbildung 4.18: Totale horizontale Verformungen  $u_x$  bei der CPDI-Simulation für einen runden Pfahl mit Durchmesser  $d_D = 0,04 m$  und einer Verschiebungsrandbedingung am Pfahl, ebener Berechnungsschnitt in einer Tiefe von 0,175 m: a)  $y_{Pfahl,x} = 0,5 d_D$ ; b)  $y_{Pfahl,x} = 1,0 d_D$ 



Abbildung 4.19: Totale horizontale Spannungen  $\sigma_x$  bei der CPDI-Simulation für einen runden Pfahl mit Durchmesser  $d_D = 0,04 m$  und einer Verschiebungsrandbedingung am Pfahl, ebener Berechnungsschnitt in einer Tiefe von 0,175 m: a)  $y_{Pfahl,x} = 0,5 d_D$ ; b)  $y_{Pfahl,x} = 1,0 d_D$ 



Abbildung 4.20: Untersuchungen zum Einfluss der Variation der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  bei einem Einzelpfahl mit Pfahldurchmesser  $d_D = 4 \ cm$  und einem Reibungskoeffizienten  $\mu = 0, 3$ 

#### koeffizient $\mu$ von 0, 3 angesetzt.

Der Pfahldurchmesser  $d_D$  der runden Einzelpfähle betrug bei allen Berechnungen entsprechend den experimentellen Versuchen 0,04 m. Augrund der gewählten stofflichen Formulierung bspw. ohne spannungsabhängige Steifigkeit und ratenabhängige undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  konnte der tendenzielle Verlauf der experimentell gemessenen Last-Verschiebungs-Kurven nur qualitativ angenähert werden. Dies gilt insbesondere für Verschiebungszustände, die deutlich größer als der Durchmesser  $d_D$  der Pfähle bzw. 0,04 m waren. Bis zu einer normierten horizontalen Pfahlverformung von rd. 0,6 zeigten die Berechnungen mit der CPDI-Methode als auch der FE-Methode vergleichbare Ergebnisse (siehe Abbildung 4.20). Größere Verformungen konnten mit der FE-Methode aufgrund des stark verzerrten Berechnungsnetzes nicht mehr aufgebracht werden (siehe auch Kapitel 4.3).

Im Ergebnis der numerischen Simulation und der gewählten stofflichen Formulierung

konnte mit zunehmender Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden kein zusätzlicher Seitendruck bzw. Fließdruck mehr mobilisiert werden. Ab einer normierten horizontalen Pfahlverschiebung von rd. 0,4 bis rd. 0,6 kann im Ergebnis der numerischen Simulation ein Grenzwert des resultierenden Seitendrucks p festgestellt werden. Bei den experimentellen Versuchen von Bauer konnte auch bei Verschiebungen, die größer als 1  $d_D$  waren noch eine Zunahme der seitlichen Beanspruchung auf den Einzelpfahl festgestellt werden. Bei der FE-Methode konnte im Gegenatz zur CPDI-Methode nicht die maximale Pfahlverschiebung ( $y_{Pfahl,x} = 1, 0 d_D$ ) aufgebracht werden, da dies zu einem stark verformten Berechnungsnetz bzw. einem Abbruch der Simulation führte.

Bei den Ergebnissen der CPDI-Simulation stellte sich wie bei den Ergebnissen mit einer variierenden undrainierten Kohäsion  $c_{u,k}$  aufgrund der gewählten stofflichen Beschreibung ein rechnerischer Grenzzustand ein, der bei den Ergebnissen der Modellversuche so nicht dokumentiert werden konnte. Dabei überschätzen die numerisch ermittelten resultierenden Pfählkräfte die versuchstechnisch gemessenen Werte. In Abbildung 4.21 sind die Ergebnisse für einen runden Pfahl mit  $d_D = 3 cm$  und einen quadratischen Pfahl mit der Kantenlänge  $a_s = 4 cm$  vergleichend gegenübergestellt. Bei den Messergebnissen der Modellversuche wurde festgestellt, dass die Modellversuche mit quadratischen und runden Querschnittsflächen ähnliche Versuchsergebnisse lieferten. Im Gegensatz hierzu konnten im Ergebnis der numerischen Simulation mit der CPDI-Methode festgestellt werden, dass ein rechteckiger Pfahl mit einer Kantenlänge  $a_s = d_D$  eine etwa um 15 bis 20% erhöhte Pfahlkraft aufweist, was zwar plausibel ist, in den Modellversuchen möglicherweise aber aufgrund der kleinen Pfahlabmessungen nicht gemessen werden konnte. Bei den durchgeführten numerischen Simulationen wurde jeweils ein Reibungskoeffizient  $\mu$  von 0, 3 gewählt.

Abbildung 4.22 liegen die Ergebnisse für eine raue und glatte Pfahloberfläche zugrunde. Die Versuche wurden an runden Pfählen mit einem Pfahldurchmesser von  $d_D = 0,03 m$  durchgeführt. Numerisch wurde die Rauheit der Pfähle mittels des Reibungs-



Abbildung 4.21: Untersuchungen zum Einfluss der Variation der Querschnittsform (rund mit Pfahldruchmesser  $d_D = 0,03 m$  und rechteckig mit Kantenlänge  $a_s = 0,03 m$ ) für einen Einzelpfahl mit Reibungskoeffizienten  $\mu = 0,3$ 



Abbildung 4.22: Untersuchungen zum Einfluss der Variation der Rauheit der Pfahloberfläche (rau und glatt) für einen runden Einzelpfahl

faktors  $\mu$  erfasst. Ein Reibungskoeffizient von  $\mu = 0,3$  entspricht dabei einer glatten Pfahloberfläche, wohingegen  $\mu = 1,0$  einer ideal rauen Pfahloberfläche entspricht. Die numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurven zeigen insbesondere im Anfangsbereich ein steiferes Verhalten als die etwas flacher verlaufenden experimentell ermittelten Kurven. Grundsätzlich liegt zwischen dem Modellversuch und dem numerischen Simulationsergebnis mit der CPDI-Methode ein vergleichbares Last-Verformungs-Verhalten vor, wobei die numerischen Ergebnisse die Ergebnisse der Modellversuche z.T. etwas überschätzen.

Im Folgenden wurde der Einfluss des Pfahldurchmessers  $d_D$  auf den resultierenden Seitendruck p untersucht. In Abbildung 4.23 sind hierbei die Ergebnisse der Untersuchungen für Pfähle mit einer runden Pfahlquerschnittsform dargestellt. Es wurden Pfähle mit einem Pfahldurchmesser  $d_D$  von 0,03 m und 0,04 m gewählt. Die numerischen Untersuchungen erfolgten dabei mit der CPDI-Methode.

Während bei den Modellversuchen keine eindeutige Abhängigkeit des Pfahldurchmessers auf den resultierenden Seitendruck festgestellt werden konnte, zeigen die nu-



--
$$\cancel{A}$$
-- Durchmesser d<sub>D</sub> = 0,03 m (c<sub>u,k</sub> = 2,4 kN/m<sup>2</sup>)

--- $\triangle$ ---- Durchmesser d<sub>D</sub> = 0,03 m (CPDI-Simulation)



merischen Ergebnisse bei zunehmend kleineren Pfahldurchmessern  $d_D$  zum einen ein weniger steifes Anfangsverhalten und zum anderen einen erhöhten Seitendruck bei größeren seitlichen Bodenverschiebungen bzw. Pfahlverschiebungen. Damit liegt ein nichtlineares Verhalten zwischen Pfahldurchmesser und Seitendruck vor. Dies ist plausibel und konnte bei den Modellversuchen möglicherweise aufgrund der kleinen Pfahlabmessungen nicht direkt gemessen werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass mit der CPDI-Methode die Nachrechnung der Versuchsergebnisse für einen Einzelpfahl unter Verwendung einer einfachen stofflichen MC-Materialformulierung für den bindigen Boden grundsätzlich in guter Übereinstimmung möglich ist. Mit der CPDI-Methode könnten darüber hinaus deutlich größere Realativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden simuliert werden, als in den kleinmaßstäblichen Modellversuchen erfasst wurden.

Die Ergebnisse mit der klassischen FE-Methode zeigten aufgrund der gleichen stofflichen Formulierung wie bei den Simulationen mit der CPDI-Methode grundsätzlich vergleichbare numerische Ergebnisse. Wenngleich bei der klassischen FE-Methode aus numerischen Gründen nur normierte horizontale Pfahlverschiebungen bis <br/>rd. 0,6 bis0,8aufgebracht werden konnten.
## 4.5.4 Simulation einer Pfahlquerreihe und einer Pfahllängsreihe

Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse von BAUER [14] wurden ausgewählte Versuche an Pfahlquerreihen und Pfahllängsreihen mit der in Kapitel 4.4 vorgestellten numerischen CPDI-Methode nachgerechnet. Wie bei den Einzelpfählen wurde dabei ein Mohr-Coulomb-Stoffmodell angewandt.

#### 4.5.4.1 Allgemeines

Die von BAUER [14] durchgeführten Versuche mit Pfahlgruppen bestehend aus 2 bis 3 Pfählen unterschiedlicher Anordnung zeigen, dass sich der Seitendruck eines Gruppenpfahls stets unterhalb eines Einzelpfahls befindet. Im Gegensatz zu den Versuchen von WENZ [145] wurden die Versuche nur bis zu einer deutlich geringeren normierten Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden ( $\delta/d_D = 1, 0$ ) durchgeführt. Erst eine weitere seitliche Bodenverschiebung gegen die Pfähle würde zu einem Anstieg der Seitendrucke auf einen Grenzwert wie bei den Versuchen von WENZ [145] führen. Die aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse zur Größe des Seitendrucks bei variierenden Verbauverhältnissen für eine Pfahlgruppe können daher grundsätzlich erst einmal nicht direkt mit den Ergebnissen von WENZ [145] verglichen werden und erfordern weitere Untersuchungen. In Kapitel 4.6 werden Untersuchungen zu größeren Pfahldurchmessern  $d_D$  und größeren Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden gezeigt.

#### 4.5.4.2 Diskretisierung/Randbedingungen

In Abbildung 4.24a ist die geometrische Anordnung der in BAUER [14] dokumentierten Pfahlquerreihen dargestellt. Es wurden Pfahlquerreihen mit 2 und 3 Pfählen untersucht. Die dabei untersuchten normierten Achsabstände  $a_q/d_D$  lagen zwischen 2 und 10. In Abbildung 4.24b wird die Pfahlanordnung für die Situation der untersuchten Pfahllängsreihen dargestellt. Die untersuchten Pfahllängsreihen bestanden aus maximal zwei hintereinander stehenden Pfählen mit normierten Plahlachsabständen  $a_L/d_D$  zwischen 2 und 10. Das Versuchsprogramm mit der Variation der Achsabstände in Querrichtung  $a_q$  und Längsrichtung  $a_L$  sowie die Messergebnisse und weitere Hinweise zum Versuch können BAUER [14] entnommen werden.

Die runden Pfähle hatten einen Pfahldurchmesser  $d_D$  von 0, 02 m und eine glatte Oberfläche mit einem Reibungskoeffizienten  $\mu = 0,3$ . Der natürliche Wassergehalt  $w_L$  des eingebauten Kaolin betrug in etwa 40% bei einer mittleren charakteristischen undrainierten Kohäsion  $c_{u,k} = 2,5 \ kN/m^2$ . Die Anströmgeschwindigkeit  $v_x$  des Bodens gegen die Pfähle bzw. die Geschwindigkeit  $v_x$  des horizontal verschobenen Kastens mit bindigem Boden betrug bei allen Versuchen einheitlich 0, 1 mm/min.

#### 4.5.4.3 Validierung der Berechnungsergebnisse

In Abbildung 4.25 sind die totalen horizontalen Verformungen  $u_x$  für eine Pfahlreihe bestehend aus 2 Pfählen mit variierenden normierten Achsabständen  $a_q/d_D$  dargestellt.



Abbildung 4.24: Geometrische Randbedingungen der numerischen Simulationsmodelle: a) für Pfahlquerreihen bestehend aus 2 bzw. 3 Pfählen mit einem Achsabstand  $a_q$ ; b Pfahllängsreihen bestehend aus 2 Pfählen mit einem Achsabstand  $a_L$ 

Abbildung 4.25a stellt dabei das totale horizontale Verschiebungsfeld für einen Achsabstand von 10  $d_D$  bei einer horizontalen Pfahlerschiebung von 0,02 m bzw. 1,0  $d_D$  dar. In Abbildung 4.25b sind der Ergebnisse für einen normierten Achsabstand von 2  $d_D$ für eine horizontale Pfahlverschiebung  $u_x$  von 0,02 m bzw. 1,0  $d_D$  dargetellt. Bei einem geringen Achsabstand (Abbildung 4.25b) kann dabei deutlich eine gegenseitige Beeinflussung der Pfähe festgestellt werden. Dabei kommt es zu einer Überschneidung der totalen Verschiebungsfelder des Bodens im Nahbereich der einzelnen Pfähle. Bei größer werdendem Achsabstand  $a_q$  der Pfähle in einer Pfahlquerreihe nimmt die gegenseitige Beeinflussung der Verschiebungsfelder der Pfähle deutlich ab (siehe Abbildung 4.25a).

Das Tragverhalten bzw. das Verschiebungsfeld von weit auseinander stehenden Pfählen  $(a_q/d_D > 10)$  entspricht in diesem Fall dem eines Einzelpfahls.

In Abbildung 4.26 sind die Ergebnisse der experimentellen und numerisch ermittelten normierten Kraft-Verschiebungs-Kurven für Pfahlquerreihen dargestellt. Die Berechnungen wurden jeweils mit 2 Pfählen und variierendem Achsabstand  $a_q$  durchgeführt. Vergleichend sind den Ergebnisse für Pfahlreihen mit jeweils 2 Pfählen die experimentellen Ergebnisse für einen Einzelpfahl gegenübergestellt. Messtechnisch wurde der normierte Seitendruck P aus den gemittelten Kraftaufzeichnungen beider Pfähle abgeleitet.

Es ist festzustellen, dass sich mit zunehmend engerem Pfahlabstand die normierten Kraft-Verformungs-Kurven eines Gruppenpfahls zunehmend unterhalb der eines Einzelpfahls befinden. Zudem liegt ein zunehmend weniger steifer Verlauf der gemessenen und numerisch ermittelten Last-Verformungs-Kurven vor. Ab einem Pfahlquerabstand  $a_q = 10 \ d_D$  liegen die normierten Last-Verschiebungs-Kurven des Gruppenpfahls und des Einzelpfahls nahezu übereinander, d. h. ab diesem Abstand verhält sich der Grup-



Abbildung 4.25: Totale Verformungen  $u_x$  (CPDI-Methode) für eine Pfahlquerreihe mit variierenden Achsabständen bei einer totalen Pfahlverschiebung von 0,02 m bzw.  $1,0 d_D$ : a) normierter Achsabstand  $a_q/d_D = 10 d_D$ ; b) normierter Achsabstand  $a_q/d_D = 2 d_D$ 



Abbildung 4.26: Untersuchungen zu Pfahlquerreihen und 2 Pfählen mit einem Pfahldurchmesser  $d_D = 0,02 m$  und einem Achsquerabstand von  $a_q/d_D = 2$ und  $a_q/d_D = 10$  und einem Reibungskoeffizienten  $\mu = 0,3$ 

penpfahl nahezu wie ein Einzelpfahl.

Wie bei den Einzelpfählen führte die gewählte stoffliche Formulierung zur Ausbildung eines rechnerischen Grenzzustandes, welcher bei den Versuchen bis zu der eingeprägten Bodenverschiebung von rd. 0,02 m bzw.  $1 d_D$  nicht festgestellt werden konnte. Ab einer Pfahlverschiebung  $y_{Pfahl,x}$  von >  $1,0 d_D$  weichen die experimentellen Versuchsergebnisse demnach von den Ergebnissen der numerischen Simulation mit der CPDI-Methode immer stärker ab. Zusammenfassend kann für die untersuchten Pfahlquerreihen bestehend aus jeweils zwei Pfählen festgehalten werden, dass grundsätzlich eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen Ergebnissen von BAUER [14] und der Numerik vorliegt.

In Abbildung 4.27 sind die Ergebnisse experimenteller und numerisch ermittelter normierter Kraft-Verschiebungs-Kurven dargestellt. Die Berechnungen wurden jeweils mit 3 Pfählen und einem normierten Achsabstand  $a_q/d_D = 2$  durchgeführt.

Abgebildet sind jeweils die Ergebnisse der innen stehenden Pfähle (Position b) als auch die der außen stehenden Pfähle (Position a). Vergleichend sind die experimentellen Ergebnisse für Pfahlreihen mit jeweils 2 Pfählen und für einen Einzelpfahl in Abbildung 4.27 grafisch dargestellt. Messtechnisch wurde die normierte Seitendruck p aus den gemittelten Kraftaufzeichnungen aller Pfähle abgeleitet.

Im Ergebnis der numerischen Untersuchungen mit der CPDI-Methode und der experimentellen Versuche von BAUER [14] kann festgestellt werden, dass mit zunehmend engerem Pfahlquerabstand  $a_q$  die normierten Kraft-Verschiebungs-Kurven eines Gruppen-



norm. horizontale Pfahlverschiebung  $y_{P_{fahl, x}}/d_{D}$  [-]

Einzelpfahl mit  $c_{uk} = 2,3 \text{ kN/m}^2$ 

 $\longrightarrow$  2 Pfähle  $a_q/d_D = 2$  mit  $c_{u,k} = 2.4$  kN/m<sup>2</sup>

 $-\boxtimes$  3 Pfähle  $a_q/d_p = 2$  (Position a) mit  $c_{u,k} = 2.4$  kN/m<sup>2</sup>

-- $\Box$ -- 3 Pfähle a<sub>0</sub>/d<sub>D</sub> = 2 (Position a) mit c<sub>u,k</sub> = 2,4 kN/m<sup>2</sup> (CPDI-Simulation)

 $- \underbrace{\times}_{q} 3 \text{ Pfähle } a_q/d_D = 2 \text{ (Position b) mit } c_{u,k} = 2,4 \text{ kN/m}^2$  $- - \underbrace{\sim}_{q} - 3 \text{ Pfähle } a_q/d_D = 2 \text{ (Position b) mit } c_{u,k} = 2,4 \text{ kN/m}^2 \text{ (CPDI-Simulation)}$ 

# Abbildung 4.27: Untersuchungen zu Pfahlquerreihen mit 3 runden Pfählen mit einem Pfahldurchmesser $d_D = 0,02 m$ , einem Achsquerabstand $a_L = 2 d_D$ und einem Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,3$

pfahls zunehmend unterhalb der eines Einzelpfahls liegen. Auf den Einzelpfahl wirkt aufgrund der sich überschneidenden Verschiebungsfelder daher ein geringere Lastanteil. Zudem liegt ein zunehmend weniger steifer Verlauf der Kraft-Verschiebungs-Kurve vor. Ab einem Pfahlquerabstand  $a_q > 10 d_D$  liegen die Verschiebungskurve des Gruppenpfahls und des Einzelpfahls nahezu übereinander, d. h. ab diesem Achsabstand in Querrichtung verhält sich der Gruppenpfahl nahezu identisch wie ein Einzelpfahl.

Bei den einzelnen Versuchen lagen vergleichbare Randbedingungen, insbesondere gleiche charakteristische gemittelte undrainierte Scherfestigkeiten  $c_{u,k}$ , vor.

Abbildung 4.28 zeigt die normierten Last-Verschiebungs-Kurven der Modellversuche an Pfahllängsreihen mit varriierenden Achsabständen  $a_L$  in Fließrichtung. Es wurden normierte Pfahllängsabstände  $a_L$  von 2,5 und 10 untersucht. Dabei wurden jeweils das Last-Verformungsverhalten des in Anströmrichtung vorne stehenden Pfahls (Position a) als auch des in Anströmrichtung hinten stehenden Pfahls (Position b) untersucht. In der Abbildung sind vergleichend die Ergebnisse für einen Einzelpfahl dargestellt.

Mit zunehmend in Fließrichtung enger hintereinander stehenden Pfählen ist i.A. eine Verringerung des Fließdrucks bzw. ein zunehmend weniger steifer Verlauf der experimentell und numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurven auf die einzelnen Pfähle festzustellen. Dabei erfährt der hinten stehende Pfahl zum einen eine zunehmende Abschirmwirkung durch den vorn stehenden Pfahl. Zum anderen kann sich der anströmende Boden auch auf den Einflussbereich des hinten stehenden Pfahls abstützen (Abbildung 4.27), was bei zunehmend enger hintereinander stehenden Pfählen eine Verringerung des Fließdrucks auf den vorn stehenden Pfahl zur Folge hat. Ab einem normierten Pfahllängsachsabstand von  $a_L = 10$  kann hinsichtlich des normierten Fließdrucks keine Gruppenwirkung mehr festgestellt werden (siehe Abbildung 4.28). Der Gruppenpfahl verhält sich demzufolge wie ein Einzelpfahl, wenngleich entsprechend den Versuchen von Bauer BAUER [14] eine geringe Gruppenwirkung in der Darstellung der Einflussbereichen noch vorliegt.

Grundsätzlich ist die CPDI-Methode in der Lage die großen Verformungen bis zu einer Relativverschiebung von  $1d_D$  abzubilden. Größere Bodenverformungen bzw. Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden könnten mit der numerischen CPDI-Methode auch gezeigt werden, aufgrund der einfachen stofflichen Formulierung hätte dies jedoch keine Auswirkung auf die ermittelten Grenzwerte der resultierenden Seitendruckbeanspruchung p.

Im folgenden Kapitel werden, aufbauend auf den bisherigen Untersuchungen (im Allgemeinen Pfahlverschiebung bis zu 1, 0  $d_D$ ), Simulationen mit Pfahlverschiebungen von >> 1, 0  $d_D$  durchgeführt. Es ist offensichtlich, dass die klassische FE-Methode für derartige Verschiebungszustände nicht mehr geeignet ist. Bei den Simulationen kommen die in Kapitel 4.3.2 vorgestellte CEL-Methode (Kapitel 4.3.2.1) und ALE-Methode (Kapitel 4.3.2.2) zur Anwendung. Zur Validierung der Ergebnisse der numerischen Simulation wurden die kleinmaßstäblichen Versuchsergebnisse von WENZ [145] herangezogen.



Abbildung 4.28: Untersuchungen zu Pfahllängsreihen mit 2 runden Pfählen mit einem Pfahldurchmesser  $d_D = 0,02 m$  mit varriierendem Achsabstand  $a_L$  und einem Reibungskoeffizienten von  $\mu = 0,3$ 

# 4.6 Weiterführende Untersuchungen

Bei den in Kapitel 2 vorgestellten Versuchen von WENZ [145] für senkrecht zur Bewegungsrichtung stehende Pfahlreihen mit unterschiedlichen Pfahlformen und Pfahlanordnungen bzw. Verbauverhältnissen wuchsen die Seitenkräfte auf den einzelnen Pfahl mit steigender seitlicher Belastung bis zu einem Grenzwert an und blieben dann, auch bei weiterer seitlicher Belastung, annähernd konstant. Eine weitere Laststeigerung bzw. seitliche Verschiebung des Bodens führte lediglich zu einer Verschiebung des Erdstoffs durch den Modellkasten. Für die untersuchten Verbauverhältnisse zwischen 0,05 (d.h. es ist nur ein Pfahl im Modellkasten) und 0,8 (d.h. es sind 16 Pfähle im Modellkasten) konnte generell ein Anstieg der auf den Einzelpfahl wirkenden Kraft mit größer werdendem Verbauverhältnis festgestellt werden (WENZ [145]).

Für zuverlässige Prognosen mit den zuvor vorgestellten numerischen Methoden ist eine Validierung der numerischen Simulationsmodelle notwendig. Die grundsätzliche Eignung der Methoden wurde u.a. durch die Nachrechnung eines in Kapitel 2 beschriebenen Modellversuchs für einen Einzelpfahl (WENZ [145]) untersucht. Der Pfahl wurde dabei u.a. mit einer konstanten Geschwindigkeit  $v_y$  in vertikaler Richtung in weichen bindigen Boden gedrückt. Dabei wurden die Verformung und Kräfte gemessen (siehe Abbildung 4.29).

Bei der Simulation des Versuchs wurde wie bei der Nachrechnung der Versuche von



Abbildung 4.29: Numerische Simulationsmodelle inklusive Randbedingungen: a) ALE-Simulationsmodell, b) CEL-Simulationsmodell, c) Ergebnis der CEL-Simulation



Abbildung 4.30: Vergleichende Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse von WENZ [145] für einen Einzelpfahl mit den Ergebnissen der numerischen Simulation (ALE-Methode und CEL-Methode)

BAUER [14] ein einfaches elastoplastisches Stoffgesetz verwendet. Beispielhaft sind in Abbildung 4.29c (rechts) die vertikalen totalen Spannungen  $\sigma_y$  bei der Simulation des Versuchs mit der CEL-Methode dargestellt.

In Abbildung 4.30 sind die Ergebnisse der ALE- und CEL-Berechnung den Ergebnissen des Versuchs gegenübergestellt. Bei beiden Berechnungen wurden dieselben stofflichen Parameter und Modellabmessungen zugrunde gelegt (siehe auch ASCHRAFI [5]).

Die Simulationen wurden mit einem Reibungskoeffizienten  $\mu$  von 0,3 (glatte Pfahloberfläche) durchgeführt. Die charakteristische undrainierte Kohäsion  $c_{u,k}$  wurde entsprechend WENZ [145] mit einem Wert von  $10 \ kN/m^2$  in den Berechnungen angesetzt.

Die numerischen Untersuchungen haben weiterhin gezeigt, dass mit den vorgestellten stofflichen als auch geometrischen Simulationsmethoden (ALE- und CEL-Methode) grundlegende Untersuchungen zu seitlich beanspruchten bzw. von Boden umflossenen Pfahlgründungen unter komplizierten Randbedingungen bzw. großen Bodenverformungen durchgeführt werden können (Abbildung 4.30).

# 4.7 Abschließende Bemerkungen

Der Vorteil der validierten numerischen Modelle liegt darin, dass Interaktions-Effekte zwischen Pfahl und Boden auch bei großen Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden untersucht werden können. Bei großen Relativverschiebungen  $\delta$  bzw. dem seitlichen Umfließen von Pfahlgründungen durch bindige Böden geringer Konsistenz sind höherwertige numerische Simulationsmethoden notwendig, die i.A. geometrische Nichtlinearitäten berücksichtigen können. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Berechnungen mit der klassischen FE-Methode derartige Problemstellungen nicht mehr abbilden können.

Im Rahmen der Untersuchungen konnte ebenfalls gezeigt werden, dass sich die numerischen Methoden zur Abbildung großer Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden bei einer seitlichen Bodenverschiebung eignen.

In gleicher Weise wurde aber auch deutlich, dass für eine realistische Abbildung der Problemstellung höherwertige Stoffansätze erforderlich sind (siehe hierzu Kapitel 5).

# Kapitel 5

# Weiterführende Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung

# 5.1 Allgemeines

Die physikalischen Eigenschaften werden in der klassischen Kontinuumsmechanik mit einer Bewegungsgleichung beschrieben. Zur Lösung stehen dabei bspw. Lagrange'scheoder gekoppelt Euler-Lagrange'sche (CEL) Methoden zur Verfügung (Kapitel 4). Die Materialeigenschaften werden mit unterschiedlichsten Ansätzen bspw. aus der Elastizität, Plastizität, Hypoplastizität etc. (siehe Kapitel 5.3) beschrieben.

Bei einer Betrachtungsweise unter strömungs- bzw. fluiddynamischer Ansätze reduziert sich die Bewegungsgleichung auf inkompressible bzw. kompressible Navier-Stokes Gleichungen. Die Eigenschaft des Fluids wird dabei über dessen Viskosität  $\eta$  beschrieben (bspw. MUNSON ET AL. [104]).

# 5.2 Strömungsmechanische Ansatz zur Fließdruckermittlung

WENZ [145] war einer der ersten, der fluidmechanische bzw. strömungsmechanische Ansätze zur Ermittlung des Fließdrucks auf Pfähle in bindigen Böden herangezogen hat (vergl. auch Kapitel 2.2). Der bindige (fließfähige) Boden wird dabei als annähernd inkompressibles (Dichte  $\rho$  = konstant) Fluid angenommen, das den Pfahl seitlich umströmt und dabei u.a. in Abhängigkeit von der Anströmgeschwindigkeit v und der Bodenviskosität  $\eta$  Anströmkräfte  $F_w$  bzw. einen dynamischen Staudruck  $q_{dyn}$  auf den Pfahl erzeugt.

Im Folgenden wird das mechanische Verhalten bindiger (fließfähiger) Böden u.a. mit rheologischen Kenngrößen wie bspw. der Bodenviskosität  $\eta$  beschrieben. Für die fluidmechanischen Betrachtungsweisen werden vereinfachend stationäre Strömungsrandbedingungen vorausgesetzt.

### 5.2.1 Allgemeines

Unter fluiddynamischen Gesichtspunkten ist die Einwirkung (Strömungskraft bzw. Staudruck) auf einen seitlich angeströmten bzw. umströmten Körper (bspw. Zylinder) maßgeblich von der Anströmgeschwindigkeit v und der sich dadurch einstellenden physikalischen Effekte bei der Umströmung, abhängig. Die physikalischen Effekte bei der Umströmung eines Zylinders können in Abhängigkeit von der Reynoldszahl *Re* bspw. für einen runden Zylinder nach BAUER [14] abgegrenzt werden.

Aufgrund der in der Bodenmechanik relevanten (relativ geringen) Strömungsgeschwindigkeiten bzw. Anströmgeschwindigkeiten v der Pfähle durch den Boden und der vergleichsweise hohen Bodenviskosität  $\eta$  kommen bei der vorliegenden Problemstellung vornehmlich Betrachtungsbereiche mit  $Re \rightarrow 0$ ) infrage.

Die Widerstandskraft  $F_w$  bzw. die Kraft auf einen umströmten Körper kann nach Gleichung 5.1 wie folgt berechnet werden:

 $F_w = c_w \cdot 0, 5 \cdot \rho \cdot v^2 \cdot A$  mit  $c_w = f(Re, \text{Form}, \text{Rauheit})$  (5.1)

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot d}{\eta} = \frac{\text{Trägheitskräfte}}{\text{Viskositätskräfte}}$$
(5.2)

Gleichung 5.1 basiert dabei auf einer vereinfachten Navier-Stokes-Gleichung (siehe auch GERSTEN & HERWIG [57]), die für stationäre Randbedingungen Gültigkeit besitzt. Bei der Berechnung der Kraft  $F_w$  auf den umströmten Körper ist  $c_w$  der Widerstandsbeiwert, der von der Bauteilform und deren Oberflächenrauigkeit abhängig ist. Der Widerstandswert  $c_w$  ist eine Funktion der Reynoldszahl Re ( $c_w = f(Re)$ ) und wird experimentell oder mit geeigneten numerischen Methoden ermittelt, siehe auch BAUER [14]. Rechteckige Körper weisen dabei grundsätzlich einen größeren  $c_w$ -Wert als runde Körper auf, was sich mit den durchgeführten numerischen Untersuchungen in Kapitel 4.4 belegen lässt. Die Definition der Reynoldszahl Re ist in Gleichung 5.2 gegeben. Die Kennziffer  $\rho$ beschreibt in Gleichung 5.1 die Dichte des Bodens und v die Geschwindigkeit des den Körper umströmenden bzw. anströmenden Fluids. Der Faktor A beschreibt die in Anströmrichtung projezierte Bauteilfläche, die sich bei einem runden Pfahl aus dem Pfahldurchmesser  $d_D$  und der Höhe  $h_w$  bzw. Länge des umströmten Körpers berechnet.

Aus der Dichte  $\rho$  und der Anströmgeschwindigkeit v des Fluids kann nach Gleichung 5.3 der dynamische (Anströmungs-)Staudruck  $q_{dyn}$  wie folgt ermittelt werden:

$$q_{dyn} = 0, 5 \cdot \rho \cdot v^2 \tag{5.3}$$

Durch Divison der Widerstandskraft  $F_w$  durch die projezierte und angeströmte Bauteilfläche A bzw. Multiplikation des Widerstandsbeiwerts  $c_w$  mit dem dynamischen Staudruck  $q_{dyn}$  ergibt sich nach Gleichung 5.4 eine Spannung in der Einheit  $kN/m^2$  bzw. der Fließdruck  $p_f$ .

$$p_f = \frac{F_w}{A} = c_w \cdot 0, 5 \cdot \rho \cdot v^2 = c_w \cdot q_{dyn}$$
(5.4)

Bei geringen Reynoldszahlen *Re* wird ein vollständiges Umließen der Körper vorausgesetzt, was in den numerischen Berechnungen (vergl. Kapitel 4.2) und den kleinmaßstäblichen Versuchen von BAUER [14] jedoch nicht festgestellt werden konnte, was vermutlich auf die Festigkeit des verwendeten Bodens zurückzuführen ist.

#### 5.2.2 Beschreibung des Bodens als nichtnewtonsches Fluid

In der Literatur existieren Ansätze, die bindigen (fließfähigen) Boden näherungsweise als Bingham-Fluid beschreiben (siehe bspw. WENZ [145]). Rheologisch gesehen tritt nach BAUER [14] bei derartigen Materialien ein viskoses Materialverhalten im Vergleich zu einem klassischen newtonschen Fluid erst ein, wenn eine kritische Schubspannung  $\tau_0$  (oftmals  $\tau_0 = c_{u,k}$ ) überschritten wurde. Unterhalb der kritischen Schubspannung  $\tau_0$  ist das Material rheologisch als Festkörper definiert (MUNSON ET AL. [104]), wobei überwiegend elastisches Verhalten auftritt, wesshalb das Material auch als viskoelastisches Fluid bezeichnet wird (GHEZZEHEI & OR [58], HAVEL [69]). Die Eigenschaften eines Bingham Fluids sind in Abbildung 5.1 grafisch in Anlehnung an MUNSON ET AL. [104] und BAUER [14] dargestellt.



Abbildung 5.1: Rheologische Abhängigkeiten eines Bingham-Fluids und eines strukturviskosen Fluids in Anlehnung an [104] und [14]: a) Einfluss der Scherdehnung  $\gamma$  auf  $\tau_0$ , b) Einfluss der Scherrate  $\dot{\gamma}$  auf  $\tau$ , c) Einfluss der Scherrate  $\dot{\gamma}$  auf die Viskosität  $\eta$ 

Bindige fließfähige Böden weisen aufgrund der verformungsabhängigen bzw. scherratenabhängigen Schubspannung  $\tau$  und der Viskosität  $\eta$  ein widerstandsbehaftetes Formänderungsverhalten auf, siehe BAUER [14]. Ein derartiges rheologisches Materialverhalten kann relativ zutreffend als nichtnewtonsches Fluid (vergl. Abbildung 5.1), auch als strukturviskoses bezeichnet, beschrieben werden (weiterführende Hinweise siehe auch LEINENKUGEL [87] und KRIEG [85]).

Die Viskosität  $\eta$  ist i.A. ratenabhängig und nimmt dabei mit abnehmendem natürlichem Wassergehalt  $w_n$  bzw. zunehmender charakteristischer undrainierter Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  zu (GUDEHUS & LEINENKUGEL [65]).

Eine ausführliche Zusammenstellung von in der Literatur dokumentierten Viskositäten in Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt  $w_n$ , der Scherrate  $\gamma$  und der Schubspannung  $\tau$  finden sich in BAUER [14]. Für die unterschiedlichen Böden sind dabei große Streubreiten festgestellt worden.

## 5.2.3 Strömungsmechanische Analogien für einen Einzelpfahl

Im Folgenden werden wesentliche parameterabhängige Tendenzen zur Entwicklung des Seitendrucks p aus der Literatur und den durchgeführten numerischen Berechnungen den Ergebnissen des strömungsmechanischen Spannungsansatzes mit der Spannungskomponente  $p_f$  vergleichend gegenübergestellt, siehe hierzu auch BAUER [14].

Eine Erhöhung der charakteristischen undrainierten Kohäsion  $c_{u,k}$  wirkt sich nach bodenmechanischen Erkenntissen aus der Literatur und den in Kapitel 4 durchgeführten numerischen Simulationen in einer Vergrößerung des Seitendrucks p aus. Unter strömungsmechanischen Gesichtspunkten nimmt die Spannung  $p_f$  nach BAUER [14] mit einer größer werdenden Viskosität  $\eta$  zu. Ein Anstieg der Viskosität ist dabei mit einer Verringerung der Reynoldszahl Re verbunden, die wiederum zu einem größeren  $c_w$ -Wert führt (siehe auch BAUER [14]).

Des Weiteren haben numerische und experimentelle Untersuchungen gezeigt, dass die Pfahlquerschnittsform sich bei bodenmechanischen Betrachtungsweisen auf den Seitendruck p auswirkt. Auf Pfähle mit einer rechteckigen Pfahlquerschnittsfläche mit der Kantenlänge ( $a_s = d_D$ ) wirkt demnach ein größerer Seitendruck p als auf einen entsprechenden runden Pfahl mit Durchmesser  $d_D$  (siehe auch Kapitel 4). Beim fluidmechanischen Ansatz ist nach BAUER [14] die einwirkende Spannung  $p_s$  abhängig vom  $c_w$ -Wert, welcher für einen Pfahl mit rechteckiger Querschnittsflächer i.A. größer ist ( $c_w$  rd. 2,0) als für einen runden Pfahl ( $c_w$  rd. 1,0 – 1,2 für laminare Strömung).

Bei einer Erhöhung der Oberflächenrauigkeit (bzw. Reibungskoeffizient  $\mu$ , siehe u.a. auch Kapitel 4.2) ergeben sich mit bodenmechanischen Ansätzen/Erkenntnissen bei größer werdendem Reibungskoeffizienten  $\mu$  größere Seitendücke p. Oberflächenrauigkeiten können bei strömungsmechanischen Betrachtungsweisen jedoch nicht berücksichtigt werden, vgl. BAUER [14].

Sofern die Anströmgeschwindigkeit v des Bodens gegen die Pfähle erhöht wird, ergibt sich sowohl unter Berücksichtigung der bodenemechanischen als auch der strömungsmechanischen Betrachtungsweise eine Vergrößerung des rechnerischen Seitendrucks p bzw. der Spannung  $p_f$ .

In der Numerik und den in der Literatur festgestellen Effekten zur Seitendruckbeanspruchung können für die erläuterten Parametereinflüsse mit strömungsmechanischen Ansätzen meistens qualitativ richtig erfasst werden. Analogiebetrachtungen zwischen der Bodenmechanik und der Fluidmechanik sind für die vorliegende Problemstellung daher i.A. zulässig.

# 5.3 Stoffgesetze Bodenmechanik

Bei großen (volumenkonstanten) Kriechverformungen können bspw. plastische- oder viskoplastische Verformungen eintreten. Elastische Formänderungen spielen bei großen Bodenverformungen bzw. Massenströmen nur eine untergeordnete Rolle.

In der Literatur sind viele Stoffmodelle für bindige Böden aufgeführt, die hauptsächlich auf den Grundlagen der Elastoplastizität oder Viskoplastizität beruhen (siehe z.B. ADACHI & OKA [1], BORJA [19], DAFALIAS [39], LEONI ET AL. [88], KUTTER & SATHIA-LINGAM [86]). Einige Modelle berücksichtigen dabei bspw. nur die anisotropen Materialeigenschaften (bspw. BANERJEE ET AL. [11], DAFALIAS [39]). Andere Modelle hingegen berücksichtigen nur viskose Materialeigenschaften (BORJA [19]).

Entsprechend der zu untersuchenden Problemstellung spielt die Wahl eines geeigneten Stoffmodells bei der numerischen Simulation eine entscheidende Rolle.

# 5.3.1 Überblick

In der Literatur existieren viele unterschiedliche Stoffmodelle zur Beschreibung des komplexen Bodenverhaltens, die sich in ihrer mathematischen Formulierung z.T. stark voneinander unterscheiden. In Tabelle 5.1 wird eine Zusammenstellung von einigen in der Ingenieurpraxis (mehr oder weniger) gängigen Stoffmodellen zur Beschreibung des Materialverhaltens von weichen bindigen Böden gegeben. Dabei werden Angaben zur grundsätzlichen Eignung der Stoffmodelle für die im Folgenden aufgeführten bodenphysikalischen Phänomene gemacht (BAUER [14] und SCHANZ [126]):

- 1. Spannungsabhängige Steifigkeit bei Erstbelastung
- 2. Volumenänderung (Dilatanz/Kontraktanz) und isotrope Verfestigung
- 3. Steifigkeit bei kleinen Dehnungen
- 4. zeitabhängiges viskoses Materialverhalten
- 5. totale Spannungsanalyse mit undrainierten Scherparametern
- 6. anisotrope Bodeneigenschaften

Für Problemstellungen, bei denen die undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  bekannt ist, eignet sich grundsätzlich das einfache und weit verbreitete Mohr-Coulomb-Stoffmodell (siehe bspw. vereinfachte Annahmen für Berechnungen aus Kapitel 4). Bei Problemstellungen, bei welchen viskose (ratenabhängige) Materialeigenschaften eine maßgebende Rolle spielen, eignen sich insbesondere das hypoplastische (HPM) Materialmodell nach MASIN [93] oder das viskohypoplastische (VHP) Modell nach NIEMUNIS [108]. Das anisotrop viskohypoplastische (AVHP) Modell berücksichtigt darüber hinaus noch die Anisotropie des Bodens, welche bei den anderen hypoplastischen Modellen mit ihrer isotropen Formulierung grundsätzlich nicht berücksichtigt werden kann.

Für die weiterführenden Untersuchungen wird das AVHP-Stoffmodell gewählt und im nachfolgenden Kapitel 5.3.2 näher erläutert.

Stoffmodell	1	2	3	4	5	6	Bruchkriterium	
Elastisch-idealplastisch								
Mohr-Coulomb (MS)	-	-	-	-	x	-	Mohr-Coulomb (MC)	
Elastoplastisch								
Hardening Soil (HS)	x	x	-	-	x	-	Mohr-Coulomb (MC)	
Hardening Soil Small (HSS)	x	x	x	-	x	-	Mohr-Coulomb (MC)	
Soft Soil Creep (SSC)	x	x	-	x	-	-	Mohr-Coulomb (MC)	
S-Clay1 (SC1)	x	x	-	-	-	x	Drucker-Prager (DP)	
Hypoplastizität								
nach Masin (HPM)	x	x	х	-	-	-	Matsuoka/Nakai (MN)	
nach Niemunis (VHP)	x	x	х	x	-	-	Matsuoka/Nakai (MN)	
nach Grandas Tavera (AVHP)	x	x	-	x	-	x	Matsuoka/Nakai (MN)	

Tabelle 5.1: Übersicht über Stoffmodelle für bindige Böden und deren Einteilung in Stoffmodell-Klassen in Anlehnung an BAUER [14] und SCHANZ [126]

Hinweise:

x : Berücksichtigung ja;

-: Berücksichtigung nein.

## 5.3.2 Anisotropes viskohypoplatisches Materialmodell

Das hypoplastische Materialmodell wurde in den 1970er Jahren in Karlsruhe entwickelt und war originär für rollige Böden gedacht. In den 1990er Jahren wurde es für Ton erweitert und später in den 2000er Jahren von NIEMUNIS [110] um eine Fließfläche ähnlich dem MCC erweitert. Das von NIEMUNIS [109] entwickelte viskohypoplastische Materialmodell berücksichtigt Kriechen, Relaxation und die Ratenabhängigkeit. Es kam bei bisher bei vielen geotechnischen Probemstellungen erfolgreich zur Anwendung. Das Materialmodell berücksichtigt jedoch nicht die anisotropen Bodeneigenschaften, die bei weichen bindigen Böden einen nicht unerheblichen Einfluss auf die undrainierte Bodensteifigkeit und somit letzendlich die Seitendruckbeanspruchung haben können. Das viskohypoplastische Stoffmodell wurde daraufhin im Jahr 2013 von GRANDAS TAVE-RA [61] dahingegen erweitert, dass es auch anisotrope Bodeneigenschaften berücksichtigen kann.

#### 5.3.2.1 Grundlagen

Die Tatsache, dass die charakteristische undrainierte Kohäsion  $c_{u,k}$  bei triaxialer Kompression sehr viel größer als für eine trixiale Extension ist, kann nicht durch die unter-

schiedlichen Neigungen der Critical State Lines  $M_c$  und  $M_E$  (siehe Gleichung 5.5) erklärt werden (GRANDAS TAVERA [61]).

$$M_c = \frac{6\sin\phi_c}{3-\sin\phi_c} \qquad bzw. \qquad M_E = \frac{6\sin\phi_c}{3-\sin\phi_c} \tag{5.5}$$

In Gleichung 5.6 beschreibt  $\phi_c$  den kritischen Reibungswinkel des Bodens. Die Hauptgleichung des anisotrop viskohypoplastischen (AVHP) Stoffmodells lässt sich in seiner ratenabhängigen Form wie folgt angeben (GRANDAS TAVERA [61]):

$$\dot{T} = L : (D - D^{vis} - D^{HP})$$
(5.6)

wobei T der ratenabhängige Spannungstensor ist und L ein Tensor 4. Ordnung beschreibt. Die Kriechintensität des Kriech-Tensors  $D^{vis}$  ist dabei in Analogie zu Norton's creep power law (NORTON [112]) beschrieben. Irreversieble zeitabhängige Verformungen werden in  $D^{vis}$  erfasst. Der hypoplastische Dehnungsanteil  $D^{HP}$  ist von der Größe der Verformung abhängig, während der zuvor genannte viskose Anteil  $D^{vis}$  von der Zeit t abhängig ist.

Entgegen der bekannten elliptischen Form der Fließfläche beim Modified Cam Clay (MCC) Stoffmodell entspricht die Form beim AVHP-Stoffmodell einer gedrehten Ellipse, die nicht auf der hydrostatischen Achse liegt (siehe Abbildung 5.2). Erste Erkenntnisse zu diesem Sachverhalt konnten bereits in den frühen 70er Jahren experimentell festgestellt werden (GRANDAS TAVERA [61]).

Die Berücksichtigung der Dehnungen bei kleinen Verformungen, in der Literatur auch als "intergranular strain" bekannt (NIEMUNIS & HERLE [110]), wurde bei der vorliegenden mathematischen Beschreibung des AVHP-Modells nicht berücksichtigt, wobei dieser Effekt bei der vorliegenden Problemstellung mit den z.T. großen Verformungen



Abbildung 5.2: Fließfläche beim visko hypoplastischen Materialmodell [61]: a) Gedrehte Ellipse, b) Ellipse auf hydrostatischer Hauptachse ohnehin keine maßgebende Rolle spielt.

Das viskohypoplastische (VHP) Stoffmodell wurde originär von NIEMUNIS [109] in einer "user's material subroutine" (UMAT) für das FE-Programmpaket ABAQUS/STAN-DARD [131] geschrieben. Dabei wurde ein implizites Zeitintegrationsschema für die Lösung der Gleichungen implementiert.

Die undrainierten Berechnungen wurden mit Verformungs-Elementen (programmintern C3D8 genannt) durchgeführt. Von ABAQUS/STANDARD werden die Gleichungen mit totalen Spannungen  $T^{tot}$  gelöst. Die UMAT beschreibt dabei das Materialverhalten des Boden-Wasser-Gemisches. Von ABAQUS/Standard werden die totalen Spannungen  $T_n^{tot}$  (siehe Gleichung 5.7) an die UMAT übergeben.

$$T_n = T_n^{tot} - u_n \tag{5.7}$$

Die effektiven Spannungen  $T_{n+1}$  am Ende der Belastungsinkrements (nach dem Zeitschritt  $\Delta t$ ) werden aus der konstitutiven Beziehung für das Korngerüst berechnet.

Der in Gleichung 5.8 aufgeführte Porenwasserdruck  $u_n$  wird dabei als State-Variable behandelt. Die Änderung des Porenwasserdrucks kann über die in Gleichung 5.9 aufgeführte Beziehung ermittelt werden

$$\dot{u}_n = \frac{K_w}{n} \cdot \dot{\epsilon}_v \tag{5.8}$$

wobei  $K_w$  der Kompressionmodul des Wassers ist (üblicherweise entspricht bei Wasser  $K_w = 2 GN/m^2$ ) und *n* die Porosität des Bodens beschreibt. Ein Kompressionsmodel  $K_w = 0 GN/m^2$  entspricht dabei einer drainierten Randbedingung, wohingegen ein  $K_w > 0 GN/m^2$  einer undrainierten Randbedingung entspricht.

Für die volumetrische Änderung  $\dot{\epsilon}_v$  gilt bei undrainierten Berechnungen annähernd:

$$\dot{\epsilon}_v \approx 0$$
 (5.9)

Dies wird bei numerischen Berechnungen über eine Querdehnzahl  $v_u$  von 0,5 bzw. 0,495 erreicht. Der Porenwasserduck u wird am Ende des Berechnungsinkrements zu den effektiven Spannungen addiert, woraus sich die totalen Spannungen ergeben (siehe bspw. auch GRANDAS TAVERA [61]).

#### 5.3.2.2 Vergleich mit Versuchsergebnissen

Zur Validierung des Materialmodells wurden von GRANDAS TAVERA [61] Laborversuche an Kaolin durchgeführt. Die entsprechenden Stoffparameter des Kaolin für das AVHP-Stoffmodell sind in Kapitel 5.4.3 aufgeführt.

In Abbildung 5.3 sind die experimentell ermittelten Spannungspfade und Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eines undrainierten Scherversuchs den numerisch ermittelten Kurven vergleichend gegenüber gestellt. Der anisotrope viskohypoplastische Stoffansatz gibt dabei die Versuchsergebnisse besser wieder als das klassische isotrope Stoffmodell ohne Berücksichtigung anisotroper Bodeneigenschaften [61].



Abbildung 5.3: Vergleich der berechneten und gemessenen Ergebnisse für undrainierte Schubkompression und Schubextension nach einer K<sub>0</sub> -Konsolidierung in Anlehnung an GRANDAS TAVERA [61]: a) Spannungspfade,
 b) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen



Abbildung 5.4: Vergleich der berechneten und gemessenen Ergebnisse der Relaxations-Spannung  $\sigma_1$  nach einer  $K_0$  -Konsolidierung (GRANDAS TAVERA [61]): a) Spannungs-Zeit-Beziehung, b) zeitliche Vergößerung der Relaxations-Phasen A, B und C

Die in Abbildung 5.4 dargestellten Ergebnisse zeigen des Weiteren die gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen bei zeitabhängigen Relaxations-Versuchen. In den dargestellten Punkten A, B und C betrugen die Verformungenskomponenten an der Probe konstant ( $u_1 = u_2 = u_3 = 0 m$ ). Dabei wurden die einzelnen zeitabhängigen Spannungskomponenten aufgezeichnet.

Eine vollumfängliche matematische Beschreibung des anisotropen viskohypoplastischen (AVHP) Stoffmodells wird in der Arbeit von GRANDAS TAVERA [61] gegeben.

# 5.4 Beispiele zur Seitendruckbeanspruchung

Im Folgenden werden aufbauend auf den Untersuchungen in Kapitel 4 die Einflüsse bestimmter Randbedingungen wie bspw. Anströmgeschwindigkeit v oder initialer Spannungszustand  $\sigma_0$  auf die Seitendruckentwicklung untersucht.

Bei den Untersuchungen wurde das zuvor vorgestellte AVHP-Modell und das Programmpaket ABAQUS/STANDARD [131] verwendet. Auf der Grundlage der Untersuchungen von Kapitel 4 hat sich gezeigt, dass für die Untersuchungen die klassische Lagrangesche FE-Methode für moderate Verformungen ( $\delta < 0, 4 d_D bzw. 0, 4 a_s$ ) ausreichend ist. Numerische Berechnungen mit höherwertigen Simulationsmethoden in Verbindung mit einem komplexen ratenabhängigen (ggfs. nicht paralellisierten) Stoffmodell würden zudem große Berechnungszeiten mit sich bringen.

## 5.4.1 Allgemeines

In den folgenden Abschnitten traten i.W. nur moderate horizontale Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen dem Pfahl und dem seitlich verschobenen Boden ein (bis etwa 40% des Pfahldurchmessers  $d_D$ ), weshalb die Untersuchungen mit der klassischen Lagrangeschen FE-Methode durchgeführt wurden. Zur Simulation von großen Verformungen ( $\delta > 0, 4 d_D$ ) siehe Kapitel 4. Bei allen Berechnungen stellt sich nahezu ein vollständiger Grenzzustand ein, d.h. bei weiteren Bodenverschiebungen u ist nur mit einer geringen Zunahme der Seitendruckbeanspruchung p zu rechnen. Der Boden konnte sich aufgrund der gewählten Kontaktformulierung vom Pfahl trennen und eine Spalte ausbilden (vergl. Kapitel 4). ELLIS & SPRINGMAN [49] haben gezeigt, dass sich eine Spalte nur für niedrige Überlagerungsdrücke und große Relativverschiebungen  $\delta$  zwischen dem Pfahl und dem Boden einstellt.

Die wesentlichen Ziele der nachfolgenden Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung auf Einzelpfähle, Pfahlreihen und Pfahlgruppen bei horizontaler Bodenverschiebung unter Verwendung des AVHP-Modells sind u.a:

- Untersuchung des Einflusses wie z.B. der Fließgeschwindigkeit bzw. Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen einen Einzelpfahl (siehe Kap. 5.4.4)
- Grundsätzliche Klärung der seitlichen Beanspruchng eines Einzelpfahls im Vergleich zum Pfahl in der Reihe oder Gruppe
- Ableitung von Pfahlgruppenfaktoren  $\eta$  (siehe Kapitel 5.4.6)

In Abbildung 5.5 sind die grundsätzlichen geometrischen Bezeichnungen und Randbedingungen der im Folgenden verwendeten dreidimensionalen Pfahlscheibe dargestellt. Beispielhaft ist die Geometrie für eine quer zur Anströmrichtung ausgerichteten Pfahlquerreihe aufgeführt.





#### 5.4.2 Randbedingungen

Die in Abbildung 5.5 dargestellte 3D-Pfahlscheibe hat eine Dicke bzw. Höhe h von 1, 0 m. Der initiale Spannungszustand  $\sigma_0$  wurde in den Berechnungen entsprechend der Tiefe z der Scheibe unter der Geländeoberkante (GOK) berücksichtigt. Die Modellabmessungen in x-Richtung betrugen insgesamt 41 m. Durch den gewählten Abstand in x - Richtung konnte eine Beeinflussung durch den Modellrand unterbunden werden. Die Modellbreite variierte in y - Richtung zwischen  $1, 25 d_D$  (Pfahlquerreihe) und  $5, 0 d_D$  (Einzelpfahl)

Das numerische FE-Modell bestand entsprechend der Modellbreite aus rd. 40.000 - 70.000 8-knotigen Elementen (C3D8) mit trilinearer Interpolation der Verschiebungen. Die geometrische Nichtlinearität wurde über einen Hughes-Winget Algorithmus berücksichtigt (DASSAULT SYSTÉMS [131]).

Aus Symmetriegründen wurde nur das halbe Berechnungsmodell numerisch abgebildet. In z-Richtung waren keine Verformungen zulässig. Am linken (x = -20, 5 m) und rechten Modellrand (x = +20, 5 m) wurde der Boden bzw. die Pfahlscheibe mit einer konstanten Verschiebungsgeschwindigkeit  $v_x$  verschoben. Eine mögliche Verschiebung bzw. Rotation eines einzelnen Pfahls bzw. von mehreren Pfählen in einer Pfahlreihe war numerisch nicht möglich ( $u_x = u_y = u_z = \phi_x = \phi_y = \phi_z = 0$ ).



Abbildung 5.6: Geometrische Randbedingungen und FE-Netz der 1,0 m dicken Bodenscheibe für eine Pfahlreihe mit n runden Pfählen und einer aufgebrachten Bodenverschiebung  $u_x$  bzw. Geschwindigkeit  $v_x$  am linken und rechten Modellrand: a) Draufsicht; b) Seitenansicht

#### 5.4.3 Materialparameter

Zur Berücksichtigung der viskosen und insbesondere anisotropen Eigenschaften weicher bindiger Böden wurden im FE-Modell die in Tabelle 5.2 aufgeführten Materialparameter für das anisotrope viskohypoplastische (AVHP) Stoffgesetz verwendet.

Der Materialparametersatz wurde für einem Kaolin ermittelt. Das Stoffmodell wurde an Laborversuchen validiert (siehe auch Kapitel 5.3.2.2). Der Kaolin besaß einen natürlichen Wassegehalt von  $w_L = 48\%$ , einen Wassergehalt an der Ausrollgrenze  $w_P = 18\%$ und einen Tongehalt von 59% (TOPOLNICKI [140]).

Die in Tabelle 5.2 angegebenen Kenngrößen und Materialparameter für den Kaolin wurden mit Indexversuchen gemessen und teilweise numerisch kalibriert. Dabei stellt  $e_{100}$  die Porenzahl bei einem Referenzdruck  $p' = 100 \ kN/m^2$  dar,  $\lambda$  = Kompressionsindex,  $\kappa$  = Schwellindex,  $I_v$  = Leinenkugelt's Viskositätsindex,  $D_r$  = Referenzdehnungsrate und  $\phi_c$  = kritischer Reibungswinkel. Die Faktoren  $C_1 - C_3$  sind dabei numerisch kalibrierte Kenngrößen (GRANDAS TAVERA [61]).

e <sub>100</sub>	λ	κ	$I_v$	$D_r$	$\phi_c$	$C_1$	$C_2$	$C_3$
[-]	[-]	[-]	[-]	$[s^{-1}]$	[°]	[-]	[-]	[-]
0,94	0,09	0,025	0,031	1,3x10-6	20	0,1	500	0,62

Tabelle 5.2: Materialparameter für das anisotrope viskohypolastische Materialmodell nach Grandas Tavera [1] für einen Kaolin [29]

Die einzelnen Stoffparameter des anisotropen viscohypoplastischen (AVHP) Stoffmodells können wie folgt ermittelt werden (siehe auch GRANDAS TAVERA [61]):

- $e_{100}$  = Porenzahl bei einem Referenzdruck  $p' = 100 \ kN/m^2$ , beschreibt die ödometrische Kompressionskurve für die Referenzdehnungsrate  $D_r$
- $\lambda$  = Kompressionsindex und  $\kappa$  = Schwellindex entsprechen der Steigung der Versuchsspur bei ödometrischer Erstbelastung bzw. Ent-/Wiederbelastung,
- *I<sub>v</sub>* = Leinenkugel's Viskositätsindex, der aus CU-Versuchen mit sprunghafter Änderung der Dehnungsrate ermittelt wird, ggfs. über Schätzung,
- $D_r$  = Referenzdehnungsrate, welche die Beziehung zur Versuchs- bzw. Lastgeschwindigkeit der Laborversuche beschreibt,
- $\phi_c$  = kritischer Reibungswinkel, ermittelt aus Scherversuchen,
- $C_1, C_2$  und  $C_3$  = numerisch kalibrierte Faktoren.

Aufgrund der Ratenabhängigkeit des Stoffmodells variierte die charakteristische undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  mit der Zeit t. Ein Faktor 10 in der Dehnungsrate kann demnach mit einer Veränderung der undrainierten Scherfestigkeit von 10% einhergehen.

Die Pähle wurden im Folgenden mit einem linear-elastischen Materialansatz beschrieben. Der Elastizitätsmodul des Pfahls wurde zu  $30.000 MN/m^2$  gewählt. Die Querdehnzahl  $\nu$  beträgt bei allen nachfolgenden Simulationen 0, 2.

## 5.4.4 Untersuchungen an einem Einzelpfahl

Für die im Folgenden aufgeführten Untersuchungen zum Seitendruck auf einen Einzelpfahl wurde das zuvor vorgestellte Scheibenmodell mit einer Dicke von 1,0 m verwendet. Der untersuchte Einzelpfahl war dabei vollständig von dem seitlich verschobenen bindigen Boden umgeben.

Im Einzelnen wurden folgende Einflüsse/physikalischen Effekte bei einer Seitendruckbeanspruchung in den durchgeführten numerischen Simulationen untersucht:

Entwicklung der Porenwasserüberdrücke <br/>  $\Delta u$  ,

- Einfluss der Pfahlrauhigkeit bzw. des Reibungskoeffizienten  $\mu$ ,
- Einfluss des initialen Spannungszustandes bzw. der Überlagerungsspannung  $\sigma_z$ ,
- Einfluss der Fließgeschwindigkeit  $v_x$  des bindigen Bodens gegen die Pfähle,
- Einfluss der Pfahlquerschnittsform (rund und eckig).

Bei den Berechungen wurde eine vertikale Spannung  $\sigma_z$  bzw. die Überlagerungsspannung aus dem Eigengewicht des Bodens über der Scheibe auf die Oberfläche (Oberkante des Scheibenmodells) angesetzt. Es wurde angenommen, dass der bindige Boden vollgesättigt ist und ein undraniertes Materialverhalten aufweist. Zur Beschreibung des undrainierten Materialverhaltens wurde ein Kompressionsmodul  $K_w$  des Wassers von  $2 GN/m^2$  gewählt.

Zur Abbildung von viskosen Effekten und anisotropen Materialeigenschaften des bindigen Bodens im FE-Modell wurde das in Kapitel 5.3.2 vorgestellte anisotrope viskohypoplastische Materialmodell von GRANDAS TAVERA [61] verwendet.

Es wurde ein Überkonsolidationsverhältnis von OCR = 1, d.h. einem normalkonsolidierten Ton, gewählt. Bei allen Berechnungen wurde ein initialer  $K_0$ -Spannungszustand angenommen.

#### 5.4.4.1 Einfluss der Querschnittsform und Pfahlrauhigkeit

In der Praxis kommen vornehmlich Pfähle mit quadratischer oder kreisförmiger Pfahlquerschnittsfläche zur Anwendung. Entsprechend den gängigen fluiddynamischen Ansätzen ergibt sich für runde Pfähle im Vergleich zu Pfählen mit einer rechteckigen Pfahlquerschnittsfläche ein geringerer Seitendruck p. Dies wurde durch die experimentellen Ergebnisse von WENZ [145] bestätigt, wo für einen quadratischen Modellpfahl mit der Kantenlänge von  $a_s = 0, 1 m$  eine größere Kraft (rd. 25%) für die gleiche Relativverschiebung  $\delta$  zwischen dem Pfahl und dem Boden angewendet werden musste, als für einen runden Pfahl mit einem Pfahldurchmesser von  $d_D = 0, 1 m$ . Die 1g-Modellversuche von BAUER [14] zeigen dagegen keinen signifikanten Unterschied zwischen den Modellpfählen mit einer runden bzw. quadratischen Querschnittsfläche (siehe auch Kapitel 2), was vermutlich mit den sehr kleinen Abmessungen der verwendeten Pfähle (2 – 4 *cm*) verbunden ist.

In Abbildung 5.7 sind die totalen horizontalen Spannungen  $\sigma_x$  und Porenwasserdrücke u für einen Einzelpfahl mit runder und rechteckiger Pfahlquerschnittsfläche dargestellt. In den dargestellten Berechnungsauschnitten sind in Abbildung 5.7a die Ergebnisse für einen Pfahl mit einer runden und in Abbildung 5.7b die Ergebnisse für einen Pfahl mit einer rechteckigen Pfahlquerschnittsfläche abgebildet. Der Pfahldurchmesser  $d_D$  (siehe Abbildung 5.7a) bzw. die Kantenlänge  $a_s$  (siehe Abbildung 5.7b) der Einzelpfähle beträgt jeweils 1, 0 m. Bei beiden Berechnungen wurden ansonsten dieselben geometrischen und numerischen Randbedingungen zugrunde gelegt.

b) rechteckige Pfahlquerschnittsfläche



a) runde Pfahlquerschnittsfläche

Abbildung 5.7: Berechnungsergebnis an einem 3D-Scheibenmodell eines Einzelpfahls (Ausschnitt mit Frontansicht, Betrachtungswinkel 45<sup>0</sup>) im Endzustand mit  $u_x = 0, 2 m$  (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min$ ,  $\mu = 0, 5$ ; Tiefe z = 1, 0 m,  $d_D$  bzw.  $a_s = 1, 0 m$ ): a) runde Pfahlquerschnittfläche; b) rechteckige Pfahlquerschnittsfläche, siehe auch ASCHRAFI ET AL. [7]

Am Ende der entsprechenden Simulationen bzw. bei einer aufgebrachten Bodenverschiebung von 0, 2 m waren hinter dem Pfahl (Punkt b) die totalen horizontalen Spannungen  $\sigma_x$  stets negativ. Es kam folglich selbst hinter dem Pfahl in Punkt b (in Abströmrichtung) zu keiner Ablösung des bindigen Bodens vom Pfahl bzw. einer Spaltausbildung. Dieser Effekt konnte auch bei allen weiteren Berechnungen festgestellt werden, selbst bei geringen Überlagerungsspannungen. Es konnte somit bei den Berechnungen immer ein vollständiges Zusammenfließen des bindigen Bodens hinter dem Pfahl dokumentiert werden.

In den folgenden Diagrammen wird anstelle der Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden die normierte Verschiebung der linken und rechten Modellrandbedingungen  $\delta_{Rand}$  angegeben. Diese Verschiebung entspricht nicht der tatsächlichen Relativverschiebung  $\delta$  (vergl. Definition Kapitel 1.3) zwischen Pfahl und Boden, wurde aber aus Gründen der besseren Vergleichbarkeit so gewählt.



Abbildung 5.8: Verschiebungsabhängige totale Seitendruckspannung  $\sigma_x$  (linkes Diagramm) und Porenwasserüberdücke  $\Delta u$  (rechtes Diagramm) in Anströmrichtung vor/hinter einem runden bzw. rechteckigen Einzelpfahl (hier:  $v_x = 0, 1 \text{ mm/min}, \mu = 0, 5$ ; Tiefe  $z = 1, 0 \text{ m}, d_D$  bzw.  $a_s = 1, 0 \text{ m}$ )

In Abbildung 5.8 sind die in Abbildung 5.7 dargestellten Berechnungsergebnisse in Form von normierten Spannungs-Verschiebungs-Beziehungen dargestellt. Dabei sind in Abbildung 5.8 (links) die totalen horizontalen Spannungen  $\sigma_x$  vor (Position a) bzw. hinter (Position b) einem runden und einem rechteckigen Einzelpfahl dargestellt.

Die sich einstellenden Porenwasserüberdrücke  $\Delta u$  sind in Abbildung 5.8b (rechts) für eine runde bzw. rechteckige Pfahlquerschnittsfläche dargestellt. Der entsprechende Verlauf der Porenwasserüberdrücke  $\Delta u$  wurde dabei ebenfalls im Punkt a und Punkt b (vergl. Abbildung 5.7) ausgewertet. Dabei konnte festgestellt werden, dass sich für einen Pfahl mit rechteckiger Pfahlquerschnittsfläche vor dem Pfahl im Allgemeinen ein rd. 25% größerer Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  einstellte als bei einem runden Pfahl.

In Abbildung 5.9 wurde der Einfluss der Rauigkeit der Pfahloberfläche auf den resultierenden Seitendruck p untersucht. Die Rauheit der Pfahloberfläche wurde mit einem Reibungskoeffizienten  $\mu$  beschreiben. Der Einfluss der Rauigkeit auf den normierten Seitendruck p ist dabei für einen runden Pfahl in Abbildung 5.9 (links) dargestellt. Die Ergebnisse für einen Pfahl mit rechteckiger Pfahlquerschnittsfläche sind in Abbildung 5.9 (rechts) dargestellt. Die restlichen Randbedingungen wurden nicht verändert (siehe Angaben Abbildung 5.9). Bei einem runden Pfahl konnte bei einer Vergrößerung des Reibungskoeffizienten  $\mu$  von 0 auf 0, 5 im Allgemeinen eine Erhöhung des Seitendrucks um 40% festgestellt werden. Bei einem rechteckigen Pfahl stellte sich entsprechend nur eine Vergrößerung des Seitendrucks von rd. 6% ein. Im Ergebnis der Untersuchungen kann somit festgehalten werden, dass die Oberflächenrauigkeit bei einem runden Pfahl einen größeren Einfluss hat als bei einem Pfahl mit rechteckiger Pfahlquerschnittsfläche.



Abbildung 5.9: Verschiebungsabhängige Seitendruckbeanspruchung auf runde (linkes Diagramm) bzw. rechteckige (rechtes Diagramm) Einzelpfähle in Abhängigkeit von der Rauigkeit der Pfahloberfläche bzw. dem Reibungskoeffizienten  $\mu$  (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min$ , Tiefe z = 1 m,  $d_D$  bzw.  $a_s = 1, 0 m$ )

Entsprechend RANDOLPH & HOULSBY [120] beträgt der Unterschied von einem ideal rauen zu einem ideal glatten Pfahl rd. 30%. Bei den druchgeführten Berechnungen zeigte eine Erhöhung der Reibungskoeffizienten  $\mu$  von 0, 5 auf 1, 0 keine signifikaten Änderung im resultierenden Seitendruck p mehr. Sowohl bei einem Reibungskoeffizienten  $\mu$  von 0, 5 als auch 1, 0 kam es zu einem Versagen bzw. Ausbildung eines Bruchmechanismusses im Boden und nicht wie zuerst erwartet in der Kontaktfläche zwischen dem Pfahl und dem anstehenden Boden. Die Berechnungsergebnisse liegen weitestgehend im Bereich der 1g-Modellversuche von BAUER [14], welcher eine Erhöhung der Seitendrucks p von einem Pfahl mit einer glatten Oberfläche zu einem Pfahl mit einer rauen Oberfläche von rd. 19-32% festgestellt hat.

#### 5.4.4.2 Einfluss des Spannungszustandes

Messergebnisse haben gezeigt, dass die Seitendruckbeanspruchung außerdem von Spannungszustand im Boden abhängig ist (siehe bspw. Kapitel 2 und Kapitel 3). Demnach ergibt sich im Allgemeinen bei gleicher Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden in größeren Tiefen aufgrund der höheren undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u_1k}$  des bindigen Bodens eine größere Seitendruckbeanspruchung p als in geringeren Tiefen.

Im Folgenden wurde der initiale Spannungszustand bzw. die Tiefe der in Kapitel 5.3 vorgestellten Pfahlscheibe für einen Einzelpfahl variiert. Es wurde sowohl ein Scheibenmodell in einer Tiefe von 1,0~m als auch in einer Tiefe von 10,0~m untersucht. In Abbildung 5.10 sind die entsprechenden Ergebnisse für einen runden (linkes Diagramm) bzw. einen rechteckigen (rechtes Diagramm) Pfahl dargestellt. Für den in Abbildung 5.10 (links) untersuchten runden Einzelpfahl konnte demnach eine Erhöhung des Seitendrucks p von rd. 26% festgestellt werden. Die Ergebnisse für einen rechteckigen Pfahl in Abbildung 5.10 (rechts) zeigen eine Erhöhung von 28% bei einer Vergrößerung der untersuchten Tiefe der 3D-Pfahlscheibe von 1,0~m auf 10,0~m. Der auf die undrainierte Scherfestigkeit normierte Seitendruck liegt für die untersuchten Spannungsniveaus zwischen rd. 9 und 12 und für einen rechteckigen Pfahl zwischen rd. 11 und 14.



Abbildung 5.10: Verschiebungsabhängige Seitendruckbeanspruchung auf runde (linkes Diagramm) bzw. rechteckige (rechtes Diagramm) Einzelpfähle in Abhängigkeit von der Tiefe *z* bzw. dem initialen Spannungszustand  $\sigma_{initial}$  (hier:  $v_x = 0, 1 \ mm/min, \mu = 0, 5, d_D$  bzw.  $a_s = 1, 0 \ m$ )

#### 5.4.4.3 Einfluss der Anströmgeschwindigkeit

In Abbildung 5.11 wurde der Einfluss der horizontalen Verschiebungsgeschwindigkeit  $v_x$  des bindigen Bodens auf die resultierende Seitendruckbeanspruchung p untersucht.



Abbildung 5.11: Verschiebungsabhängige Seitendruckbeanspruchung auf runde (linkes Diagramm) bzw. rechteckige (rechtes Diagramm) Einzelpfähle in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit  $v_x [mm/min]$  des bindigen Bodens auf die Pfähle (hier:  $\mu = 0, 5$ , Tiefe  $z = 1, 0 m, d_D$  bzw.  $a_s = 1, 0 m$ )

Es wurden typische bzw. bodenmechanisch sinnvolle Geschwindigkeiten von 1 mm/min, 0, 1 mm/min und 0, 01 mm/min untersucht. Die Verschiebungsrandbedingung wurde jeweils am linken und rechten Modellrand aufgebracht.

In Abbildung 5.11 (linkes Diagramm) sind die Ergebnisse für einen runden Pfahl dargestellt und im rechten Diagramm die Ergebnisse für einen rechteckigen Pfahl dargestellt. Im Allgemeinen geht eine Variation der Dehnungsrate um den Faktor 10 mit einer Änderung der Scherfestigkeit von 10 % einher (vergl. GUDEHUS & LEINENKUGEL [65]). Bei den durchgeführten numerischen Simulationen konnte bei einer Erhöhung der Dehnungsrate bzw. Verschiebungsgeschwindigkeit um den Faktor 10 eine Erhöhung des Seitendrucks p für einen runden Pfahl um etwa 7% festgestellt werden (Abbildung 5.11, links). Für einen rechteckigen Pfahl wurde eine entsprechende Erhöhung von 8% festgestellt (Abbildung 5.11, rechts). Die resultierenden Seitendrücke waren dabei für rechteckige Pfähle i.A. um rd. 20% größer als für runde Pfähle. Entsprechend GUDEHUS & LEINENKUGEL [65] ließe sich für eine Erhöhung der Verschiebungsgeschwindgkeit  $v_x$  um den Faktor 10 eine Erhöhung des Seitendrucks um rd. 5% erwarten. Die 1g-Modellversuche von BAUER [14] zeigten bei einer Vergößerung der Verschiebungsgeschwindigkeit  $v_x$  um den Faktor 10 eine Erhöhung des Seitendrucks um rd. 15-20%. Der normierte Seitendruck lag für die hier untersuchten Verschiebungsgeschwindigkeiten  $v_x$ für runde Pfähle im Bereich von rd. 8, 5 und 10 und für rechteckige Pfähle im Bereich von rd. 10, 5 und 12.

## 5.4.5 Untersuchungen an Pfahlreihen und Pfahlgruppen

Auf der Grundlage der im Kapitel 5.4.4 durchgeführten Untersuchungen für einen seitlich beanspruchten Einzelpfahl in Kaolin, werden im Folgenden die Ergebnisse der Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten von Pfahlreihen und Pfahlgruppen gezeigt. Im Einzelnen wurden dabei mit der FE-Methode unter Verwendung des in Kapitel 5.3.2 vorgestellten anisotropen viskohypoplastischen (AVHP) Stoffmodelles die seitlichen Einwirkungen auf einzelne Pfähle in

- Pfahlquerreihen (siehe Kapitel 5.4.5.1),
- Pfahllängsreihen mit 2 Pfählen in Fließrichtung (siehe Kapitel 5.4.5.2),
- Pfahlgruppen mit 4 Pfählen bzw. jeweils 2 Pfählen in Fließrichtung (siehe Kapitel 5.4.5.3),

numerisch berechnet. Eine grafische Übersicht (Draufsicht) der untersuchten geometrischen Konfigurationen ist in Abbildung 5.12 am Beispiel für Pfähle mit einer runden Pfahlquerschnittsfläche ( $d_D = 1, 0 m$ ) dargestellt.

Aus den im Folgenden abgeleiteten Erkenntnissen zur Beanspruchung eines einzelnen Pfahls in einer Pfahlgruppe konnten Gruppenfaktoren  $\eta$  abgeleitet werden, welche die seitliche Beanspruchung eines Pfahls in einer Pfahlgruppe im Verhältnis zum unbeeinflussten Einzelpfahl beschreiben (vergl. auch Kapitel 5.4.6). Die numerisch abgeleiteten



Abbildung 5.12: Untersuchungen zur unterschiedlichen Pfahlanordnungen bei einer Anströmgeschwindigkeit  $v_x$ : a) Pfahlquerreihe mit n Pfählen, b) Pfahllängsreihe mit insgesamt 2 Pfählen, c) Pfahlgruppe mit insgesamt 4 Pfählen und  $a_q = a_L$  Gruppenfaktoren  $\eta$  wurden anschließend mit den Ergebnissen von Versuchen aus der Literatur verglichen und bewertet.



Abbildung 5.13: Numerische Berechnungsergebnisse an einem 3D-Scheibenmodell für eine Pfahlquerreihe mit n-Pfählen bei einer horizontalen Bodenverschiebung (hier:  $a_q/d_D = 2, 5, u_x = 0, 2 m, v_x = 0, 1 mm/min, \mu = 0, 5$ ): a) totale horizontale Spannungen  $\sigma_x$ ; b) totale horizontale Verformungen  $u_x$ 

#### 5.4.5.1 Pfahlquerreihen

Die Berechnungen der seitlichen Einwirkung auf einzelne Pfähle in einer Pfahlquerreihe erfolgten am dreidimensionalen Scheibenmodell (siehe Kapitel 5.6). Der Pfahlachsabstand in Querrichtung  $a_q$  wurde dabei für runde und rechteckige Pfahlquerschnittsflächen variiert. Es wurden auf den Pfahldruchmesser  $d_D$  bzw. die Kantenlänge  $a_s$  normierte Achsabstände  $a_q$  von 2, 5, 5, 0, 7, 5 und 10, 0 untersucht. Ein normierter Achsabstand  $a_q$  von 10, 0 entsprach dabei im Allgemeinen in etwa den Ergebnissen eines unbeeinflussten Einzelpfahls aus Kapitel 5.4.4 (siehe u.a. auch Kapitel 4).

In Abbildung 5.13a sind die totalen horizontalen Spannungen  $\sigma_x$  bei einer Pfahlquerreihe bei einem normierten Achsabstand  $a_q$  von 2,5 m dargestellt. Die horizontale Verschiebungsgeschwindigkeit  $v_x$  der Modellränder betrug hier entsprechend 0, 1 mm/min. Am Ende der Simulation betrug die horizontale Verschiebung am linken und rechten Modellrand der Scheibe rd. 0, 2 m.

In Abbildung 5.13b sind die entsprechenden horizontalen Verschiebungen  $u_x$  im Endzustand der numerischen Simulation dargestellt. Aufgrund des geringen Pfahlachsabstands  $a_q$  konnte i.A. eine vergrößerte Verformungsrate zwischen den Pfählen festgestellt werden. Bei einem normierten Achsabstand  $a_q$  von 2,5 betrug die größte horizontale Bodenverformung zwischen den Pfählen in etwa das Doppelte von der aufgebrachten seitlichen Bodenverschiebung am linken und rechten Modellrand. Im Staupunkt in Anströmrichtung vor dem Pfahl als auch direkt hinter dem Pfahl kam es erwartungsgemäß zu keiner Bodenverschiebung  $u_x$  bzw. Relativverschiebung  $\delta$  zwischen dem Pfahl und dem anstehenden Boden.

Im Folgenden werden die Ergebnisse numerischer Untersuchungen für Pfahlquerreihen mit variierenden Achsabständen aufgeführt. In den Diagrammen in Abbildung 5.14 ist der normierte Seitendruck p auf einen Einzelpfahl bei varrierenden seitlichen Achsabständen  $a_Q$  dargestellt. Die Kurven zeigen sowohl für die runden (linkes Diagram) als auch rechteckigen Pfahlquerschnitte (rechts Diagramm) ein steifes Verhalten der Spannungs-Verformungs-Beziehung bei geringen horizontalen Verformungen. Mit größer werdendem Achsabstand  $a_q$  verringert sich diese anfängliche Steifigkeit und die Kurven zeigen ein weicheres Verhalten (ähnlich einem Einzelpfahl). Je geringer der Achsabstand  $a_q$  der einzelnen Pfähle in der Pfahlreihe ist, desto früher stellte sich im Ergebnis der numerischen Simulation ein Grenzzustand ein, bei welchem eine weitere Bodenverschiebung  $u_x$  nur noch mit einer geringen Zunahme des Seitendrucks p einherging. Bei einer Modellrandverschiebung  $u_x$  von 0, 1 m (entspricht in etwa einer horizontalen Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden von 0, 2 m) schneiden sich die numerisch



Abbildung 5.14: Pfahlquerreihe mit Variation des Pfahlachsabstands  $a_q$  zwischen den einzelnen Pfählen in einer einzelnen Pfahlquerreihe mit n runder (linkes Diagramm) bzw. rechteckiger (rechtes Diagramm) Pfahlquerschnittsfläche (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min, \mu = 0, 5$ , Tiefe z = 1 m)

#### 5.4.5.2 Pfahllängsreihen

Im Folgenden wurde die in Abbildung 5.12b dargestellte geometrische Pfahlanordnung von 2 in Fließrichtung hintereinander stehenden Pfählen untersucht. Der in Anströmrichtung vorne stehende Pfahl wird im weiteren Verlauf der Arbeit mit v bezeichnet, der hinten bzw. im Schatten des angeströmten vorderen Pfahls stehende Pfahl wird mit h bezeichnet.

In Abbildung 5.15 sind die normierten Last-Verschiebungs-Kurven für Pfahllängsreihen mit runden (linkes Diagramm) und rechteckigen (rechtes Diagramm) dargestellt. Dargestellt sind jeweils die Ergebnisse für einen Einzelpfahl (vergl. Kapitel 5.4.4) und Pfahllängsreihen mit normierten Achsabständen  $a_L$  von 10,0 und 2,5. Sowohl für runde als auch rechteckige Pfähle lagen die Kurven für die untersuchten normierten Achsabstände  $a_L$  stets unter der Kurve für einen Einzelpfahl. Bei einem normierten Achsabstand  $a_L$  von 10,0 zeigten sich für den vorne (v) und hinten (h) stehenden Pfahl nahezu dieselben Ergebnisse. Die berechneten normierten Seitendrücke p lagen nur geringfügig unter denen für einen vergleichbaren Einzelpfahl. Bei einem normierten Achsabstand  $a_L$  von



Abbildung 5.15: Pfahllängsreihe: Variation des Pfahllängsabstandes  $a_L$  zwischen den einzelnen Pfählen in einer Pfahllängsreihe bestehend aus 2 Pfählen mit runder (linkes Diagramm) bzw. rechteckiger (rechtes Diagramm) Pfahlquerschnittsfläche (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min, \mu = 0, 5$ , Tiefe z = 1 m)

2,5erfuhr der vorne stehende Pfahl (v) stets einen größeren Seitendruck als der hinten stehende (h) Pfahl.

#### 5.4.5.3 Pfahlgruppen

Am Beispiel der in Abbildung 5.12c dargestellten geometrischen Anordnung wurde auch die seitliche Einwirkung auf einzelne Pfähle in einer quadratischen Pfahlgruppe untersucht. Im Einzelnen wurden dabei Pfahlgruppen mit einer rechteckigen Pfahlachsanordnung ( $a_q = a_L$ ) untersucht. Es wurden normierte Achsabstände von 7, 5, 5, 0 und

#### $2,5 \ {\rm untersucht.}$

In Abbildung 5.16 sind die Ergebnisse für Achsabstände von 7,5 m aufgeführt. Vergleichend sind im linken (runde Pfähle) und rechten Diagramm (rechteckige Pfähle) jeweils die Ergebnisse für einen Einzelpfahl dargestellt. Die rechnerisch ermittelten Seitendrücke p für die in Anströmrichtung hinten (h) stehenden Pfähle lagen stets unter den auf die vorderen Pfähle (v) wirkenden Seitenrücke p.

Mit zunehmender Verringerung der Achsabstände verkleinerten sich die rechnerisch ermittelten Seitendrücke *p* auf die vorne und hinten stehenden Pfähle. In Abbildung 5.17 sind die Ergebnisse für Achsabstände von  $a_q = a_L = 5,0 m$  aufgeführt. Die Einwirkung auf den vorne (v) stehenden Pfahl lag i.M. um 20% (runder Pfahl) bzw. 24% (rechteckiger Pfahl) und die hinten (h) stehenden Pfähle i.M. um 30% (runder Pfahl) bzw. 30% (rechteckiger Pfahl) unter dem Wert eines vergleichbaren Einzelpfahls.

Abschließend sind in Abbildung 5.18 die Ergebnisse für einen normierten Achsab-



Abbildung 5.16: Quadratische Pfahlgruppe bestehend aus insgesamt 4 Pfählen mit einer runden (linkes Diagramm) bzw. rechteckigen (rechtes Diagramm) Pfahlquerschnittsfläche und einem Achsabstand von  $a_q = a_L = 7,5 m$  (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min$ ,  $\mu = 0, 5$ , Tiefe z = 1 m)


Abbildung 5.17: Quadratische Pfahlgruppe bestehend aus insgesamt 4 Pfählen mit einer runden (linkes Diagramm) bzw. rechteckigen (rechtes Diagramm) Pfahlquerschnittsfläche und einem Achsabstand von  $a_q = a_L = 5, 0 m$  (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min, \mu = 0, 5$ , Tiefe z = 1 m)

stand von  $a_q = a_L = 2,5$  aufgeführt. Die Einwirkung auf den vorne (v) stehenden Pfahl lag i.M. um 30% (runder Pfahl) bzw. 35% (rechteckiger Pfahl) und auf die hinten (h) stehenden Pfähle i.M. um 30% (runder Pfahl) bzw. 30% (rechteckiger Pfahl) unter dem Wert eines vergleichbaren Einzelpfahls. Der normierte Seitendruck *p* lag im Grenzzustand für die vorne stehenden Pfähle bei rd. 6 (runder Pfahl) bzw. 7 für einen Pfahl mit rechteckiger Pfahlquerschnittsfläche. Bei den hinten stehenden Pfählen ergaben sich entsprechende Werte von rd. 4 (runder Pfahl) bzw. rd. 5 (rechteckiger Pfahl).



Abbildung 5.18: Quadratische Pfahlgruppe bestehend aus insgesamt 4 Pfählen mit einer runden (linkes Diagramm) bzw. rechteckigen (rechtes Diagramm) Pfahlquerschnittsfläche und einem Achsabstand von  $a_q = a_L = 2,5 m$  (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min$ ,  $\mu = 0, 5$ , Tiefe z = 1 m)

#### 5.4.6 Abgeleitete Pfahlgruppenfaktoren

Aus den in Kapitel 5.4.4 und 5.4.5 ermittelten normierten Last-Verschiebungs-Kurven für Einzelpfähle bzw. Pfähle in einer Reihe oder Gruppe konnten im Weiteren Pfahlgruppenfaktoren  $\eta$  abgeleitet werden. Die abgleiteten Gruppenfaktoren sind nach Gleichung 5.10 für Pfahlquerreihen wie folgt definiert:

$$\eta_Q = \frac{(p/c_{u,k})_{Pfahl \ in \ Querreihe}}{(p/c_{u,k})_{Einzelpfahl}} \tag{5.10}$$

wobei p den Seitendruck auf Einzelpfähle bzw. Pfähle in einer Pfahlquerreihe und  $c_{u,k}$  die charakteristische undrainierte Scherfestigkeit des bindigen Bodens beschreiben.

In Abbildung 5.19 sind die Gruppenfaktoren  $\eta_q$  für unterschiedliche Achsabstände  $a_q$  für runde (linkes Diagramm) und rechteckige Pfähle (rechtes Diagramm) dargestellt. Vergleichend sind die Ergebnisse der Modellversuche von PAN ET AL. [114] und MI-

AO ET AL. [97] an jeweils 2 runden Pfählen gegenübergestellt. Außerdem wurden die Versuchsergebnisse von BAUER [14] in Abbildung 5.19 aufgeführt. Die Ergebnisse von BAUER [14] stellen dabei gemittelte Werte dar, die aufgrund der untersuchten geringen Relativverschiebungen  $\delta$  nicht die Verhältnisse im Grenzzustand widerspiegeln. Mit geringer werdendem Achsabstand  $a_q$  verringert sich der Gruppenfaktor  $\eta$  im Ergebnis der Berechnungen für runde Pfähle in etwa linear von rd. 1,0 ( $a_q/d_D = 10$ ) um 10% auf 0,9 ( $a_q/d_D = 2$ ). Tendenziell zeigen aber sowohl die numerisch als auch die in der Literatur vorhanden Ergebnisse experimenteller Untersuchungen eine sehr gute Übereinstimmung.



▼ 3 Pfähle, innen

Abbildung 5.19: Abgeleitete Gruppenfaktoren  $\eta_q$  für Pfahlquerreihen in Kaolin in Abhängigkeit vom normierten Achsabstand  $a_q/d_D bzw. a_q/a_s$  [-] für Pfähle mit runder (linkes Diagramm) bzw. rechteckiger (rechtes Diagramm) Pfahlquerschnittsfläche (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min, \mu = 0, 5$ , Tiefe z = 1 m)

Die Gruppenfaktoren  $\eta_L$  für Pfahllängsreihen sind entsprechend Gleichung 5.11 in Analogie zu Gleichung 5.10 für Pfahlquerreihen wie folgt definiert:

$$\eta_L = \frac{(p/c_{u,k})_{Pfahl \ in \ L"angsreihe}}{(p/c_{u,k})_{Einzelpfahl}}$$
(5.11)

wobei p den Seitendruck auf Einzelpfähle bzw. Pfähle in einer Pfahllängsreihe und  $c_{u,k}$  die undrainierte Scherfestigkeit des bindigen Bodens beschreiben.

In Abbildung 5.20 sind die Gruppenfaktoren  $\eta_L$  für unterschiedliche Pfahllängsachabstände  $a_L$  für runde (linkes Diagramm) und rechteckige Pfähle (rechtes Diagramm) dar-



- ▲ 2 Pfähle, vorne (Bauer (2016) [14]
- ▲ 2 Pfähle, hinten
- Abbildung 5.20: Abgeleitete Gruppenfaktoren  $\eta_L$  für Pfahllängsreihen in Kaolin in Abhängigkeit vom normierten Achsabstand  $a_L/d_D$  bzw.  $a_L/a_s$  für Pfähle mit runder (linkes Diagramm) bzw. rechteckiger (rechtes Diagramm) Pfahlquerschnittsfläche (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min, \mu = 0, 5$ , Tiefe z = 1 m)

gestellt. Die untersuchten Pfahlreihen bestanden jeweils aus 2 in Fließrichtung hintereinander stehenden Pfählen. Dabei wurden Gruppenfaktoren sowohl für den vorne stehenden Pfahl (v) als auch den hinten stehenden Pfahl (h) abgeleitet. Tendenziell zeigen die numerisch ermittelten Kurven mit einem geringer werdenden Achsabstand eine geringere seitliche Einwirkung im Vergleich zum Einzelpfahl. Abgeleitete Werte für die hinten (h) stehenden Gruppenfaktoren lagen immer unter den Werten der Gruppenfaktoren für die vorne (v) stehenden Pfähle.

Je niedriger der Achsabstand, desto niedriger ist die Belastung des einzelnen Pfahls. Im Gegensatz zu den experimentellen Ergebnissen von WENZ [145] zeigen die Ergebnisse der 1g-Modell-Versuche von PAN ET AL. [114], MIAO ET AL. [97] und BAUER [14] ein grundsätzliches gleiches Verhalten in Bezug auf das Tragverhalten.

Für Pfahlgruppen lassen sich die Gruppenfaktoren  $\eta$  nach Gleichung 5.12 wie folgt definieren:

$$\eta_{G,n} = \frac{(p/c_{u,k})_{Pfahl \ in \ Pfahlgruppe}}{(p/c_{u,k})_{Einzelpfahl}}$$
(5.12)

wobei p der Seitendruck auf Einzelpfähle bzw. Pfähle in einer Pfahlgruppe und  $c_{u,k}$  die undrainierte Scherfestigkeit des bindigen Bodens beschreiben.

In Abbildung 5.21 sind die Gruppenfaktoren  $\eta_G$  für Pfahllängs- und Pfahlquerachsabstände ( $a_q = a_L$ ) für runde und rechteckige Pfähle dargestellt. Die abgleiteten Pfahlgruppenfakoren wurden für gleichbleibende Randbedingungen bestimmt. Es ist davon auszugehen, dass die bei den Einzelpfählen festgestellten Phänomene (Einfluss Rauigkeit, Spannungszustand, Verschiebungsgeschwindigkeit) auch die Wechselwirkungen zwischen dem Boden und den Pfählen in einer Pfahlreihe bzw. Pfahlgruppe entsprechend beeinflussen.

Bei den abgeleiteten Pfahlgruppenfaktoren  $\eta_G$  befand sich das System im Grenzzsutand, d.h. es wird bei weiterer horizontaler Verschiebung  $u_x$  des Bodens gegen die Pfähle, bei gleichbleibenden anderen Randbedingungen, keine maßgebende Zunahme der Seitendruckbeanpruchung mehr eintreten.

Die Verläufe der berechneten Gruppenfaktoren  $\eta$  für vorne (v) und hinten (h) stehende Pfähle zeigen ein ähnliches Verhalten wie die Verläufe für Pfahlquerreihen und Pfahllängsreihen.

Konsolidierungseffekte oder tertiäres Kriechen [1] wurde bei den durchgeführten Berechnungen nicht untersucht.

#### 5.4.7 Ergebnisse und Bewertung

Im Ergebnis der in Kapitel 5.4.4, 5.4.5 und 5.4.6 durchgeführten allgemeingültigen numerischen Berechnungen an einem 3D-Scheibenmodell mit einem hochwertigen anisotropen viskohypoplastischen Stoffmodell zur Beschreibung des Materialverhaltens des die Pfähle umströmenden bindigen Bodens (Kaolin), konnten u.a. folgende maßgebenden Erkenntnisse für Einzelpfähle, Pfahlreihen und Pfahlgruppen abgeleitet werden:



- ◄ 3x2, vorne (Miao et al. [108])
- 4 3x2, hinten

Abbildung 5.21: Abgeleitete Gruppenfaktoren  $\eta_L$  für Pfahlgruppen in Kaolin in Abhängigkeit vom normierten Achsabstand  $a_L/d_D = a_L/a_s$  für Pfähle mit runder (linkes Diagramm) bzw. rechteckiger (rechtes Diagramm) Pfahlquerschnittsfläche (hier:  $v_x = 0, 1 mm/min, \mu = 0, 5$ , Tiefe z = 1 m)

- Die resultierende Seitendruckbeanspruchung bzw. der resultierende Seitendruck p auf einen Einzelpfahl (sowohl mit runder als auch rechteckiger Pfahlquerschnittsform) lag für alle untersuchten Randbedingungen stets über der eines vergleichbaren Pfahls in einer Pfahlreihe oder Pfahlgruppe.
- Für die untersuchten Randbedingungen stellte sich in Abhängigkeit von der aufgebrachten Bodenverschiebung  $u_{max} = 0, 2 m$  bzw. der entsprechenden Relativverschiebung  $\delta$  zwischen Pfahl und Boden ( $\delta_{max} \approx 0, 4 m$ ) ein Grenzzustand ein. Eine weitere Verschiebung des Bodens gegen die Pfähle führte dabei zu keiner maßge-

benden Erhöhung des Seitendrucks mehr.

- Pfähle mit rauer Pfahloberfläche erwiesen im Gegensatz zu Pfählen mit glatter Pfahloberfläche einen i.M. um 20% erhöhten Seitendruck *p* auf.
- Eine Spaltausbildung zwischen Pfahl und Boden konnte selbst bei geringen Überlagerungsspannungen ( $\sigma_z = 20 \ kN/m^2$ ) nicht festgestellt werden.
- Runde Pfähle ergaben Seitendrucke, die i.M. um 20% unter den Werten f
  ür rechteckige Pfahlquerschnittsfl
  ächen liegen.
- Bei einer Erhöhung der seitlichen Anströmgeschwindigkeit  $v_x$  um den Faktor 10 stellten sich i.M. rd. 10% größere Seitendrücke ein.
- Untersuchungen an Pfahlreihen ergaben mit geringer werdendem Achsabstand a<sub>q</sub> im Allgemeinen eine Abnahme der Beanspruchung des Einzelpfahls in der Pfahlreihe. Dies konnte sowohl bei Pfahlquer- als auch Pfahllängsreihen festgestellt werden.
- Bei den untersuchten Pfahlgruppen, bestehend aus insgesamt 4 Pfählen mit quadratischer Pfahlanordnung (a<sub>q</sub> = a<sub>L</sub>), konnte mit geringer werdendem Achsabstand eine geringer werdende Seitendruckbeanspruchung des vorne bzw. hinten stehenden Pfahls in der Gruppe festgestellt werden.
- Die f
  ür Pfahlreihen und Pfahlgruppen abgeleiteten Gruppenfaktoren η nehmen grundsätzlich mit geringer werdendem Achsabstand ab (vergl. Kap. 2) und stehen dabei i.A. in direktem Widerspruch zu den aktuell g
  ültigen Bemessungsansätzen der EA-PFÄHLE [48] (vergl. auch Kap. 1.4).

### 5.5 Fazit

Umfangreiche numerische Untersuchungen zur Seitendruckbeanspruchung auf Pfahlreihen und Pfahlgruppen wurden durchgeführt. Die Untersuchungen im Kapitel 4 haben gezeigt, dass höherwertige Stoffmodelle zur Untersuchung der Problemstellung erforderlich sind. Der die Pfähle umfließende weiche bindige Boden wurde in diesem Kapitel daher mit einem geeigneten ratenabhängigen anisotropen Stoffmodell abgebildet. In diesem Kontext wurden maßgebende Einflussfaktoren variiert und neue Erkenntnisse zur Seitendruckbeanspruchung bzw. zum Fließdruck auf Pfähle abgeleitet.

## Kapitel 6

## Zusammenfassung und Ausblick

Nachfolgend werden die Haupterkenntnisse dieser Arbeit abschließend zusammengefasst und ein Ausblick gegeben, welche Forschungsfragen für die hier vorliegende Thematik von Interesse wären.

#### 6.1 Zusammenfassung

Zielsetzung der vorliegenden Arbeit war es, die komplexe wechselseitige Beziehung zwischen einer seitendruckerzeugenden Ursache, tiefgegründetem Bauwerk und dem bindigen Baugrund selbst, aufzuzeigen und ausgewählte Aspekte vertieft herauszuarbeiten.

Im Fokus stand dabei die Untersuchung der unterschiedlichen geotechnischen und konstruktiven Randbedingungen mit geeigneten numerischen Methoden, um eine grundsätzliche Übertragbarkeit auf den praktischen Einzelfall zu erlauben.

Wie die Arbeit anhand der Darstellung von Praxisbeispielen gezeigt hat, sind die gängigen Bemessungsansätze für die komplexe Problemstellung von seitlich beanspruchten Pfählen in bindigen Böden noch nicht ausreichend wissenschaftlich abgesichert.

Auch bei der Diskussion vorhandener analytischer, empirischer und numerischer Berechnungsansätze zur Seitendruckbeanspruchung auf Grundlage einer umfassenden Literaturrecherche wurde festgestellt, dass die wissenschaftlichen Erkenntnisse in der Literatur im Ergebnis z.T. stark voneinander abweichen.

Für die Untersuchungen zur Abbildung der komplexen Pfahl-Boden-Interaktion wurden numerische Simulationsmethoden mit kleinmaßstäblichen Modellversuchen vergleichend gegenübergestellt und validiert.

Als Vorteil der validierten numerischen Modelle hat sich dabei erwiesen, dass die komplexen Interaktions-Effekte zwischen Pfahl und Boden auch bei großen Relativverschiebungen zwischen selbigen untersucht werden können. Mit den numerischen Simulationen konnten Effekte dargestellt werden, die mit kleinmaßstäblichen Versuchen nicht festgestellt wurden. Dabei wurde aber auch deutlich, dass für die Problemstellung höherwertige Stoffmodelle erforderlich sind.

Um die Pfahl-Boden-Interaktion ausführlich zu beleuchten, wurde in einem weiteren Schritt mit einem höherwertigen stofflichen Ansatz der Einfluss zeitabhängiger Effekte bindiger Böden auf die Seitendruckbeanspruchung untersucht. Als besonders effektiv hat sich ein viskohypoplastischer Stoffansatz bestätigt, der zur Beschreibung des komplexen Materialverhaltens weicher bindiger Böden zur Anwendung kam und der insbesondere die anisotropen Bodeneigenschaften berücksichtigen konnte.

### 6.2 Ausblick

Die in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen zum Seitendruck auf Pfähle beschränken sich hauptsächlich auf erstbelastete verschiebungsempfindliche breiige bis weiche bindige Böden.

Eine Fragestellung, die hier nur am Rande beleuchtet werden konnte, ist, welcher Mechanismus sich in Abhängigkeit von variierenden Bodeneigenschaften und geometrischen Randbedingungen über die Länge der Pfähle einstellen wird. Für die zukünftige Forschung wäre es sicherlich lohnenswert, sich intensiver mit dieser Frage auseinanderzusetzen.

### Literaturverzeichnis

- [1] ADACHI, T.; OKA, F.: Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity. Soils and Foundations, Vol. 22(4), pp. 57-70, 1982
- [2] AL-KAFAJI, I. : Formulation of a dynamic material point method (MPM) for geomechanical problems. Dissertation, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2013
- [3] ANG, E.-C. : Numerical investigations of load transfer mechanism in solopes reinforced with piles. Dissertation, University of Missouri-Columbia, 2005
- [4] API -AMERICAN PETROLEUM INSTITUT : Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing fixed Offshore Platforms - Working Stress Design. RP2A -WSD, 20th Edition, Dallas, 2000
- [5] ASCHRAFI, J. : Untersuchungen zur numerische Modellierung von passiv horizontal beanspruchten Pfählen. 33. Baugrundtagung - Forum für junge Geotechnik-Ingenieure: Beiträge der Spezialsitzung, Berlin, S. 175-183, 2014
- [6] ASCHRAFI, J. ; MOORMANN, C. : Passive lateral thrust and deformation effects of embankments on piled bridge abutments on soft ground. Proc. of the 4th GeoChina International Conference 2016, Shandong, China, pp. 152-158, 2016
- [7] ASCHRAFI, J.; MOORMANN, C.; LABENSKI, J.; GRANDAS TAVERA, C.: Time dependent passive lateral thrust on piles in soft soils. Proc. of the International Conference on Soft Ground Engineering (ICSGE 2015), Singapore, pp. 1-13, 2015
- [8] ASCHRAFI, J. ; MOORMANN, C. ; STOLLE, D. : Passive load estimation on single piles and pile groups from visco-plastic mud-flow. 8th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Seoul 2014), Yoo et al. (eds.), Seoul, South-Korea, CRC Press/Taylor&Francis, ISBN 978-1-138-02700-8, pp. 215-220, 2014
- [9] AUBRAM, D. : An arbitrary Lagrangian-Eulerian method for penetration into sand at *finite deformation*. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 62, 2013
- [10] BAGUELIN, F. ; FRANK, R. ; SAID, Y. : *Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles*. Geotechnique, Vol. 27, No. 3, pp. 404-434, 1977
- [11] BANERJEE, P. ; KUMBHOJKAR, A. ; YOUSIF, N. : A generalized elasto-plastic model for anisotropic consolidated clays. Constituive laws for engineering material: theory and applications, editor: C. Desai, Elsevier, pp. 495-504, 1987

- [12] BARDENHAGEN, S. ; KOBER, E. : *The generalized interpolation material point method*. Tech. Science Press, pp. 477-496, 2004
- [13] BATHE, K. : Finite element procedures. Prentice-Hall, New Jersey, 1996
- [14] BAUER, J. : Seitendruck auf Pfahlgründungen infolge quer zur Pfahlachse wirkender Bodenverschiebungen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 26, 2016
- [15] BEGEMANN, H. ; DE LEEUW, E. : *Horizontal earth pressure on foundation piles as a result of nearby soil fills*. Proc. 5th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 1-9, 1972
- [16] BENSON, D.: *Computational methods in Lagrangian and Eulerian hydrocodes*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 99, pp. 235-394, 1992
- [17] BEUTH, L. : Formulation and application of a quasi-static Material Point Method. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2012
- [18] BJERRUM, L. : Problems of soil mechanics and construction on soft clay and structural unstable soils. Proc. of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 3, pp. 111-153, 1973
- [19] BORJA, R. : *Generalized creep and stress relaxation model for clays*. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 1765-1765, 1992
- [20] BRANSBY, M. F.; SPRINGMAN, S.: Selection of load-transfer funktion for passive lateral loading of pile groups. Computers and Geotechnics, Vol. 24, pp. 155-184, 1999
- [21] BRANSBY, M. : *Piled foundations adjacent to surcharge loads*. Dissertation, University of Cambridge, United Kingdom, 1995
- [22] BRANSBY, M. ; SPRINGMAN, S. : Centrifuge modelling of pile groups adjacent to surcharge loads. Soils and Foundations, Vol. 37, No. 2, pp. 39-49, 1997
- [23] BRINCH-HANSEN, J.; LUNDGREEN, H.: *Hauptprobleme der Bodenmechanik*. Springer-Verlag, 1960
- [24] BÜRO INROS LACKNER GMBH : *Bauvorhaben Bremerhafen*. Unveröffentlichte Projektunterlagen, 2012
- [25] BROMS, B. : *The lateral resistance of piles in cohesive soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Divison, Vol. 90, No. 2, pp. 27-63, 1964
- [26] BÖSWIRTH, L. ; BSCHORER, S. : *Technische Strömungslehre*. Springer Verlag, 9. Auflage, 2012
- [27] CAI, F. ; UGAI, K. : *Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles*. Soils and Foundations, Vol. 40, No. 1, pp. 73-84, 2000

- [28] CARTER, J.: A numerical method for pile deformations due to nearby surface loading. Proc. 4th International Conference of Numerical Methods in Geomechanics, Edmunton, Vol. 2, pp. 811-812, 1982
- [29] CDM SMITH CONSULT GMBH : Untersuchungen zur Gründung hoher Fundamentlasten, Ergebnisse von Laborversuchen und Feldversuchen. Unveröffentlichte technische Berichte und Dokumentationen, 2010
- [30] CHAE, K. ; WAKAI, K. U. U. : Lateral resistance of short single piles and pile groups located near slopes. International Journal of Geomechanics, Vol. 4, No. 2, pp. 93-103, 2004
- [31] CHAOUI, F. ; P.H. MESTAT, J. M. ; DELMAS, P. : *Three-dimensional analysis of the behaviour of piles in unstable slopes.* Computers and Advances in Geomechanics, Siriwardane & Zaman (editors), 1994
- [32] CHEN, C. ; MARTIN, G. : *Soil-structure interaction for landslide stabilizing piles*. Computers and Geotechnics, Vol.29, pp. 363-386, 2002
- [33] CHEN, L. : *The effect of lateral soil movements on pile foundation*. Dissertation, University of Sydney, Australia, 1994
- [34] CHEN, L. ; POULOS, H. : Piles subjected to lateral soil movements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 9, pp 802-811, 1997
- [35] CHOW, Y. : Analysis of piles used for slope stabilization. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 20, No. 9, pp. 635-646, 1996
- [36] CLOUGH, R. : *The finite element method in plane stress analysis*. Pittsburgh : American Society of Civil Engineers, 1960
- [37] COUNRANT, R. : Variational methods for the solution of problems of equilibrium and vibrations. Bd. 49. Marcel Dekker AG, S. 1-61, 1943
- [38] CUR RAPPORT 228 : CUR Rapport 228 Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen. Dutch design Codes, 2010
- [39] DAFALIAS, Y. : *An anisotropic critical state clay plasticity model*. Constituive laws for engineering material: theory and applications, C. Desai (editor), Elsevier, pp. 513-521, 1987
- [40] DE BEER, E. : *Grondmecanica, Deel II: Fundering*. N.V. Stanaard Boekhandel, Antwerpen, 1949
- [41] DE BEER, E.: Piles subjected to static lateral loads. State of the art Report, Spec. Sess. Nr. 10, 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 16, No. 1, pp. 68-82, 1977

- [42] DE BEER, E. ; WALLAYS, M. : *Forces induced in piles by unsymmetrical surcharge on the soil around the pile*. Proc. of the 5th International Conference on Soil Mechnics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, 325-332, 1972
- [43] DIN 1054:2010-12: Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin, 2010
- [44] DIN 18135:2012-04: Baugrund Untersuchung von Bodenproben Eindimensionaler Kompressionsversuch. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin
- [45] DIN 18137:2002-3 : Baugrund, Versuche von Versuchsgeräte Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Rahmenscherversuch. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin
- [46] DIN 4084:2009-01 : *Baugrund Geländebruchberechnungen*. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin, 2009
- [47] DIN EN 1997-1:2014-03 : Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Technisches Komitee CEN/TC 250 (Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau), Beuth-Verlag, Berlin, 2012
- [48] EA-PFÄHLE : *Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle)*. 2. Aufage, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2012
- [49] ELLIS, E. ; SPRINGMAN, S. : Modelling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plain strain FEM analyses. Computers and Geotechnics, Vol. 28, No. 2, pp. 79-98, 2001
- [50] ESU, F. ; D ELIA, B. : Interazione terreno-struttura in un palo sollecitato dauna frana tipo colata. Rivsita Italiana di Geotechnica, Vol. 8, pp. 27-38, 1974
- [51] FEDDERS, H. : Seitendruck auf Pfähle durch Bewegung von weichen, bindigen Böden -Empfehlung für Entwurf und Bemessung. Geotechnik, Heft 2, S. 100-104, 1978
- [52] FGSV526 : Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke.
- [53] FRANKE, E. : Diskussion zu den Vorträgen der Spezialsitzung Pfähle. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), S. 745-747, 1972
- [54] FRANKE, E. ; SCHUPPENER, B. : Horizontalbelastung von Pfählen infolge seitlicher Erdauflasten. Geotechnik, Heft 5, S. 189-197, 1982
- [55] FÖRSTER, K. : *Abschirmung des Erddrucks vor Spundwänden durch Pfahlroste*. Mitteilungen der Hochschulgemeinschaft Hannover, Heft 17/18, 1937

- [56] FUKUOKA, M. : The effects of horizontal loads on piles due to landslides. Proc. 9th International Conference on Soil Mechnics and Foundation Engineering, Speciality Session, Tokyo, Vol. 10, pp. 27-42, 1977
- [57] GERSTEN, K.; HERWIG, H.: Strömungsmechanik. Vieweg Verlag. 1992
- [58] GHEZZEHEI, T. ; OR, D. : *Rheological properties of wet soils and clays unter steady an oscillatory stresses.* Soil Science Society of American Journal, Vol. 65, No. 2, pp. 624-637, 2001
- [59] GOLDSCHEIDER, M.; GUDEHUS, G.: Verbesserte Standsicherheitsnachweise. Vorträge der Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/Main-Höchst, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., 1974
- [60] GRABE, J. ; PUCKER, T. : Zur numerische Modellierung von Vollverdrängungsbohrpfählen. Geotechnik, Vol. 2, S. 109-118, 2012
- [61] GRANDAS TAVERA, C.E.: A study on failure modes of corner slurry trenches using anisotropic viscohypoplasticity. In Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2013
- [62] GUDEHUS, G. : Bodenmechanik. Enke Verlage, Stuttgart, 1981
- [63] GUDEHUS, G. : Seitendruck auf Pfähle in tonigen Böden. Geotechnik, Vol. 2, S. 73-84, 1984
- [64] GUDEHUS, G. : *A visco-hypoplastic constitutive relation for soft soils*. Soils and Foundations, Vol. 44, No. 4, pp. 11-25, 2004
- [65] GUDEHUS, G. ; LEINENKUGEL, H.-J. : Fließdruck und Fließbewegung in bindigen Böden: Neue Methoden. In: Beiträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 411-429, 1978
- [66] HAMAD, F. : Formulation of a dynamic material point method and application to soilwater-geotextile systems. Universität Stuttgart, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Heft Nr. 70, 2014
- [67] HAMAD, F. : Formulation of the axisymmetric SPDI with application to pile driving in *sand*. Computers and Geotechnics, Elsevier, Vol. 74, pp. 141-150, 2016
- [68] HAMAD, F. ; GIRIDHARAN, S. ; MOORMANN, C. : *A penalty funcHorch tion method for modelling frictional contact in MPM*. Proc. of the 1st International Conference on the Material Point Method, 2017
- [69] HAVEL, F. : *Creep in soft soils*. Dissertation, University of Trondheim, Norwegian, 2004
- [70] HENKE, S.: Herstellungeinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft Nr. 18, 2009

- [71] HERLE, I.: Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechnaik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 142, 1997
- [72] HEYMAN, L. ; BOERSMA, L. : Bending moment in piles due to lateral earth pressure. Proc. 5th International Conference on Soil Mechnics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2, pp. 425-429, 1961
- [73] HILL, R.: The Mathematical Theroy of Plasticity. Oxford, Clarendon Press, 1959
- [74] HIRTH, C. ; AMSDEN, A. ; COOK, J. : An arbitrary Langrangian-Eulerian computing method for all flow speeds. Journal of Computational Physics, Vol. 14, No. 3, pp. 227-253, 1974
- [75] HORCH, M.: Zuschrift zu: Seitendruck auf Pfahlgründungen durch Bewegung von weichen bindigen Böden - Empfehlungen für Entwurf und Bemessung. Geotechnik, Vol. 4, S. 207-208, 1980
- [76] ITO, T. ; MATSUI, T. : *Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles*. Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, pp. 1-13, 1975
- [77] ITO, T. ; MATSUI, T. : The effect of piles in a row on the slope stability. Proc. Special Session 10, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 81-86, 1977
- [78] JEONG, S. ; KIM, B. ; WON, J. ; LEE, W. : Uncoupled analysis of stabilizing piles in weathered slopes. Computers and Geotechnics, Vol. 30, pp. 671-682, 2003
- [79] KAJA, H.: Bodenverschleppung und Spaltbildung infolge der Einbringung von Profilen in Dichtungsschichten aus Ton. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft Nr. 23, 2016
- [80] KEMPFERT, H.-G. : *Pfahlgründungen*. Grundbautaschenbuch Teil 3 (7. Auflage), Ernst & Sohn Verlag, S. 73-277, 2010
- [81] KEMPFERT, H.-G. ; SMOLTCZYK, U. : *Seitendruck und Setzungsbiegung*. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschnitt 3.2, Ernst & Sohn Berlin, 6. Auflage, 2001
- [82] KHOEI, A. ; ANAHID, M. ; DORMOHAMMADI, H. : Arbitrary langragian-eulerian method in plasticity of pressure-sensitive material. Computational Mechanics, Vol. 42, pp. 13-38, 2008
- [83] KOK, S. ; HUAT, B. ; NOORZAEI, J. ; JAAFAR., M. ; GUE, S. : A case study of passive piles failure in open excavation. DFI Journal: The Journal of the Deep Foundations Institute, Vol. 3, No. 2, pp. 49-56, 2009
- [84] KOUTSOFTAS, D. ; LADD, C. : *Design strength of an Offshore Clay*. In: JGED, ASCE, 3: pp. 337-335, 1985

- [85] KRIEG, S.: Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei. Institut f
  ür Bodenmechanik und Felsmechanik, Universit
  ät Fridericiana in Karlsruhe, Heft 150, 2000
- [86] KUTTER, B. ; SATHIALINGAM, N. : *Elastic-viscoplastic modelling of rate-dependent behaviour of clays*. Geotechnique, Vol. 42, No. 3, pp. 227-441, 1992
- [87] LEINENKUGEL, H.-J.: *Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Bedeutung*. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 66, 1976
- [88] LEONI, M. ; KARSTUNEN, M. ; VERMEER, P. : *Anisotropic creep model for soft soils*. Geotechnique, Vol. 58, No 3, pp. 215-226, 2008
- [89] LEUSSINK, H. ; WENZ, K.-P. : Storage yard foundations on soft cohesive soils. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 2, pp. 149-155, 1969
- [90] LIANG, R. ; ZENG, S. : Numerical study of soil arching mechanism in drilled shafts for slope stabilization. Soils and Foundation, Vol. 42, No. 2, pp. 83-92, 2002
- [91] LING, R. ; ZENG, S. : Numerical Study of Soil Arching Mechanism in Drilled Shafts for Slope Stabilization. Soils and Foundations, Vol. 42, No. 2, pp. 83-92, 2002
- [92] MACLEOD, I. ; MURRAY, M. ; WEBSTER, I. ; RAFIQ, M. : Foundation monitoring the caroness bridge. Structure Today and Beyond, Glasgow, United Kingdom, pp. 14-18, 1990
- [93] MASIN, D. : A hypoplastic constitutive model for clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 29, No. 4, pp. 311-336, 2006
- [94] MAYNE, P. ; KULHAWAY, F. : *K0-OCR Relationship in Soil*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108(GT6), 1982
- [95] MÜHL, A. ; CARVALHO, P. D. ; GLOCKNER, A. ; RÖDER, K. : *Instrumentation and monitoring of a full-scale test on pile foundations for overhead bridge cranes*. Proc. 8th International Symposium on Field Measurements in GeoMechanics, Berlin, 2011
- [96] MÜHL, A.; RÖDER, K.; GLOCKNER, A.: Untersuchungen zum Seitendruck auf Pfähle eine Brückenkrananlage. 4. Symposium für Umweltgeotechnik & 5. Freiberger Geotechnik-Kolloquium, Freiberg, S. 297-312, 2009
- [97] MIAO, L.; GOH, A.; WONG, K.; TEH, C.: Ultimate soil pressure for pile groups in soft clay subjected to lateral soil movements. DFI Journal: The Journal of the Deep Foundations Institute, Vol. 2, No. 1, pp. 42-51, 2008
- [98] MOORMANN, C. : Jahresbericht 2016 des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). Bautechnik, Jg. 93 (2016), Heft 12, S. 956-972

- [99] MOORMANN, C. : Jahresbericht 2017 des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). Bautechnik, Jg. 95 (2018), Heft 2, S. 175-182
- [100] MOORMANN, C. ; AL-KAFAJI, I. ; HAMAD, F. : New approach to simulate the installation effects and performance of geotechnical structures. Vorträge zum 20. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 92, S. 159-180, 2013
- [101] MOORMANN, C. ; ASCHRAFI, J. : Numerical investigation of passive loads on piles in soft soils. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 45, No. 2, June 2014, ISSN 0046-5828, 2014
- [102] MOORMANN, C. ; FATEMIZADEH, F. ; ASCHRAFI, J. : Comparison of advanced numerical methods for geomechanical problems with large deformations. In: Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE): Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, Edinburgh, United Kingdom, pp. 4025-4030, 2015
- [103] MOORMANN, C.; KATZENBACH, R.: Numerical analysis of deep excavations reinforced by foundation piles. Proc. 8th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VIII, Balkema, Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 529-534, 2002
- [104] MUNSON, B. ; YOUNG, D. ; OKIISHI, A. ; HUEBSCH, W. : Fundamentals of Fluid *Mechanics*. 6th Edition, 2009
- [105] NAYLOR, D. : Stresses in nearly incompressible materials by finite elements with application to the calculation of excess pore pressures. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 8, No. 3, pp. 443-460, 1983
- [106] NG, C. W.; YAU, T.; LI, J.; TANG, W.: New failure load criterion for large diameter bored piles in weathered geomaterials. Journal for Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vo. 127, No. 6, pp. 488-498, 2001
- [107] NICU, N.; ANTES, D.; KESSLER, S.: Field measurements on instrumented piles under an overpass abutment. Highway Research Record 354, Highway Research Board, Washington, DC, 1971
- [108] NIEMUNIS, A. : A visco-plastic model for clay and its FE-implementation. Resultats recents en mechanique des sols et des roches. XI Colloque Franco-Polonais, Gdansk, pp. 1551-162, 1996
- [109] NIEMUNIS, A. : *Extended hypoplastic mmodel for soils*. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 34, 2003
- [110] NIEMUNIS, A. ; HERLE, I. : *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Vol. 2, No. 4, pp. 279-299, 1997
- [111] NOH, W. : *A time-dependent, two-space-dimensional, coupled eulerian lagrangian code.* Methods in Computational Physics, Vol. 3. pp. 117-179, 1964

- [112] NORTON, F. : *The creep of stell at high temperatures*. Mc Graw Hill Book Company, Inc., NY, 1929
- [113] PAN, J.; GOH, A.; WONG, K.; TEH, D.: *Model tests on single piles in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, No. 4, pp. 890-897, 2000
- [114] PAN, J.; GOH, A.; WONG, K.; TEH, D.: Ultimate soil pressure for piles subjected to lateral soil movements. In. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 6, pp. 530-535, 2002
- [115] POULOS, H.-G. : *Pile behaviour theory and application*. In: Geotechnique, Vol. 39, No. 3, S. 365-415, 1973
- [116] POULOS, H.-G. ; DAVIS, E. : *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons, New York, 1980
- [117] POULOS, H. : *Analysis of piles in soil undergoing lateral movements*. Journal of Soil Mechnainics and Foundation Division, ASCE, Vol. 99, No. 5, pp. 391-406, 1973
- [118] PRANDTL, L.: Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Göttingen, Berichte der mathem.-physikalischen Klasse, Heft 1, S. 74-85, 1920
- [119] QUI, G.: Coupled Eulerian Lagrangian simulations of selected soil-structure interaction problems. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft Nr. 24, 2012
- [120] RANDOLPH, M. ; HOULSBY, G. : *The Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil*. Geotechnique, Vol. 34, Geotechnique1-623, 1984
- [121] REESE, C. ; VANIMPE, W. : *Single piles and pile groups under lateral loading*. Balkema, div. of Taylor & Francis Publishers, 463 p., 2001
- [122] REESE, L. ; COX, W. ; KOOP, F. : *Analysis of lateral loaded piles in sand*. 6th Annual Offshore Techn. Conference, Houston, S. 473-483, 1974
- [123] REUL, O. ; BAUER, J. ; RÖDER, K. ; MÜHL, A. : Messungen und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten der Pfahlgründung für eine Brückenkrananlage im weichen Ton. 20. Geotechnik-Kolloquium, Darmstadt, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 92, S. 181-209, 2013
- [124] ROWE, R.; POULOS, H.-G.: A method for predicting the effect of piles on slope behaviour. Third international Conference on Numerical Methods in Geomechanics, pp. 1073-1085, 1979
- [125] SADEGHIRAD, A. ; BRANNON, R. ; BURGHARDT, J. : A convected particle domain interpolation technique to extend applicality of the material point method for problems involving massive deformations. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 86 (2011), 11435-1456, 2011

- [126] SCHANZ, T.: Entwicklungen bei Standsicherheit- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 4, Geotechnik 29, Heft 1, S. 13-27, 2006
- [127] SCHENK ; SMOLTCZYK: *Pfahlroste, Berechnung und Ausbildung*. Grundbautaschenbuch, Verlag Ernst und Sohn, 2. Auflage, Teil 1, Kap. 2.7, S. 13-27, 1966
- [128] SCHMIEDEL, L.: Seitendruck auf Pfähle. Bauingenieur, Heft 59, S. 61-66, 1984
- [129] SCHWARZ, W. : Verdübelung toniger Böden. Institut für Bodenmechnaik und Felsmechanik, Universität Fridericiana, Karlsruhe, Heft 105, 1987
- [130] SIGLOCH, H.: Technische FluidmecFluid. 8. Auflage. Springer Verlag. 2012
- [131] SIMULIA : Abaqus/Explicit. Programmpaket
- [132] SMOLTCZYK, H.: *Die Einspannung im beliebig geschichteten Baugrund*. Der Bauingenieur, Nr. 38, S. 388-396, 1963
- [133] SPRINGMAN, S. : Lateral loading on piles due to simulated embankment construction. Dissertation, Cambridge University, United Kingdom, 1989
- [134] STEINFELD, K.: Fließdrücke auf Pfähle und Pfahlsysteme. Bericht der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik, Arbeitstagung Nr. 8, Lahnstein, Eigenverlag der Bundesvereinigung, S. 83-123, 1983
- [135] STEWART, D. ; JEWELL, J. ; RANDOLPH, M. : Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements. Geotechnique, Vol. 47, No. 2, pp. 277-296, 1994
- [136] STEWART, D. P. : Lateral loading of piled bridge abutments due to embankment construction. Dissertation, The University of Western Australia, Autralia, 1992
- [137] TERZAGHI, K. : *Erdbaumechanik auf bodenmechanischer Grundlage*. Franz Deuticke, Leipzig und Wien, 1925
- [138] TERZAGHI, K. ; FRÖHLICH, O. : Theorie der Setzungen von Tonschichten Eine Einführung in die analytische Tonmechanik. Franz Deuticke, 1936, Leipzig und Wien, 1936
- [139] THAMM : Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Arbeitsausschuss: Einfluss Hinterfüllung auf Bauwerke, Köln, 1994
- [140] TOPOLNICKI, M. : Observed stress-strain behaviour of remoulded saturated clay and examination of two constitutive models. Veröffentlichungen des Instituts für Boden und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 107, 1987
- [141] TSCHEBOTARIOFF, G. : *Foundations, retaining and earth structures*. McGraw-Hill, New Yourk, 1973

- [142] VERMEER, P. ; MEIER, C.-P. : *Standsicherheit und Verfromungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden*. Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Glückauf, S.133-148, 1998
- [143] VON WOLFFERSDORFF, P.-A. : A hypoplastic relrelation granular material with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-frictionals Materials, Vol. 1, pp. 251-271, 1996
- [144] WEHNERT, M.: Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. Universität Stuttgart, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik , Heft Nr. 5, 2006
- [145] WENZ, K.-P.: Über die Größe des Seitendrucks auf Pfähle in bindigen Erdstoffen. Dissertation, Institut für Boden- und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 12, 1963
- [146] WENZ, K.-P.: Seitendruck auf Pfähle in weichen bindigen Erdstoffen. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), S. 681-690, 1972
- [147] WIEMANN, J.: Bemessungsverfahren für horizontal belastete Pfähle Untersuchungen zur Anwendung der p-y Methode. Dissertation, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Heft 33, 2007
- [148] WINTER, H. : Fließen von Tonböden. Eine mathematische Theorie und ihre Anwendbarkeit auf den Fließwiderstand von Pfählen. Dissertation, Institut für Boden- und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 82, 1979
- [149] WINTER, H.: Bemessung von Pfahlgründungen und Hangverdübelungen auf Fließdruck. Vorträge der Baugrundtagung 1980 in Mainz, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), S. 539-563, 1980
- [150] WOLF, A.; THAMM, B.: Messungen des Seitendrucks auf Großbohrpfähle eines Brückenwiderlagers. Bautechnik 65, Heft 3, S. 80-87, 1988
- [151] WON, J.; KWANGHO, Y.; JEONG, S.; KIM, S.: Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems. Computer and Geotechnics, Vol. 32, pp. 304-315, 2005
- [152] ZIENKIEWICZ, O.: *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. McGraw-Hill, 1967
- [153] ZIENKIEWICZ, O. ; ZHU, J. : *Adaptivity and mesh generation*. Numerical Methods in Engineering, Vol. 32, No. 4, pp. 783-810, 1991

# **Curriculum Vitae**

Nachname		Aschrafi			
Vorname		Johannes			
Geburtsdatu	ım/-ort	30.07.1982 in Filderstadt			
Staatsangeh	örigkeit	deutsch			
Familienstar	nd	verheiratet, 1 Kind			
2016-heute	CDM Smith Consult GmbH Consultant im Bereich Geotechnik und Infrastruktur				
2009-2015	Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Bereich von Forschung und Lehre				
2008-2009	Ernst & Young Real Estate GmbH Freier Mitarbeiter				
2003-2009	Universität Stuttgart Studium des Bauingenieurwesens mit Abschluss Diplom-Ingenieur				
2002-2003	Bundeswehr (Technische Schule der Luftwaffe in Kaufbeuren, Bayer				
1993-2002	Robert-Bosch-Gymnasium in Wendlingen a.N. (Baden-Württemberg) Allgemeine Hochschulreife				

# Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

#### Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart (Institut für Grundbau und Bodenmechanik) der Universität Stuttgart Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. U. Smoltczyk

Nr. 01	Thamm, B. R.	(1974)	Anfangssetzungen und Anfangsporenwas- serüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
Nr. 02	Gußmann, P.	(1975)	Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
Nr. 03	Feeser, V.	(1975)	Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß
Nr. 04	Du Thin, K.	(1976)	Standsicherheit von Böschungen: Pro- gramm-Dokumentation
Nr. 05	Smoltczyk, U./Pertschi, O./Hilmer, K.	(1976)	Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365)
Nr. 06	Hilmer, K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände
Nr. 07	Laumans, Q.	(1977)	Verhalten einer ebenen, in Sand eingespann- ten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaf- ten des Bodens
Nr. 08	Lächler, W.	(1977)	Beitrag zum Problem der Teilflächenpres- sung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopf- anschlüsse
Nr. 09	Spotka, H.	(1977)	Einflußder Bodenverdichtung mittels Ober- flächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand

Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
Nr. 11	Ulrich, G. / Guß- mann, P.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Platten- druckversuche auf konsolidierenden Böden Zum Modellgesetz der Konsolidation
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seiten- druckversuche im Bohrloch
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund
Nr. 15	Smoltczyk, U./ Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen
Nr. 16	Malcharek, K./ Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Be- rechnung von Fundamenten
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Ein- wirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstan- des
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe 1993
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks

Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproble- men bei nichtlinearem Stoffverhalten
Nr. 24	Schad, H. Smolt- czyk, U./ Schad, H./ Zoller, P.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung
Nr. 25	Gußmann, P.	(1986)	Die Methode der Kinematischen Elemente
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monoto- ner einaxialer Beanspruchung
Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzen im Sand neben Einzelfundamen- ten

### Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. U. Smoltczyk

Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Grün- dungskörpern unter horizontalem kinema- tischen Zwang
Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen
Nr. 31	Smoltczyk, U./ Breinlinger, F./ Schad, H./ Wittlinger, M.	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offe- ner Bauweise
Nr. 32	Gußmann, P./ Schanz, T./ Smoltczyk, U./ Willand, E.	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erd- druck, Grundbuch, Standsicherheit von Böschungen)

Nr. 33	Gruhle, H.D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwie- gend horizontal belasteten Ankerplatten
Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Boden- schichten durch Einsatz zugfester Geo- kunststoffe
Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Ma- terialverhalten in der Geotechnik: Experi- mentelle Erfassung und numerische Analy- se
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Bodenkenn- werte in situ aus der Systemantwort des Er- regers
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschun- gen
Nr. 39	Smoltczyk, U.	(1994)	Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik
Nr. 40	Rilling, B.	(1994)	Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm

### Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer

Nr. 41	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Festgestein
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dich- tungsübergängen im Staudammbau
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Bei- mischen eines organophilen Bentonits

Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Ver- haltens von Reibungsmaterialien
Nr. 46	Akinrogunde, A.E.	(1999)	Propagation of Cement Grout in Rock Dis- continuities Under Injection Conditions
Nr. 47	Vogt-Breyer, C.	(1999)	Experimentelle und numerische Untersu- chungen zum Tragverhalten und zur Be- messung horizontaler Schraubanker
Nr. 48	Vermeer, P.A.	(1999)	Neue Entwicklungen in der Geotechnik
Nr. 49	Marcher, T.	(2002)	Resultate eines Versuchsprogramms an Be- aucaire Mergel
Nr. 50	Marcher, T.	(2003)	Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone
Nr. 51	Ruse, N.M.	(2004)	Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb
Nr. 52	Beutinger, P.H.	(2005)	Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicher- heit mobiler Baumaschinen
Nr. 53	Wehnert, M.	(2006)	Ein Beitrag zur drainierten und undrainier- ten Analyse in der Geotechnik
Nr. 54	Möller, S. C.	(2006)	Tunnel induced settlements and forces in li- nings
Nr. 55	Benz, T.	(2007)	Small-Strain Stiffness of Soils and its Nume- rical Consequences
Nr. 56	Abed, A.	(2008)	Numerical Modeling of Expansive Soil Be- havior
Nr. 57	Hintner, J.	(2008)	Analyse der Fundamentverschiebungen in- folge vertikaler und geneigter Belastung
Nr. 58	Russelli, C.	(2008)	Probabilistic Methods applied to the Bea- ring Capacity Problem

Nr. 59	Peña Olarte, A.A.	(2008)	Influence of Particle Shape on the Global Mechanical Response of Granular Packings: Micromechanical Investigation of the Criti- cal State in Soil Mechanics
Nr. 60	Neher, H.P.	(2008)	Zeitabhängiges Materialverhalten und Ani- sotropie von weichen Böden - Theorie und Anwendung
Nr. 61	Vermeer, P.A.	(2008)	Von der Forschung zur Praxis: Symposium anlässlich des 80. Geburtstags von Prof. U. Smoltczyk
Nr. 62	Syawal, S.	(2009)	Numerical Analysis and Design Criteria of Embankments on Floating Piles
Nr. 63	Lächler, A.	(2009)	Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden
Nr. 64	Möllmann, A.	(2009)	Probabilistische Untersuchung von Hoch- wasserschutzdeichen mit analytischen Ver- fahren und der Finite-Elemente-Methode

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. habil. Ch. Moormann

Nr. 65	Moormann, Ch.	(2011)	7. Stuttgarter Geotechnik-Symposium
Nr. 66	Beuth, L.	(2012)	Formulation and Application of a Quasi- Static Material Point Method
Nr. 67	Moormann, Ch.,Huber, M.,Proske, D.	(2012)	Proceedings of the 10th International Proba- bilistic Workshop
Nr. 68	Schneider, M.	(2013)	Zur energetischen Nutzung von Tunnelbau- werken: Messungen und numerische Be- rechnungen am Beispiel Fasanenhoftunnel
Nr. 69	Huber, M.	(2013)	Soil variability and its consequences in geo- technical engineering

Nr. 70	Hamad, F.	(2014)	Formulation of a Dynamic Material Point Method and Applications to Soil-Water- Geotextile Systems
Nr. 71	Klein, L.	(2019)	Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss
Nr. 72	Aschrafi, J.	(2019)	Beitrag zur Seitendruckbeanspruchung von Pfählen in bindigen Böden
Nr. 73	Buhmann, P.	(2019)	Energetisches Potential geschlossener Tun- nelgeothermiesysteme