

MITTEILUNGEN

**Institut für Grundbau, Bodenmechanik
und Energiewasserbau (IGBE)
Leibniz Universität Hannover**

Heft 68

**Untersuchungen zum räumlichen aktiven
Erddruck auf starre vertikale Bauteile im
nichtbindigen Boden**

von

Florian tom Wörden

Hannover 2010

Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck auf starre vertikale Bauteile im nichtbindigen Boden

Von der

**Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover**

zur Erlangung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR
Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation
von

Dipl.-Ing. Florian tom Wörden

geboren am 27.01.1973, in Geesthacht

2010

Die vorliegende Arbeit wurde als Dissertation im Rahmen des Promotionsverfahrens an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Leibniz Universität Hannover eingereicht und angenommen.

Referent:	Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus
Korreferent:	Prof. Dr.-Ing. Matthias Pulsfort
Kommissionsmitglieder:	Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Victor Rizkallah Prof. Dr.-Ing. Werner Blümel
Vorsitz:	apl. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Hothan
Tag der Promotion:	16.04.2010

Vorwort des Herausgebers

Die Lösung von Erddruckproblemen ist ein zentrales Thema des Grundbaus. Da die meisten grundbaulichen Fragestellungen näherungsweise mit einer zweidimensionalen Betrachtung unter Ansatz eines ebenen Verzerrungszustands gelöst werden können, ist der Wissensstand bezüglich „ebener“ Erddruckberechnungen sehr weit entwickelt. Hinsichtlich der räumlichen Effekte, welche bei Bauteilen mit einer im Verhältnis zur Breite relativ großen erdberührten Höhe von Bedeutung sind, ist der Wissensstand dagegen lückenhaft. Hinsichtlich des aktiven räumlichen Erddrucks, der von Herrn tom Wörden in der vorliegenden Arbeit behandelt wird, spiegelt sich der lückenhafte Kenntnisstand auch in der aktuellen Normung wider. Für die Ermittlung des Erddrucks auf suspensionsgefüllte Schlitzte wird in der DIN 4126 ein Erdkeilmmodell empfohlen, während in der Erddrucknorm DIN 4085 ein auf den Ergebnissen verschiedener theoretischer Untersuchungen basierender Ansatz mit einem Korrekturfaktor für den ebenen Erddruck angegeben wird. Aus den beiden Ansätzen können sich je nach Randbedingungen deutlich unterschiedliche Erddrücke ergeben. Über die Größe des resultierenden Erddrucks hinaus betreffen offene Fragen auch die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks auf eine Wand in Abhängigkeit von deren Bewegungsmodus.

Vor diesem Hintergrund widmet sich Herr tom Wörden in seiner Arbeit dem Thema des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre Bauteile in nicht kohäsiven Böden. Dabei hat er sowohl Experimente durchgeführt als auch numerische Simulationen unter Ansatz kontinuumsmechanischer sowie diskontinuumsmechanischer Methoden angewandt. Er kommt dabei zu höchst interessanten Ergebnissen und leitet auf deren Basis einen verbesserten Berechnungsansatz bzw. Empfehlungen zur zweckmäßigen Vorgehensweise bei der rechnerischen Ermittlung des aktiven räumlichen Erddrucks ab.

M. Achmus

Vorwort des Verfassers

Das Thema der vorliegenden Arbeit entstand aus der Vorbereitung einer Lehrveranstaltung zum Themenbereich Schlitzwandtechnik. Zum Nachweis der äußeren Standsicherheit des suspensionsgestützten Erdschlitzes ist u.a. die nötige Stützsuspensionsstützkraft über die Größe des wirkenden räumlichen aktiven Erddrucks zu berechnen. Es stellte sich heraus, dass zwar eine Vielzahl von Berechnungsverfahren zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks verfügbar ist, die Ergebnisse dieser Verfahren sich allerdings stark voneinander unterscheiden. Eine Suche nach einer Hilfestellung, die eine problembezogene Auswahl eines der Verfahren zuließe, blieb ergebnislos. Weiterhin konnte ich feststellen, dass es für die Wirkung des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre ebene Bauteile keine Untersuchungen gibt, die eine Berechnung auf Grundlage gesicherter Erkenntnisse gestattet. Daraus erwuchs die Idee einen Beitrag zum Schließen dieser Lücke zu leisten.

Die Möglichkeit mich dieser Fragestellung zu widmen, wurde mir während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Leibniz Universität Hannover gegeben. Mein besonderer Dank gilt nicht nur in dieser Hinsicht meinem Doktorvater und Hauptberichter Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus, der mir alle Freiheiten und Möglichkeiten geboten hat, die zur Bearbeitung der o.a. Fragestellung beigetragen haben und letztlich das Entstehen der vorliegenden Arbeit ermöglicht haben. Er hat es immer verstanden, mich auch über Zweifel hinweg mit viel Humor zu motivieren.

Zum Dank bin ich auch Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort verbunden, der sich schon frühzeitig zur Übernahme des Korreferats in meinem Promotionsverfahren bereit erklärt hat. Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Hothan gilt mein herzlichster Dank dafür, dass er den Vorsitz der Promotionskommission übernommen hat und auch stets ein offenes Ohr für mich hatte. Weiterhin möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. L. Lohaus bedanken, dass er sich für die Teilnahme an der Promotionskommission bereit erklärt hat. Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Blümel sei an dieser Stelle für die Teilnahme an der mündlichen Prüfung gedankt. Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. V. Rizkallah zum einen für die Teilnahme an der Prüfung und zum anderen für die wohlwollende und interessierte Begleitung meiner Zeit. Für das Gelingen des experimentellen Teils bin ich Herrn Howind zum besonderen Dank verbunden, der durch seine exakte Arbeitsweise und kreative Beharrlichkeit wesentlich dazu beigetragen hat.

An meinen Freund Ingo Weidlich geht ein Dank, der weit über den für die vielen Hilfestellungen während der Bearbeitung dieser Arbeit hinaus geht. Durch seine Freundschaft und durch die Hilfe von Grant Green und Earl Mobileh wurde diese Arbeit für mich erst möglich. Meinen Freunden und Kollegen ebenfalls ein großer Dank für den von ihnen gewährten Beistand und die erquickliche Arbeitsatmosphäre. Für die Unterstützung meiner Familie ist hier in Worten nicht angemessen zu danken, trotzdem möchte ich ihnen für die liebevolle Nachsicht während der Bearbeitungszeit danken.

Hannover, April 2010

Florian tom Wörden

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre Bauteile mit begrenzter Breite. Gegenüber dem ebenen aktiven Fall reduziert eine räumliche Betrachtung die Größe des aktiven Erddrucks maßgebend. Als dafür ursächlich werden Lastumlagerungsvorgänge in Bereiche außerhalb des bewegten Bauteils angesehen. Berücksichtigung findet diese räumliche Betrachtung bei der Standsicherheitsuntersuchung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten und ist in ihrer Anwendung über die DIN 4126 geregelt. Weiterhin tritt der räumliche aktive Erddruck an allen Bauteilen mit begrenzter Breite auf, die sich von einem Erdkörper wegbewegen. Zur erdstatischen Berechnung der Größe des räumlichen aktiven Erddrucks existieren zahlreiche aus der Standsicherheitsbetrachtung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten stammende Berechnungsverfahren, die allerdings für eine allgemeine Anwendung auf starre Bauteile bisher als nicht abgesichert gelten.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es daher, die bestehenden Berechnungsverfahren zur Bestimmung der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ hinsichtlich ihrer Randbedingungen und ihrer Anwendbarkeit für den allgemeinen Fall zu überprüfen und Empfehlungen für den allgemeinen Anwendungsfall zu geben.

Dafür wurden Modellversuche in einem Versuchskasten durchgeführt, in dem starre Bauteile mit unterschiedlichen Abmessungen in einem nichtbindigen Versuchsboden aktiv bewegt wurden. Die Ergebnisse der Modellversuche dienen der Validierung und Kalibrierung von numerischen Modellen. So konnte mit der Finite-Elemente-Methode mit der Wahl eines geeigneten Stoffansatzes eine Parameterstudie durchgeführt werden, in der die Einflüsse aus der Wandbewegungsart, der Bauteilgeometrie, der Lagerungsdichte sowie der Kontaktreibung zwischen dem Versuchsboden und dem Bauteil untersucht wurden. Weiterhin wurden mit der Diskreten-Elemente-Methode die mikromechanischen Ursachen der Lastumlagerung untersucht und die Ergebnisse denen der Modellversuche gegenübergestellt.

Die Untersuchungen ergaben, dass nur wenige Berechnungsverfahren für den allgemeinen Fall anwendbar sind. Für einfache Randbedingungen, d.h. homogener Baugrundaufbau, ebenes Gelände und keine Oberflächenlasten überschätzen diese Verfahren die Größe von $E_{ah,3D}$ jedoch erheblich. Daher wurde auf Grundlage der eigenen Untersuchungen ein einfacher empirischer Berechnungsansatz vorgeschlagen, mit dem eine sichere und wirtschaftliche Abschätzung von $E_{ah,3D}$ möglich ist. Für Anwendungsfälle, die nicht durch die einfachen Randbedingungen abgedeckt sind, kann das Verfahren der modifizierten Elementscheibentheorie in seiner Beschreibung nach Walz et Hock (1987) ohne Berücksichtigung des Gewölbefaktors χ empfohlen werden.

SCHLAGWORTE: räumlicher aktiver Erddruck, DEM, FEM, DIN 4085, DIN 4126

Abstract

The following thesis deals with the investigation of the spatial active earth pressure acting on rigid structural elements with a finite width. Compared to the case of a plane strain (2-dimensional) active earth pressure, a 3-dimensional analysis leads to a much lower value of the active earth pressure. This is due to the soil pressure redistribution that occurs in the soil adjacent to the moving structural element. A spatial or 3-dimensional analysis of the active earth pressure is commonly employed in the stability analyses of slurry-supported trench excavations with guidelines and recommendations regarding its use stipulated in DIN 4126. In addition to trench walls, spatial active earth pressure develops on all structural elements with a finite width that translates away from a soil body. Although there are numerous methods of analysis considering the 3-dimensional effect on the active earth pressure, these are mostly based on the stability analysis of slurry-supported trench walls. However, the validity of these methods has not been thoroughly proven for the general case of active earth pressures acting on rigid elements with a finite width.

Therefore, the aim of this thesis was to investigate and verify existing methods of analysis to determine the spatial active earth pressure $E_{ah,3D}$ with regard to their boundary conditions and their applicability for the general case of a finite rigid element, as well as to determine and give recommendations for their use.

For this purpose, small-scale model tests in a rigid test pit were performed. In the model tests, rigid structural elements with varying widths were placed in a dry, cohesionless soil medium and actively translated (away from the soil). The results of the model tests were used to validate and calibrate numerical models of the active earth pressure. This allowed a parameter study of the spatial active earth pressure using finite-element methods (FEM) with an appropriate soil constitutive model to be conducted. The effect of the type of wall movement, geometry of the rigid element, soil density, as well as contact friction between soil and structural element (wall) on the active earth pressure could, therefore, be investigated. Furthermore, the micro-mechanical causes of the soil pressure redistribution were investigated using the discrete-element method (DEM) and results compared with the finite-element numerical models.

The results of the investigations show that only a few of the analytical methods for the determination of the spatial active earth pressure are applicable to the general case. Moreover, it is shown that, for simple boundary conditions, e.g. homogeneous subsoil, level ground surface, and no superimposed or additional loads, these methods significantly overestimate the determined active earth pressure. Hence, on the basis of own investigations, a simple, empirical method to estimate the spatial active earth pressure with consideration to the safety and economical aspect is suggested in this work. For cases where the requirements of simple boundary conditions are not met, it is recommended to use the modified element slice theory method from Walz and Hock (1987), provided that the arching factor χ is disregarded.

KEYWORDS: spatial active earth pressure, DEM, FEM, DIN 4085, DIN 4126

INHALT

1	EINLEITUNG	1
1.1	Allgemeines.....	1
1.2	Problembeschreibung	2
1.3	Zielstellung.....	3
1.4	Lösungsansatz und Überblick	3
2	BERECHNUNGSVERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DES RÄUMLICHEN AKTIVEN ERDDRUCKS.....	5
2.1	Einführung.....	5
2.2	Kinematische Berechnungsverfahren.....	6
2.2.1	Verfahren nach Piaskowski et Kowalewski (1965).....	6
2.2.2	Verfahren nach Karstedt (1982)	8
2.2.3	Verfahren nach Washbourne (1984).....	9
2.2.4	Verfahren nach Tsai et Chang (1996).....	10
2.2.5	Verfahren der DIN 4126.....	12
2.2.6	Verfahren nach Fox (2004).....	13
2.2.7	Verfahren nach Walz et Prager (1978).....	14
2.3	Statische Verfahren	16
2.3.1	Verfahren nach Huder (1972).....	17
2.3.2	Verfahren nach Schneebeli (1964)	18
2.4	Verfahren der DIN 4085 (02/1987).....	18
2.5	Verfahren der DIN 4085 (10/2007).....	19
2.6	Zusammenfassung	20
3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN ZUM RÄUMLICHEN AKTIVEN ERDDRUCK.....	21
3.1	Einführung.....	21
3.2	Bisherige experimentelle Untersuchungen zum aktiven Erddruck	21
3.2.1	Allgemeines	21
3.2.2	Versuche zur Ermittlung des ebenen aktiven Erddrucks.....	21
3.2.3	Modellversuche zur Untersuchung des räumlichen aktiven Erddrucks	24
3.3	Eigene Modellversuche	27
3.3.1	Versuchseinrichtung und Messtechnik	27
3.3.2	Messung des Einflussbereichs der Spannungsumlagerung	30
3.3.3	Versuchsboden.....	33

3.3.3.1	Indexgrößen, Scherfestigkeit und Stoffparameter	33
3.3.3.2	Bestimmung der Kontaktreibung.....	37
3.3.4	Einbaumethode des Versuchsbodens und Versuchsrandbedingungen.....	38
3.3.4.1	Einbauverfahren.....	38
3.3.4.2	Voruntersuchungen zum Einbau des Versuchsbodens mit der Trichtermethode.....	41
3.3.5	Versuchsvorbereitungen	44
3.3.6	Einfluss des Siloeffektes im Modellversuch	45
3.4	Versuchsergebnisse	49
3.4.1	Allgemeines	49
3.4.2	Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks	50
3.4.3	Bruchkörpergeometrien	54
3.4.4	Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$	56
3.4.5	Lage der Lastresultierenden im Grenzzustand	60
3.4.6	Einflusszone der Spannungsumlagerung.....	61
3.5	Zusammenfassung	63
4	NUMERISCHE UNTERSUCHUNG DES RÄUMLICHEN AKTIVEN ERDDRUCKS MIT DER FEM.....	65
4.1	Einführung.....	65
4.2	Bisherige Untersuchungen mit der FEM.....	65
4.3	Verwendetes Stoffgesetz	70
4.4	Nachrechnung der Modellversuche.....	71
4.4.1	Allgemeines	71
4.4.2	Modellbildung und Diskretisierung.....	72
4.4.3	Kontaktbeschreibung	73
4.4.4	Berechnungsablauf	74
4.4.5	Ergebnisse aus der Nachrechnung der Modellversuche.....	75
4.5	Parameterstudie mit der FEM.....	79
4.5.1	Allgemeines	79
4.5.2	Modellbildung und Diskretisierung.....	79
4.5.3	Ergebnisse.....	84
4.5.3.1	Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks	86
4.5.3.2	Einfluss der Wandbewegungsart	88
4.5.3.3	Einfluss der Lagerungsdichte D	89
4.5.3.4	Einfluss der Wandreibung δ_a	90
4.5.3.5	Einfluss des Räumlichkeitsverhältnisses n	90
4.6	Zusammenfassung	91

5	MODELLIERUNG DES RÄUMLICHEN AKTIVEN ERDDRUCKS MIT DER DEM.....	93
5.1	Einführung.....	93
5.2	Diskrete Elemente Methode in der Geotechnik	94
5.2.1	Allgemeines	94
5.2.2	DEM im Elementversuch	94
5.2.3	DEM zur Abbildung geotechnischer Strukturen	97
5.3	Particle Flow Code	100
5.3.1	Allgemeines	100
5.3.2	Berechnungsalgorithmus	101
5.3.3	Kraft-Verschiebungsgesetz in PFC ^{3D}	102
5.3.4	Bewegungsgesetz in PFC ^{3D}	105
5.3.5	Zusammengesetzte Partikel in PFC	106
5.4	Eigene Untersuchungen mit der DEM	107
5.4.1	Allgemeines	107
5.4.2	Modellbildung für die eigenen Untersuchungen mit der DEM	110
5.4.3	Kalibrierung der Partikelparameter	113
5.4.4	Lagerungsdichte D und äquivalenter Porenanteil $n_{0,PFC}$	117
5.4.5	Erzeugung des Primärspannungszustands	120
5.5	Numerische räumliche aktive Erddruckversuche mit PFC ^{3D}	121
5.5.1	Berechnungsablauf	121
5.5.2	Ergebnisse.....	123
5.5.3	Vergleich mit den Ergebnissen aus den Modellversuchen.....	126
5.5.4	Einflusszonen der Lastumlagerung	127
5.6	Zusammenfassung	131
6	VERGLEICH UND BEWERTUNG DER ERGEBNISSE	135
6.1	Vergleich der Berechnungsverfahren	135
6.1.1	Allgemeines	135
6.1.2	Vergleich der Berechnungsverfahren für $\delta_a = 0^\circ$	135
6.1.3	Vergleich der Berechnungsverfahren für $\delta_a > 0^\circ$	138
6.2	Bewertung der Berechnungsverfahren	140
6.2.1	Allgemeines	140
6.2.2	Berechnungsverfahren für einfache Randbedingungen.....	141
6.2.3	Berechnungsverfahren für erweiterte Randbedingungen	142
6.3	Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks.....	144
6.4	Einflusszonen der Lastumlagerung	146
7	EMPFEHLUNGEN.....	149
7.1	Allgemeines.....	149

7.2	Entwurf eines Berechnungsansatzes für einfache Randbedingungen	150
7.3	Empfehlung für eine Berechnung mit erweiterten Randbedingungen	153
8	ZUSAMMENFASSUNG.....	155
9	LITERATURVERZEICHNIS	159
ANHANG A		171
ANHANG B		175
ANHANG C		177

Symbolverzeichnis

Lateinische Buchstaben

Symbol	Dimension / Einheit	Bedeutung
a	[L/T ²]	Beschleunigung
A	[L ²]	Fläche
A	[L]	Systemabmessung
A_F	[L ²]	Flankenfläche des Erdkeils
A_{Hud}	[1]	Reduktionsfaktor nach Huder (1972)
b	[L]	Bauteilbreite
b_x	[L]	Systembreite
b_y	[L]	Systemlänge
B	[L]	Systemabmessung
C	[L]	Systemabmessung
C_d	[-]	Reibungsbeiwert (Abh. von der Reynoldszahl)
d	[L]	Fallrohrdurchmesser des Rieselgerätes
$d^{[AB]}$	[L]	Abstand der Partikelschwerpunkte
d_{10}	[L]	Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang
d_{50}	[L]	Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang
d_{60}	[L]	Korndurchmesser bei 60% Siebdurchgang
D	[1]	Lagerungsdichte
e_0	[1]	Porenzahl bei natürlicher Lagerung
e_0	[F/L ²]	Erdruhedruckspannung
$e_{ah,2D}$	[F/L ²]	ebene aktive Erddruckspannung
$e_{ah,3D}$	[F/L ²]	räumliche aktive Erddruckspannung
e_{d0}	[1]	Porenzahl bei dichtester Lagerung
e_{c0}	[1]	Porenzahl im kritischen Zustand
e_{i0}	[1]	Porenzahl bei lockerster isotroper Lagerung
e_{max}	[1]	maximale Porenzahl
e_{min}	[1]	minimale Porenzahl
e_p	[F/L ²]	ebene passive Erddruckspannung
E_0	[F]	Erdruhedruckkraft
$E_{0,Einbau}$	[F]	Erdruhedruckkraft auf das Bauteil im Versuchskasten
$E_{ah,2D}$	[F]	ebene aktive Erddruckkraft
$E_{ah,3D}$	[F]	räumliche aktive Erddruckkraft
$E_{ph,2D}$	[F]	ebene passive Erddruckkraft

$E_{ph,3D}$	[F]	räumliche passive Erddruckkraft
E_S	[F/L ²]	Steifemodul des Bodens
$f_{p/K}$	[L]	Parabelstichlänge im Verfahren nach Piaskowski/Kowalewski
f_{kar}	[L]	Stichlänge des Kreisbogens im Verfahren nach Karstedt
g	[L/T ²]	Erdbeschleunigung
G	[-]	Bodengruppe
I	[M·L ²]	Massenträgheitsmoment
I_D	[1]	bezogene Lagerungsdichte
h	[L]	Bauteilhöhe
h_f	[L]	Fallhöhe
h_s	[F/L ²]	Granulathärte
h_u	[L]	Höhe der erforderlichen vertikalen Umlagerungszone
k_0	[-]	Erdruhedruckbeiwert
$k_{0, Einbau}$	[1]	Einbauerddruckbeiwert
$k'_0(z)$	[1]	modifizierter Erdruhedruckbeiwert
k_a	[-]	Erddruckbeiwert, aktiver Erddruck
k_{ah}	[-]	Erddruckbeiwert, horizontal aktiver Erddruck
k_n	[F/L]	Partikelnormalensteifigkeit
k_{ph}	[-]	Erddruckbeiwert, horizontal passiver Erddruck
k_{rot}	[F·L/rad]	Drehsteifigkeit des Partikels
k_s	[F/L]	Partikelschersteifigkeit
k_{trans}	[F/L]	Translatorische Partikelsteifigkeit
K_n	[F/L]	Gewichtete Partikelnormalensteifigkeit
K_s	[F/L]	Gewichtete Partikelschersteifigkeit
k_y	[-]	Operativer Seitendruckbeiwert
n	[1]	Räumlichkeitsverhältnis
n	[-]	Exponent im hypoplastischen Stoffgesetz
n_0	[1]	natürlicher Porenanteil
$n_{0, PFC}$	[1]	äquivalenter Porenanteil
n_{max}	[1]	maximaler Porenanteil
n_{min}	[1]	minimaler Porenanteil
m	[M]	Masse
p	[-]	Kontaktflächenfaktor
$r^{[A]}$	[L]	Radius Kugel A
$r^{[B]}$	[L]	Radius Kugel B
r_e	[L]	Ersatzradius
R_1	[L]	Parameter der logarithmischen Spirale
R_2	[L]	Parameter der logarithmischen Spirale
t_{crit}	[T]	kritischer Zeitschritt

T	[F·L]	Energie
T_S	[F]	Schubkraft in der Flankenfläche des Erdkeils
u	[L]	Wandverschiebung
u_N	[L]	Überlappung der Kugeln A und B
U	[1]	Ungleichförmigkeitszahl
v	[L/T]	Geschwindigkeit
V	[L ³]	Volumen
v_{PFC}	[-]	Verkleinerungsfaktor
z	[L]	Tiefenlage unterhalb Geländeoberfläche

Griechische Buchstaben oder aus griechischen Buchstaben zusammengesetzte Bezeichnungen

Symbol	Dimension / Einheit	Bedeutung
α	[°]	Neigung des Bauteils
α	[-]	Exponent im hypoplastischen Stoffgesetz
β	[°]	Neigung der Geländeoberfläche
β	[-]	Exponent im hypoplastischen Stoffgesetz
γ	[F/L ³]	Wichte des Bodens
γ'	[F/L ³]	Wichte des Bodens unter Auftrieb
γ_s	[F/L ³]	Kornwichte
δ	[°]	Kontaktreibungswinkel
δ_a	[°]	Wandreibungswinkel, aktiv
δ_p	[°]	Wandreibungswinkel, passiv
$\Delta\lambda$	[1]	Differenz der Reduktionsfaktoren bezogen auf r_f
Δe	[1]	bezogene Differenz der Horizontalspannung
Δe_0	[1]	Differenz der Ausgangsporenzahl
Δt	[T]	Zeitschritt
ε_t	[1]	vertikale Stauchung einer Bodenprobe im Elementversuch
η	[-]	Sicherheitsfaktor
ϑ	[°]	Gleitflächenwinkel
κ	[1]	Reduktionsfaktor des 3D-Falls bezogen auf k_0 -Fall
κ_{min}	[1]	Kleinster Reduktionsfaktor des 3D-Falls bezogen auf k_0 -Fall
κ_ω	[1]	Reduktionsfaktor des 3D-Falls bezogen auf k_0 -Fall unter Berücksichtigung des Siloeffekts
λ	[1]	Reduktionsfaktor des 3D-Falls bezogen auf ebenen k_{ah} -Fall
λ_{min}	[1]	Kleinster Reduktionsfaktor des 3D-Falls bezogen auf ebenen k_{ah} -Fall

λ_{Kar}	[1]	Reduktionsfaktor nach Karstedt
$\lambda_{P/K}$	[1]	Reduktionsfaktor nach Piaskowski et Kowalewski
λ_W	[1]	Reduktionsfaktor nach Washbourne
μ	[-]	Partikelreibungsbeiwert
μ_{agh}	[-]	Korrekturfaktoren der DIN 4085 (2/1987)
μ_s	[-]	Partikelreibungsbeiwert für den Schervorgang
μ_e	[-]	Partikelreibungsbeiwert während des Einregens
μ_v	[-]	Partikelreibungsbeiwert zur Erzeugung des Primärspannungszustands
μ_W	[-]	Wandreibung im DEM-Modell
ν	[°]	Dilatanzwinkel
π	[-]	Pi
ρ	[M/L ³]	Dichte
ρ_F	[M/L ³]	Fluiddichte
ρ_S	[M/L ³]	Kornrohddichte
σ_1, σ_3	[F/L ²]	Hauptspannungen
σ_h	[F/L ²]	Horizontale Spannung
σ_v	[F/L ²]	Vertikale Spannung
τ	[F/L ²]	Schubspannung
τ_w	[F/L ²]	Schubspannung in der Flankenfläche des Erdkeils
φ'	[°]	Winkel der inneren Reibung des Bodens
φ_c	[°]	Kritischer Winkel der inneren Reibung des Bodens
χ	[-]	Gewölbefaktor
Ψ	[°]	Parameter der logarithmischen Spirale
ω	[1]	Silokorrekturfaktor

Vektoren

Symbol	Dimension / Einheit	Bedeutung
\vec{F}	[F]	Kraftvektor der Kontaktkraft
\vec{F}_N	[F]	Kraftvektor der Normalkomponente der Kontaktkraft
\vec{F}_S	[F]	Kraftvektor der Scherkomponente der Kontaktkraft
\vec{g}	[L/T ²]	Massenbeschleunigungsvektor
\vec{M}	[F·L]	Momentenvektor
\vec{n}	[1]	Normalenvektor
$\Delta\vec{u}_S$	[L]	Kontaktverschiebungsvektor

\vec{v}_S	[L/T]	Scherkomponente des Kontaktgeschwindigkeitsvektors
$\vec{x}^{[A]}$	[L]	Ortsvektor Schwerpunkt Kugel A
$\vec{x}^{[B]}$	[L]	Ortsvektor Schwerpunkt Kugel B
$\vec{x}^{[C]}$	[L]	Ortsvektor des Kontaktpunktes C
$\vec{\dot{x}}$	[L/T]	Geschwindigkeitsvektor
$\vec{\ddot{x}}$	[L/T ²]	Beschleunigungsvektor
$\vec{\omega}$	[T ⁻¹]	Winkelgeschwindigkeitsvektor
$\vec{\dot{\omega}}$	[T ⁻²]	Winkelbeschleunigungsvektor

Legende:

[Dimension]: L : Länge M : Masse T : Zeit F = M · L/T² : Kraft

[Einheiten]: ° : Grad

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Ist ein Bauteil im Boden eingebettet, so wird dieses u.a. aus einer horizontalen Kraft beansprucht, die aus dem Eigengewicht des Bodens resultiert. Sofern das Bauteil nicht bewegt wird, wird diese Kraft als Erdrudruckkraft E_0 bezeichnet. Wird das Bauteil im Boden horizontal verschoben, so erhöht sich auf der Bauteilseite, die der Verschiebungsrichtung zugewandt ist, die auf das Bauteil wirkende horizontale Kraft aus dem Boden. Mit zunehmender Verschiebung nimmt diese Kraft zu, bis ein Maximalwert erreicht ist. Dieser Wert wird Erdwiderstand oder passive Erddruckkraft E_{ph} genannt. Gleichzeitig nimmt die auf der gegenüberliegenden Bauteilseite wirkende Kraft aus dem Bodeneigengewicht mit der Verschiebung bis auf einen Minimalwert ab. Dieser Wert wird als aktive Erddruckkraft E_a bezeichnet.

Die erforderliche Verschiebung u zur Mobilisierung des passiven Erddrucks ist deutlich größer als jene zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks. Die Größe der erforderlichen Verschiebung wie auch die Größe der maximal mobilisierbaren Erddruckkraft ist in einem nichtbindigen Boden abhängig von seiner Lagerungsdichte (vgl. Abbildung 1-1). Die Größen der aktiven und passiven Erddruckkraft lassen sich für die ebene Anwendung über die klassischen Erddrucktheorien berechnen.

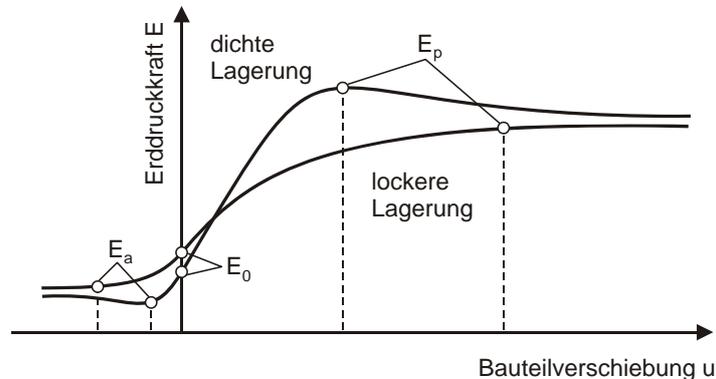


Abbildung 1-1 : Abhängigkeit der ebenen Erddruckkraft von der Verschiebung und der Lagerungsdichte

Wird ein räumliches System angenommen und wird darin ein Bauteil mit begrenzter Breite b horizontal verschoben, so erhöht sich auf der Bauteilseite in Verschiebungsrichtung der räumliche Erdwiderstand im Vergleich zur ebenen Betrachtung. Für den räumlichen aktiven Fall kommt es, verglichen mit dem ebenen Fall, zu einer Reduktion der aktiven Erddruckkraft. Die Größe der Zunahme im passiven Fall bzw. der Reduktion im aktiven Fall ist maßgeblich durch das Verhältnis von Bauteilhöhe h zu Bauteilbreite b bestimmt. Im Folgenden wird dieses Verhältnis als Räumlichkeitsverhältnis $n = h/b$ bezeichnet.

Gegenstand der vorliegenden Untersuchung ist die Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ in Abhängigkeit des Räumlichkeitsverhältnisses n , der Wandbewegungsart und der Lagerungsdichte D eines nichtbindigen Bodens. Weiterhin

wurden die zugehörigen Lastumlagerungseffekte untersucht. Der Erdwiderstand wird im Folgenden nicht weiter betrachtet.

1.2 Problembeschreibung

In der Baupraxis wird der räumliche aktive Erddruck u.a. bei der Standsicherheitsuntersuchung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten mit begrenzter Breite berücksichtigt. Dabei ist nachzuweisen, dass die im Schlitz anstehende Flüssigkeit in der Lage ist, eine Kraft auf die Schlitzwandung auszuüben, die dem räumlichen aktiven Erddruck aus dem umgebenden Boden und ggfs. dem Wasserdruck mindestens entspricht. In der DIN 4126 (08/1986) wird ein Verfahren gegeben, das die Standsicherheitsermittlung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten über die Bestimmung des räumlichen aktiven Erddrucks auf den flüssigkeitsgestützten Schlitz ermöglicht. Das Verfahren der DIN 4126 (08/1986) beruht auf Annahmen, deren Anwendung sich aus der bisher schadensfreien Verwendung des Verfahrens unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors begründet. Dieses Verfahren ist allerdings i.d.R. auf die Anwendung bei flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten begrenzt. Neben diesem Verfahren ist eine Vielzahl weiterer Verfahren zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks auf flüssigkeitsgestützte Erdschlitzte entwickelt worden. Keines dieser Verfahren ist allerdings bisher validiert worden.

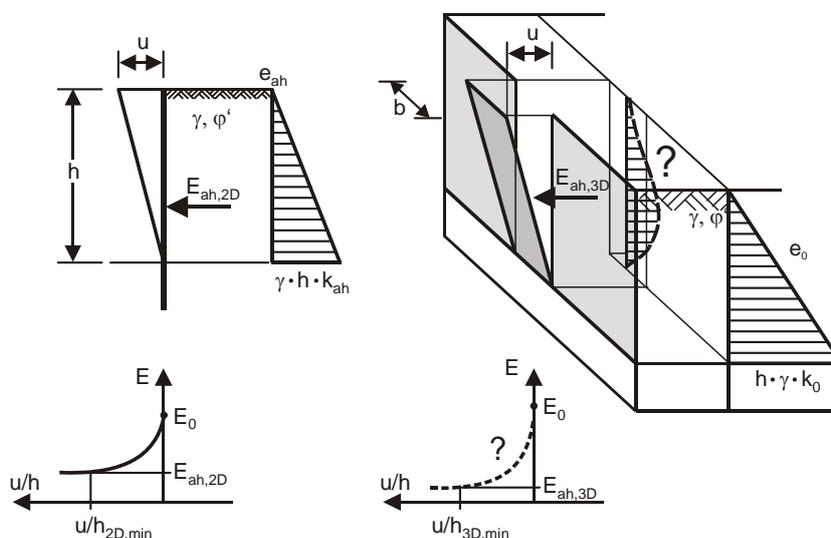


Abbildung 1-2 : Vergleich ebener aktiver und räumlicher aktiver Erddruck

Weiterhin wirkt der räumliche aktive Erddruck z.B. auch auf starre Bauwerke wie Ankerplatten, Wände schmaler Baugruben oder Schächte (vgl. Abbildung 1-2). Zwar stellt die DIN 4085 (02/1987) bzw. DIN 4085 (10/2007) für den allgemeinen räumlichen aktiven Erddruckfall Abminderungsfaktoren zur Verfügung, die sich aus Mittelwerten der Verfahren von Piaskowski et Kowalewski (1965), Prager et Walz (1978) und Karstedt (1980) ableiten. Jedoch wurden diese Verfahren zur Standsicherheitsuntersuchung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten entwickelt. Ein Nachweis zur Gültigkeit dieser Verfahren für den allgemeinen

Fall steht bisher ebenso aus. Starre Bauteile mit begrenzten Abmessungen werden daher im Zweifel auf der sicheren Seite liegend mit dem klassischen ebenen aktiven Erddruck bemessen.

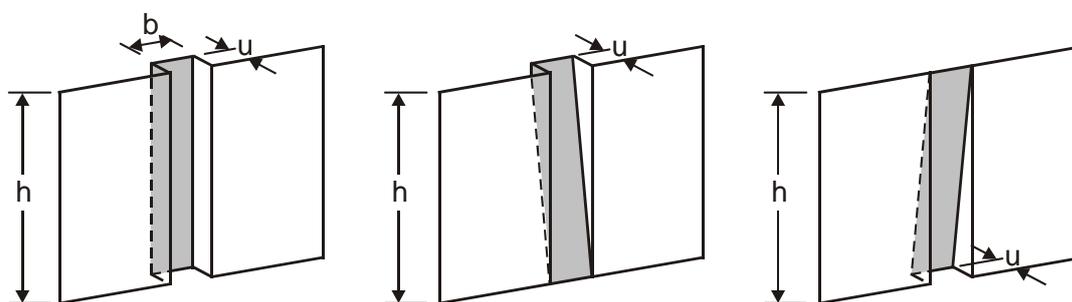
Da die auf ein Bauteil wirkende räumliche aktive Erddruckkraft kleiner ist als die ebene aktive Erddruckkraft, ließen sich starre Bauteile mit begrenzter Breite unter Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks wirtschaftlicher bemessen.

1.3 Zielstellung

Aus der Problembeschreibung ergibt sich, dass die bestehenden Berechnungsansätze zur Bestimmung der räumlichen aktiven Erddruckkraft hinsichtlich ihrer Anwendungsgrenzen zu überprüfen sind. Es sollen mit der vorliegenden Arbeit weiterhin Empfehlungen für die Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre ebene Bauwerke gegeben werden. Damit soll ein validiertes Verfahren vorgeschlagen werden, das es ermöglicht den räumlichen aktiven Erddruck, wie er auf im Boden einbindende Bauteile mit begrenzter Breite wirkt, abzuschätzen. Die Untersuchungen sollen für nichtbindige homogene Baugrundverhältnisse durchgeführt werden.

1.4 Lösungsansatz und Überblick

Zur Erfüllung der Zielstellung werden die bestehenden Berechnungsansätze mit ihren Randbedingungen in Kapitel 2 dargestellt und einem Vergleich unterzogen. Weiterhin wurden Modellversuche zur Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks in einem eigens konstruierten Versuchskasten durchgeführt (Kapitel 3). Dabei wurden neben unterschiedlichen Räumlichkeitsverhältnissen die drei Wandbewegungsarten nach Abbildung 1-3 untersucht.



a) Parallelverschiebung (par) b) Fußpunktdrehung (rf) c) Kopfpunktdrehung (rh)

Abbildung 1-3 : Bezeichnung der untersuchten Grundwandbewegungsarten Parallelverschiebung, Fußpunktdrehung und Kopfpunktdrehung sowie die im Folgenden verwendeten Abkürzungen

Messungen mit einem Folienmesssystem ermöglichten die Darstellung der Einflusszone der Lastumlagerung, wie sie sich im Grenzzustand neben einem verschobenen Bauteil einstellt. Die Versuchsergebnisse dienten der Validierung numerischer Finite-Elemente Modelle, mit denen eine Parameterstudie durchgeführt wurde (Kapitel 4). In dieser Parameterstudie konnte der Einfluss der Bauteilgeometrie sowie der bodenmechanischen Eigenschaften eines nichtbindigen Bodens auf die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft untersucht werden.

Als ursächlich für die Abminderung des räumlichen aktiven Erddrucks gegenüber dem ebenen Fall wird eine Umlagerung von Spannungen hinter dem aktiv bewegten Bauteil angesehen. Mit der Finite-Elemente-Methode kann gezeigt werden, dass es infolge einer aktiven Bauteilverschiebung zu einer Abminderung der Spannungen auf das bewegte Bauteil bei gleichzeitiger Erhöhung der Spannungen neben dem Bauteil kommt (vgl. z.B. Abbildung 4-1, Abbildung 4-2 und Abbildung 4-3).

Die mikromechanischen Prozesse, die in einem granularen Haufwerk wie Sand zu dieser Lastumlagerung führen, lassen sich durch eine numerische Analyse mit der Methode der Diskreten Elemente (DEM) einer Betrachtung zugänglich machen. Dafür wurden die geometrischen Verhältnisse des Modellversuchs numerisch mit einem DEM Programm angenähert. Der nichtbindige Bodenkörper wurde dafür aus diskreten Partikeln, d.h. im vorliegenden Fall aus rd. 75000 Kugeln gleichen Durchmessers, modelliert. Durch eine Kalibrierung der Partikelparameter sowie durch eine angepasste Partikelgenerierung konnten das bodenmechanische Verhalten des nichtbindigen Bodenkörpers abgebildet werden und die Lastumlagerungsvorgänge durch die Ausbildung bzw. Verstärkung von Kontaktnetzwerken dargestellt werden (Kapitel 5).

Die Ergebnisse der einzelnen Untersuchungen werden vergleichend zusammengestellt (Kapitel 6), sodass auf dieser Grundlage Empfehlungen für die Abschätzung des räumlichen aktiven Erddrucks auf Bauteile mit $n > 0$ gegeben werden konnten (Kapitel 7).

2 Berechnungsverfahren zur Bestimmung des räumlichen aktiven Erddrucks

2.1 Einführung

Zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks existieren zahlreiche Berechnungsverfahren, die sich hinsichtlich der Anwendungsgebiete in zwei Gruppen einteilen lassen. Die eine Gruppe wird aus den Berechnungsverfahren gebildet, die den räumlichen aktiven Erddruck auf ebene Bauteile oder flüssigkeitsgestützte Erdschlitzte ermitteln. Zu der zweiten Gruppe lassen sich die Berechnungsansätze zählen, mit denen der räumliche aktive Erddruck auf radialsymmetrische Bauwerke wie Großbohrpfähle, Senkkästen oder Schächte berechnet werden kann [Berezantzev (1958), Steinfeld (1958), Schulz (1969), Walz (1976), Rojek (1986), König (1994), Hertel (1999)]. Für die Zielstellung der vorliegenden Arbeit sind die Ansätze zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks auf radialsymmetrische Bauwerke jedoch irrelevant und werden im Folgenden daher nicht weiter betrachtet.

Nach Pulsfort (1986) lassen sich einige der Verfahren zur erdstatischen Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks auf ebene Bauteile und flüssigkeitsgestützte Erdschlitzte hinsichtlich ihres erdstatischen Ansatzes in kinematische und statische Berechnungsverfahren einteilen. Die kinematischen Verfahren ermitteln den Erddruck über eine Gleichgewichtsbetrachtung an einem räumlichen bzw. pseudoräumlichen [Walz et Hock (1987)] Bruchmonolithen, der im aktiven Grenzzustand auf einer Gleitfläche abrutscht. Die statischen Berechnungsverfahren lösen die Gleichgewichtsbedingungen an einem Bodenelement. Dabei wird von einem vollständig plastifizierten Zustand des Bodenbereiches ausgegangen, der dem bewegten Bauteil bzw. Erdschlitz angrenzt. Diese statischen Verfahren stützen sich auf die Abminderung des Erddrucks durch eine Reduktion der vertikalen Spannungen über die Silotheorie nach von Terzaghi (1954).

Weiterhin existieren im deutschen Normenwerk vereinfachte Berechnungsverfahren, welche Abminderungsfaktoren vorgeben, die aus einer Kombination verschiedener Ansätze ermittelt wurden (vgl. DIN 4085 (02/1987) und DIN 4085 (10/2007)).

Nachfolgend werden die Verfahren zur erdstatischen Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks für einen nichtbindigen homogenen Baugrund vorgestellt und ihre spezifischen Anwendungsgrenzen aufgezeigt. Ein Großteil der Berechnungsverfahren wurde zur Ermittlung der Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten entwickelt und ist daher für eine allgemeine Anwendung, d.h. eine Anwendung auf starre Bauteile zu überprüfen. Ein allgemeiner experimenteller bzw. numerischer Nachweis zur Gültigkeit steht jedoch für alle Verfahren aus.

Für den Vergleich der Berechnungsverfahren wird die berechnete Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ der mit der Bauteilbreite b multiplizierten und nach DIN 4085

für den ebenen Fall berechneten ebenen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,2D}$ gegenüber gestellt und durch den Reduktionsfaktor nach Gl. 2-1 beschrieben.

$$\lambda = \frac{E_{ah,3D}(n)}{E_{ah,2D} \cdot b} \quad \text{Gl. 2-1}$$

2.2 Kinematische Berechnungsverfahren

Die kinematischen Berechnungsverfahren gehen von einem Erreichen des Grenzgleichgewichtes an einem monolithischen Bruchkörper aus. Dieser Zustand wird i.d.R. durch die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb definiert. Der Ort, an dem diese Grenzbedingung überschritten wird, ist die so genannte Gleitfläche oder Bruchfläche und muss für die Bestimmung der Größe der Erddruckkraft in ihrer Lage bekannt sein. Unter dem Einfluss des Eigengewichts rutscht der Bruchkörper auf dieser geneigten ebenen oder gekrümmten Bruchfläche ab. Die dabei mobilisierte Erddruckkraft lässt sich durch eine Gleichgewichtsbetrachtung der freigeschnittenen Kräfte am Bruchkörper ermitteln.

Innerhalb der kinematischen Berechnungsverfahren lassen sich jene zusammenfassen, die den realen Bruchkörper geometrisch zu beschreiben versuchen [(Piaskowski et Kowalewski (1965), Karstedt (1982), Washbourne (1984), Tsai et Chang (1996)]. Bei diesen Verfahren erzeugt ein gegenüber dem Coulombschen Erdkeil verkleinertes Bruchkörpervolumen eine abgeminderte Gewichtskraft, was in der Gleichgewichtsbetrachtung am Bruchmonolithen eine verringerte Erddruckkraft zur Folge hat. Da die Abminderung des Erddrucks auf der geometrischen Beschreibung des Bruchkörpers beruht und dieser in den nachfolgend dargestellten Verfahren nur durch den Winkel der inneren Reibung φ' beschreibbar ist, ist die Anwendung der Verfahren auf homogenen Baugrund beschränkt. Begrenzte Auflasten führen zu einer Veränderung der Bruchkörpergeometrie und können daher mit diesen Verfahren nur bedingt abgebildet werden.

Zu den kinematischen Verfahren lassen sich auch Verfahren zählen, die als Bruchkörper den Coulombschen Erdkeil annehmen. Bei diesen Verfahren stellt der Erdkeil keine Abbildung des realen Bruchkörpers dar und dient nur der einfachen Erfassung der Randbedingungen. Eine Abminderung des Erddrucks erfolgt über Schubkräfte in den orthogonal zum Bauteil stehenden Flankenflächen des Erdkeils [Tröger et Adamczyk (1971), Prater (1973), Kilchert [in Müller-Kirchenbauer et al. (1979)], Gußmann et Lutz (1981), Lutz (1983), DIN 4126 (08/1986), Fox (2004)].

2.2.1 Verfahren nach Piaskowski et Kowalewski (1965)

Auf der Grundlage von Versuchsergebnissen an flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten geben Piaskowski et Kowalewski (1965) ein weit verbreitetes und einfach zu handhabendes

Verfahren zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks auf flüssigkeitsgestützte Erdschlitz an. Darin wird davon ausgegangen, dass sich infolge eines aktiven Grenzzustands ein horizontales Bodengewölbe ausbildet, das die Spannungen teilweise in die Bereiche neben dem Erdschlitz ableitet. Dieses Bodengewölbe begrenzt einen monolithischen Bruchkörper, dessen Ausgangspunkt die Schlitzsohle ist und der in diesem Verfahren durch die Form eines vertikal stehenden parabolischen Halbzyinders beschrieben und durch den ebenen Erdschlitz begrenzt wird. Der parabolische Halbzyinder wird durch eine ebene Gleitfläche mit dem Winkel ϑ_a geschnitten (vgl. Abbildung 2-1). Die Größe des Parabelstichs $f_{P/K}$ lässt sich nach Piaskowski et Kowalewski (1965) über die Annahme nach Gl. 2-2 ermitteln.

$$f_{P/K} = \frac{b}{2} \cdot \cot \varphi' \tag{Gl. 2-2}$$

Es wird zudem davon ausgegangen, dass eine ausreichende Verschiebung des Bruchkörpers vorliegt, sodass die vertikale gekrümmte Bruchkörperbegrenzung spannungsfrei ist und sich daher keine Kraftkomponente am Gleitkörper ausbildet. Die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D,P/K}$ folgt aus einer Gleichgewichtsbetrachtung am Bruchkörper. Der maßgebende Gleitflächenwinkel ϑ_a ergibt sich für den Maximalwert des Erddrucks.

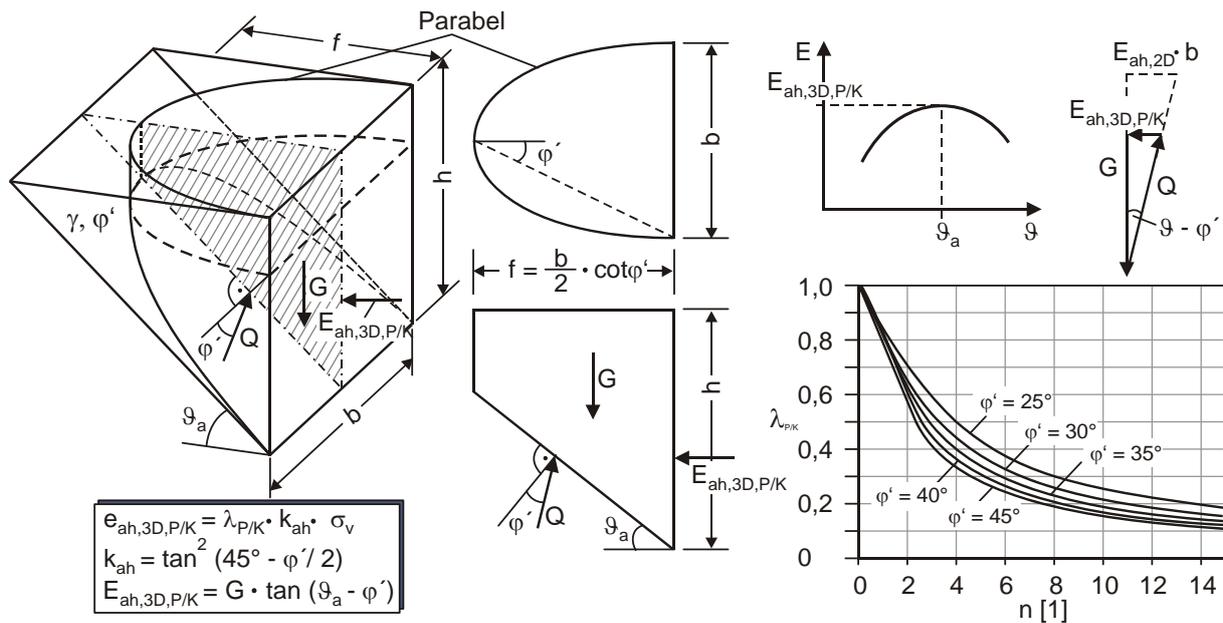


Abbildung 2-1 : Darstellungen zum Verfahren nach Piaskowski et Kowalewski (1965)

Die Anwendung des Verfahrens ist auf homogene, nichtbindige Böden begrenzt. Durch eine schichtweise Auswertung kann jedoch eine Baugrundsichtung aus nichtbindigen Schichten näherungsweise abgebildet werden, wobei es jedoch zu einer unstetig geneigten Gleitfläche kommt. Bei großflächigen Auflasten kann die Berechnung formal über die Erhöhung des Gleitkörpergewichtes erfolgen. Andere Belastungen wie Streifenlasten lassen sich nicht abbilden, da diese maßgebenden Einfluss auf die Bruchkörperform haben und somit die Voraussetzungen des Verfahrens verletzen. Während Piaskowski et Kowalewski (1965) die Anwendung ihres Verfahrens auf Fälle mit $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$ begrenzt haben, gibt Karstedt

(1978) über Diagramme eine Erweiterung auf ausgewählte Fälle mit $\delta \neq 0^\circ$ und Karstedt (1980) eine Erweiterung auf ausgewählte Fälle mit $\alpha \neq 0$, $\beta \neq 0$ und $\delta \neq 0$ an.

2.2.2 Verfahren nach Karstedt (1982)

Zur Untersuchung der Stabilität von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzen führte Karstedt (1982) kleinmaßstäbliche Modellversuche in einem dichtgelagerten schwach mittelsandigen Grobsand durch. Der flüssigkeitsgestützte Erdschlitz wurde dabei durch einen wassergefüllten Gummisack repräsentiert. Über den Anstieg des Wasserspiegels im umgebenden Versuchsboden konnte für die Räumlichkeitsverhältnisse $n = 1$, $n = 2$ und $n = 4$ ein aktiver Bruchkörper in dem 0,165 m bzw. 0,33 m breiten Modellschlitz erzeugt werden, der nach einer chemischen Verfestigung einer Vermessung zugänglich war. Die Bruchkörperbewegung konnte während des Versuchs durch horizontale Wegaufnehmer bestimmt werden. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass sich an der Geländeoberfläche eine Bruchkörperbegrenzung in Form eines Halbkreises einstellte.

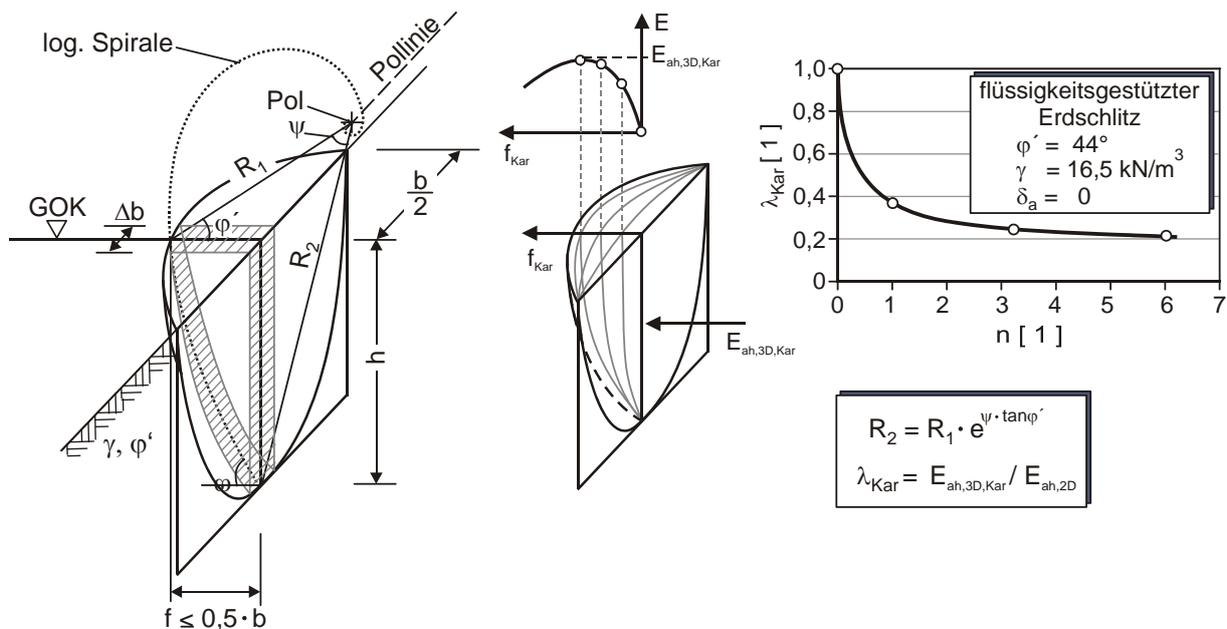


Abbildung 2-2 : Darstellungen zum Verfahren von Karstedt (1982)

Auf Grundlage seiner Versuchsergebnisse schlug Karstedt (1982) ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks auf flüssigkeitsgestützte Erdschlitz vor, das in einem nichtbindigen Boden unter Grundwasserwirkung von einem monolithischen Bruchkörper mit muschelförmiger Gleitfläche ausgeht. Die Bruchkörperform lässt sich darin durch eine logarithmische Spirale nach Gl. 2-3 mit einer räumlichen Erweiterung annähern (vgl. Abbildung 2-2). Die Bruchkörperform ist allerdings kinematisch nur unter der Annahme zulässig, dass der Dilatanzwinkel ψ gleich dem Winkel der inneren Reibung φ' ist.

$$R_2 = R_1 \cdot e^{\psi \cdot \tan \varphi'}$$

Gl. 2-3

Zur Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D,Kar}$ wird in dem Berechnungsverfahren der Bruchkörper von der Geländeoberfläche ausgehend in senkrecht zum Schlitz stehende vertikale Gleitkörperstreifen der Breite Δb eingeteilt. Es wird angenommen, dass in den vertikalen Flächen der Gleitkörperstreifen keine Schubkräfte senkrecht zum Schlitz übertragen werden. Die Parameter R_I und ψ nach Abbildung 2-2 bzw. Gl. 2-3 werden am mittleren Gleitkörperstreifen unter der Bedingung gewählt, dass der Gleitkörper durch die Unterkante des Schlitzes verlaufen muss. Die maßgebende Bruchkörperform und damit sein Eigengewicht ergibt sich aus einer Variation der Stichlänge f_{Kar} des Kreisgewölbes an der Geländeoberfläche bis maximal $f_{Kar} = b/2$ nach dem Coulombschen Extremalprinzip durch die Betrachtung des Momentengleichgewichts im Sinne einer Geländebruchuntersuchung.

Die Anwendung des Verfahrens von Karstedt (1982) setzt die Kenntnis von der Lage und der Neigung der Erddruckresultierenden voraus. Im Fall eines flüssigkeitsgestützten Erdschlitzes kann aus einer Gleichgewichtsbetrachtung angenommen werden, dass im Grenzzustand die resultierende Erddruckkraft in Größe und Lage gleich der resultierenden Suspensionsstützkraft ist. Für die Anwendung des Verfahrens auf starre Bauteile gibt Karstedt (1982) an, dass diese Größen z.B. durch Messungen am Bauteil zu ermitteln sind.

2.2.3 Verfahren nach Washbourne (1984)

Washbourne (1984) schlägt ebenfalls ein Berechnungsverfahren zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks für ebene flüssigkeitsgestützte Erdschlitzte auf Grundlage eines reduzierten Bruchkörpervolumens vor. Wie Karstedt (1982) stützt Washbourne (1984) die Annahmen seines Verfahrens auf Beobachtungen im Modellversuch. Auf diesen basierend werden abhängig von der Schlitztiefe h zwei Bruchkörperformen unterschieden. Gedrungene Erdschlitzte mit einem Räumlichkeitsverhältnis $n < 0,5$ weisen demnach einen vereinfachten Bruchkörper auf, dessen Bruchkörperbegrenzung an der Geländeoberfläche in Form eines Trapezes beschrieben werden kann. Für Erdschlitzte mit einem Räumlichkeitsverhältnis von $n \geq 0,5$ wird der Verlauf der Bruchlinie an der Geländeoberfläche in Form eines Dreiecks angenommen. Die Bruchkörperform für $n \geq 0,5$ wird über die Tiefe durch den geometrischen Körper nach Abbildung 2-3 beschrieben. Durch vereinfachende Annahmen zum Spannungszustand im Bodenkörper wird in diesem Berechnungsverfahren davon ausgegangen, dass durch eine Gewölbebildung die vertikalen Flanken der Bruchkörpermantelfläche spannungsfrei sind. Der aus diesen Annahmen resultierende Fehler wird nach Washbourne (1984) jedoch durch ein kleineres rechnerisches Bruchkörpervolumen kompensiert.

Der maßgebende Gleitflächenwinkel ist in diesem Verfahren durch $\vartheta_a = 45^\circ - \varphi'/2$ gegeben und muss daher nicht nach dem Coulombschen Extremalprinzip bestimmt werden. Für den gedrungenen Bruchkörper ergibt sich die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D,Ws}$ aus Gl. 2-4. Für den schlanken Bruchkörper erfolgt die Berechnung der räumlichen aktiven Erddruckkraft

$E_{ah,3D,Wd}$ nach Gl. 2-5. Da der Gleitflächenwinkel ϑ_a vorgegeben ist, stellt $\tan^2(45^\circ - \varphi'/2)$ in Gl. 2-4 und Gl. 2-5 den aktiven Erddruckbeiwert k_{ah} für $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$ dar.

$$E_{ah,3D,Ws} = \gamma \cdot \left(\frac{h^2 \cdot b}{2} - \frac{h^3}{3} \right) \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad \text{Gl. 2-4}$$

$$E_{ah,3D,Wd} = \gamma \cdot \left(\frac{h \cdot b^2}{4} - \frac{b^3}{24} \right) \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad \text{Gl. 2-5}$$

Damit ergibt sich für die Betrachtung des Reduktionsfaktors λ_W nach Gl. 2-6, dass dieser nicht vom Winkel der inneren Reibung φ' abhängig ist, sondern nur aus einer Reduktion des Bruchkörpervolumens resultiert.

$$\lambda_W = \frac{E_{ah,3D,W}}{E_{ah,2D}} \quad \text{Gl. 2-6}$$

Das Berechnungsverfahren ist auf eine Anwendung im homogenen Boden beschränkt, ermöglicht jedoch eine Berücksichtigung von Kohäsion, eines Grundwasserspiegels und einer großflächigen Auflast.

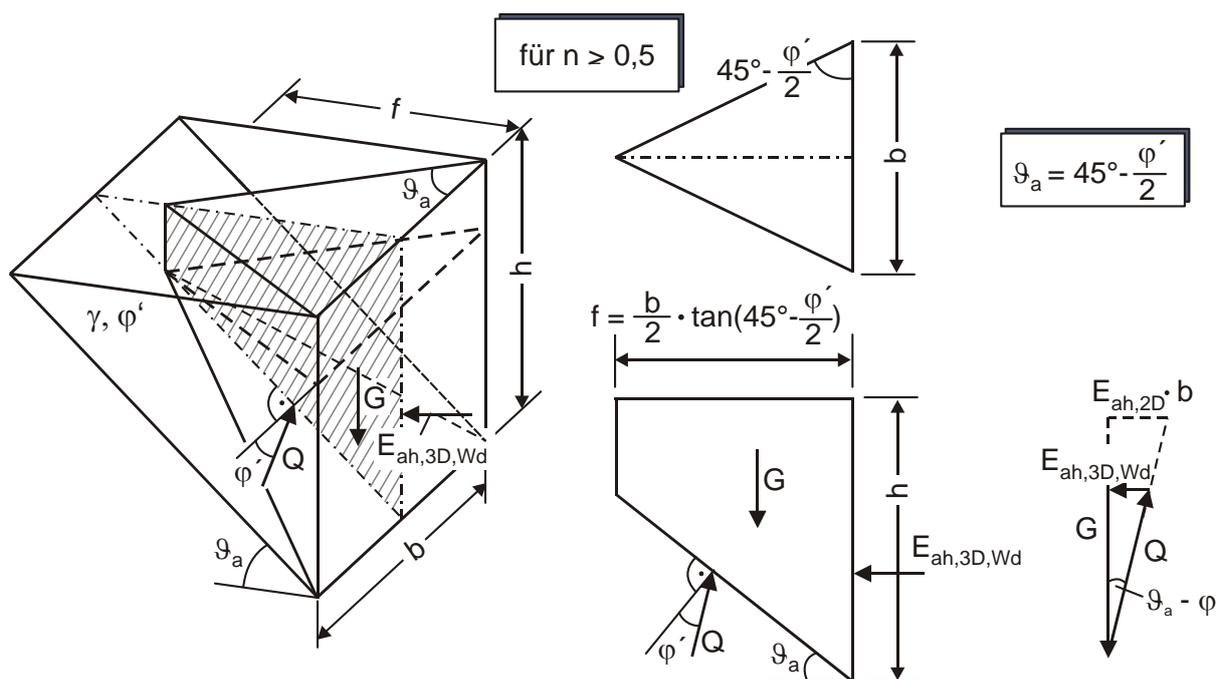


Abbildung 2-3 : Darstellungen zum Verfahren nach Washbourne (1984) für $n \geq 0,5$

2.2.4 Verfahren nach Tsai et Chang (1996)

Tsai et Chang (1996a und 1996b) schlagen ein Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Stabilität eines flüssigkeitsgestützten Erdschlitzes in homogenem, kohäsionslosem Boden vor.

Es beruht, wie auch das Verfahren von Karstedt (1982), auf der Beschreibung eines muschelförmigen Bruchmonolithen, dessen Form durch die Schlitzgeometrie und durch den Winkel der inneren Reibung φ' definiert wird. Tsai et Chang (1996a und 1996b) nehmen an, dass der Bruchmonolith nach Überschreiten des Grenzgleichgewichts auf einer Bruchfläche abgeleitet.

Zur Berechnung der Form des Bruchmonolithen wird zunächst ein Bodenbereich im Rankine-Zustand definiert, in dem sich orthogonal zum Schlitz parallele Spannungstrajektorien nach der Gewölbetheorie von Handy (1985) einstellen. Innerhalb dieses Bereiches bildet sich die Gleitkörperbruchfläche aus, deren Verlauf mittels einer Kettenlinienfunktion nach Handy (1985) in Abhängigkeit des Winkels der inneren Reibung φ' beschreibbar ist. Zur Berechnung der resultierenden räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D,T\&Ch}$ wird der Gleitkörper in vertikale Säulen eingeteilt, deren vertikale Kontaktflächen als spannungsfrei definiert sind. In den Aufstandsflächen dieser Säulen werden über Gleichgewichtsbetrachtungen die horizontalen Kraftanteile bestimmt und zu einer resultierenden Horizontalkraft, der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D,T\&Ch}$, aufsummiert (vgl. Abbildung 2-4). Die in der Aufstandsfläche wirkenden vertikalen Spannungen aus Eigengewicht werden dafür nach der Silotheorie abgemindert. Die Anwendung des Rechenverfahrens ist auf nichtbindige, homogene Böden begrenzt. Begrenzte Auflasten lassen sich mit diesem Verfahren nicht berücksichtigen.

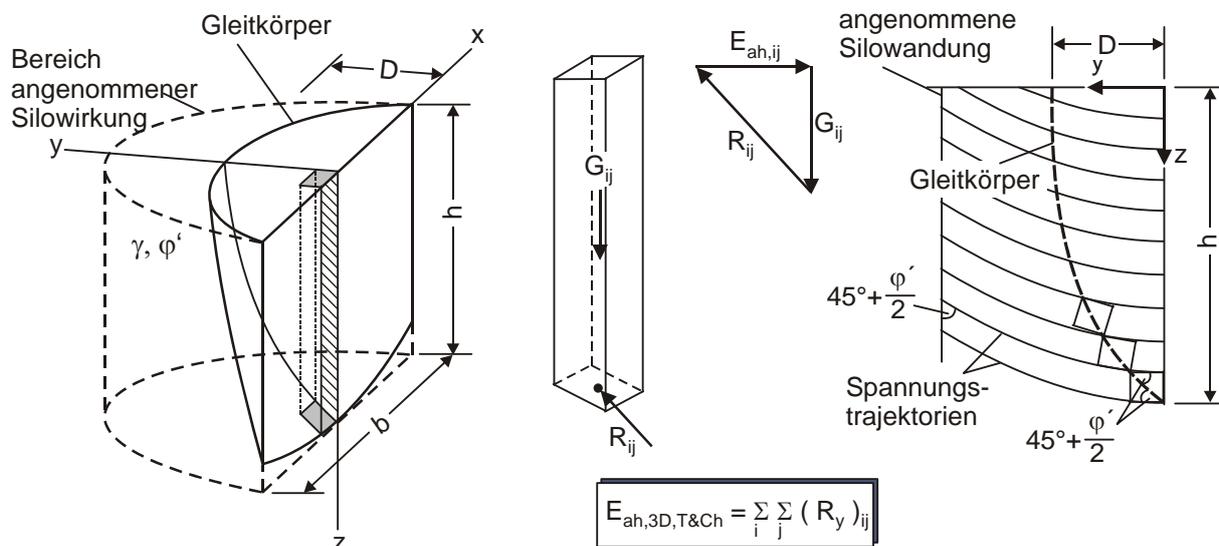


Abbildung 2-4 : Darstellungen zum Verfahren nach Tsai et Chang (1996)

In Tsai et al. (2000) werden Messergebnisse gegeben, die während eines großmaßstäblichen Versuchs an einem flüssigkeitsgestützten Erdschlitz ermittelt wurden. Durch ein schrittweises Absenken des Flüssigkeitsspiegels im Erdschlitz wurde ein Schlitzversagen herbeigeführt. Allerdings beschränken sich Tsai et al. (2000) auf eine Beschreibung der an der Geländeoberfläche gemessenen Setzungen. Eine Gegenüberstellung von gemessenen Erddruckkräften mit nach dem Verfahren von Tsai et Chang (1996a und 1996b) berechneten wird nicht gegeben.

Die rechnerische Bruchkörperform an der Geländeoberfläche nach Tsai et Chang (1996a und 1996b) spiegelt insbesondere bei Räumlichkeitsverhältnissen von $n > 3$ deutlich einen spitzen Dreigelenkbogen wider.

2.2.5 Verfahren der DIN 4126

Die DIN 4126 (08/1986) enthält ein Berechnungsverfahren mit dem sich die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks zur Bestimmung der Standsicherheit eines suspensionsgestützten Erdschlitzes auf Grundlage des Globalsicherheitskonzepts ermitteln lässt. Das Berechnungsverfahren zur Bestimmung des räumlichen aktiven Erddrucks ist identisch mit dem Verfahren des Entwurfs der DIN 4126 (08/2004). Allerdings beruht darin die Bestimmung der Standsicherheit auf dem Teilsicherheitskonzept.

Bei den kinematischen Verfahren, die von einem Erdkeilmodell ausgehen, wird eine Abminderung des Erddrucks durch den Ansatz von Schubkräften T_s in den dreieckigen Flankenflächen A_F eines Erdkeils erreicht (vgl. Abbildung 2-5).

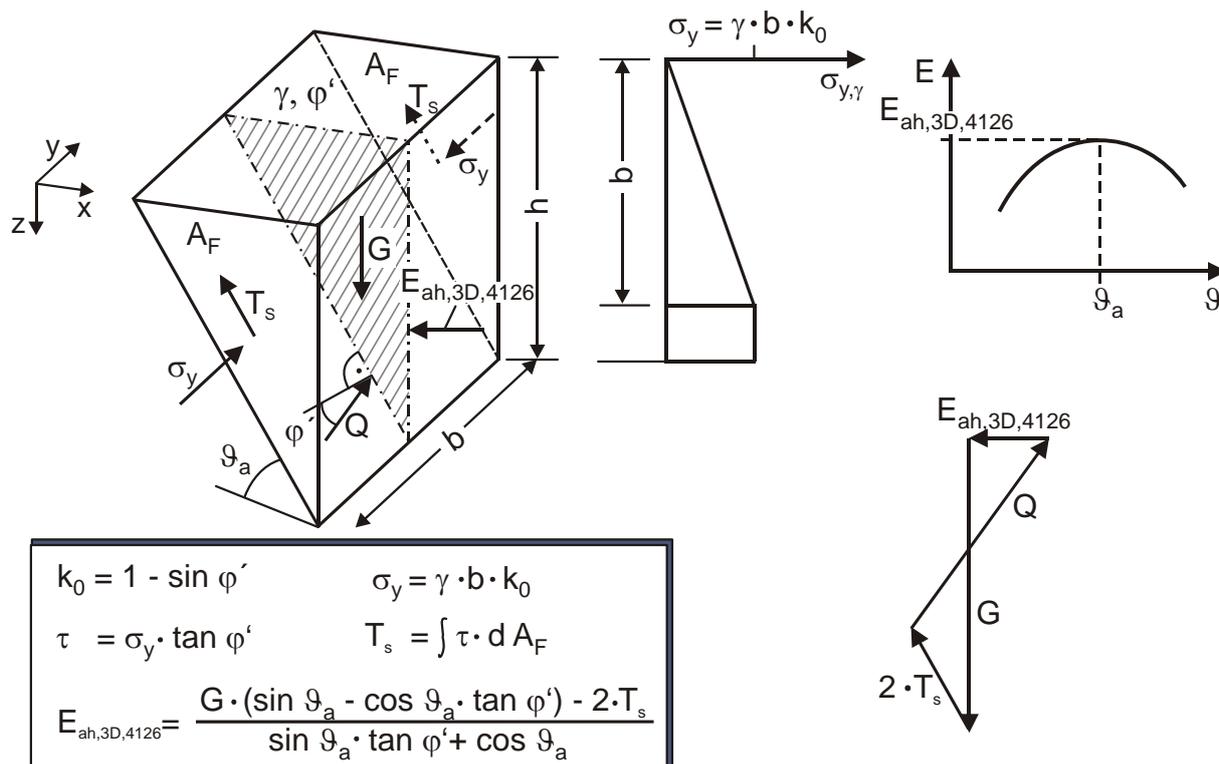


Abbildung 2-5 : Darstellungen zum Verfahren nach DIN 4126 (08/1986)

Da es sich bei dem Erdkeil um keinen realen Bruchkörper handelt, ist der Ansatz zur Ermittlung der Größe dieser Schubkräfte aus bodenmechanischen Überlegungen nicht eindeutig ableitbar. Für die Ermittlung der Größe des räumlichen aktiven Erddrucks jedoch ist er von ausschlaggebender Bedeutung. Das Verfahren der DIN 4126 stellt eine Weiterentwicklung sowie eine rechentechnische Vereinfachung hinsichtlich des Schubkraftansatzes gegenüber den Ansätzen von Prater (1973), Kilchert [in Müller-

Kirchenbauer et al. (1979)], Gußmann et Lutz (1981) und Lutz (1983) dar. Walz et Pulsfort (1983a und 1983b) stellen den Einfluss der verschiedenen Annahmen dieser Verfahren dar und weisen darauf hin, dass eine allgemeingültige Aussage aufgrund bodenmechanischer Überlegungen nicht gegeben werden kann. Das Verfahren der DIN 4126 (08/1986) ist als Festlegung dieser Annahmen in Form eines Rechenverfahrens zu verstehen. Aus der erfolgreichen Anwendung des Erdkeilverfahrens der DIN 4126 (08/1986) zur Bemessung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten kann heute geschlussfolgert werden, dass sich mit diesem Verfahren in Verbindung mit der geforderten Globalsicherheit von $\eta = 1,1$ bis $1,3$ der räumliche aktive Erddruck auf flüssigkeitsgestützte Erdschlitzte auf der sicheren Seite liegend abschätzen lässt.

Zur Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks wird ein dem Erdschlitz angrenzender Erdkeil angenommen, der unter dem Gleitflächenwinkel ϑ_a geneigt ist (Abbildung 2-5). Orthogonal auf die vertikalen dreieckigen Flankenflächen A_F wirkend wird zur Berücksichtigung des Siloeffektes bis zu einer Tiefe, die der einfachen Schlitzbreite b entspricht, die geostatische Erdruhedruckverteilung angesetzt, die unterhalb der Tiefe von $l \cdot b$ als konstant wirkend angenommen wird. Die Erddruckkraft $E_{ah,3D,4126}$ wird über die Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma V = 0$ ermittelt. Durch eine Variation des Gleitflächenwinkels ϑ_a lässt sich für jede Aushubtiefe das Maximum von $E_{ah,3D,4126}$ durch eine Coulombsche Extremwertbetrachtung ermitteln.

Über eine Einteilung des Erdkeils in Lamellen lässt sich eine gebrochene Geländeoberfläche ebenso abbilden, wie eine horizontale Baugrundsichtung. Dabei wird angenommen, dass aneinandergrenzende Lamellenflächen schubspannungsfrei sind. Weiterhin ist es mit dem Verfahren möglich, begrenzte Lasten sowie unterschiedliche Absetztiefen von Lasten rechnerisch abzubilden. Eine umfängliche Beschreibung des Berechnungsverfahrens ist in Kilchert et Karstedt (1984) gegeben.

2.2.6 Verfahren nach Fox (2004)

Fox (2004) stellt ein Verfahren zur Ermittlung der Stabilität eines flüssigkeitsgestützten Schlitzes vor, das ebenfalls die Betrachtung eines monolithischen Bruchkörpers mit der idealisierten Form eines Erdkeils zur Grundlage hat. Während sich nach diesem Verfahren im nichtbindigen Boden ein Erdkeil wie in dem zuvor beschriebenen Verfahren der DIN 4126 (08/1986) ausbildet, kann sich im bindigen Boden zudem eine vertikale parallel zum Schlitz verlaufende hintere Bruchzone ausbilden, deren Tiefe z_c sich nach Gl. 2-7 ermitteln lässt (vgl. Abbildung 2-6). Über die Tiefe dieser Bruchzone lässt sich nach dem Verfahren von Fox (2004) ein auf den Bruchkörper wirkender hydrostatischer Druck ansetzen.

$$z_c = \frac{2 \cdot c' \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)}{\gamma} \qquad \text{Gl. 2-7}$$

Auch in diesem Verfahren erfolgt eine Abminderung der Erddruckkraft über den Ansatz eines gleitflächenparallelen Schubkräftepaars. Die Größe dieser Schubkräfte T ermittelt sich aus einer linear mit der Tiefe zunehmenden Vertikalspannung, die mit einem Seitendruckbeiwert k multipliziert wird. Die Größe des Seitendruckbeiwertes k ist nach Fox (2004) abhängig von der Schlitzbreite b sowie von der Dilatanz des Bodens und sollte durch den Anwender des Verfahrens problembezogen gewählt werden. Fox (2004) empfiehlt als erste Näherung den Ansatz des Erdruhedruckbeiwertes k_0 .

Das Verfahren ermöglicht den Ansatz von großflächigen Auflasten, nicht jedoch den von begrenzten Auflasten. Der Einfluss großflächiger Auflasten auf die Schubkräfte in den Flankenflächen des Erdkeils muss ebenfalls von dem Anwender des Verfahrens gewählt werden.

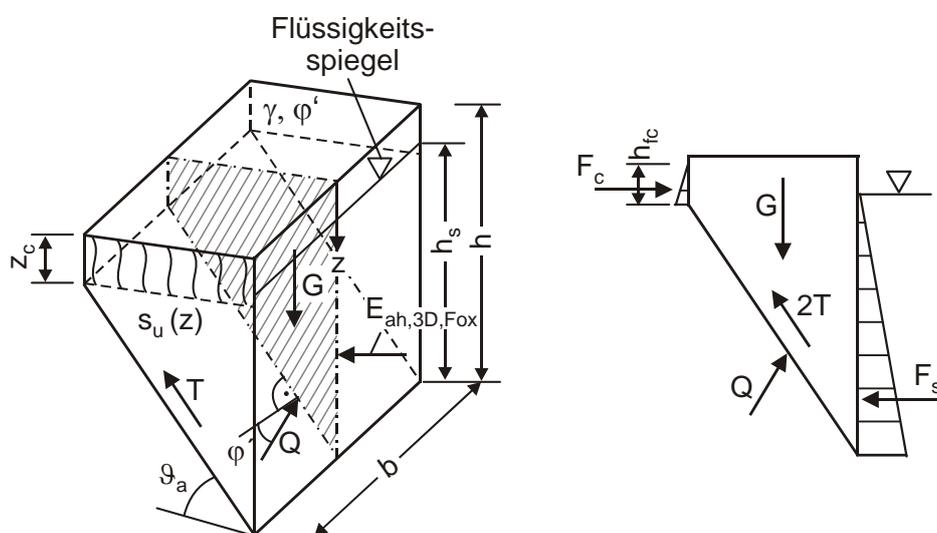


Abbildung 2-6 : Darstellungen zum Verfahren nach Fox (2004)

Die Sicherheit der Schlitzstabilität ist in dem Verfahren von Fox (2004) durch das Verhältnis der Scherfestigkeit zur wirkenden Scherspannung und damit letztlich durch den Ansatz von Fellenius definiert. Die Größe des maßgebenden Gleitflächenwinkels ϑ_a ergibt sich aus einer Variation von ϑ_a mit der Annahme des Grenzzustands bei der kleinsten Sicherheit.

2.2.7 Verfahren nach Walz et Prager (1978)

Dem Berechnungsverfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie nach Walz et Prager (1978) liegt ebenfalls die Annahme eines Erdkeils zugrunde. Allerdings erfolgt im Gegensatz zu den vorgenannten Erdkeilverfahren die Ermittlung des Erddrucks aus Gleichgewichtsbetrachtungen an einer horizontalen, differentiell dünnen Elementscheibe gemäß der Elementscheibentheorie von von Terzaghi (1936a). Gegenüber der ebenen Betrachtung werden an den Flankenflächen des Erdkeils A_F gleitflächenparallele Schubspannungen τ_w eingeführt (vgl. Abbildung 2-7). Die Größe der Schubspannungen τ_w ermittelt sich aus der Multiplikation eines operativen Seitendruckbeiwertes k_y und einer

vertikalen Spannung σ_z , die in dem Erdkeil nach der Silotheorie wirkend angesetzt wird (Gl. 2-8). Für die Anwendung des Verfahrens empfohlen Walz et Hock (1987) anhand von Vergleichsberechnungen für den Ansatz des operativen Seitendruckparameters $k_y = k_0 = 1 - \sin \varphi'$, stellen aber auch die Möglichkeit heraus, dass $k_y = \cos^2 \varphi'$ gewählt werden könnte.

$$\sigma_z = \frac{\gamma \cdot b}{g} \cdot \left(1 - e^{-g \cdot \frac{z}{b}}\right)$$

Gl. 2-8

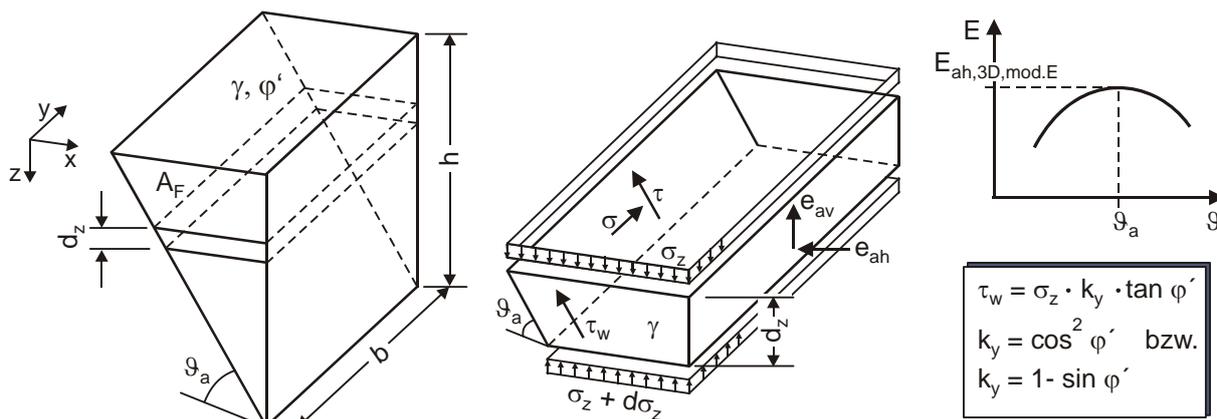


Abbildung 2-7 : Darstellungen zum Verfahren der modifizierten Elementscheibentheorie [nach Walz et Prager (1978)]

Walz et Hock (1987) übertragen den Gewölbefaktor χ nach der Elementscheibentheorie des ebenen Falls nach von Terzaghi (1936a) auf die räumliche Anwendung des Verfahrens. Mittels des Gewölbefaktors χ kann über Gl. 2-9 der Verlauf des Erddruckbeiwerts $K_h(z)$ linear über die Tiefe z angepasst werden. Dabei ergibt im ebenen Fall $\chi = 0$ einen linearen Verlauf der ebenen Erddruckspannung mit einer resultierenden Erddruckkraft bei $z = 2/3 \cdot h$, während mit $\chi > 0$ eine Verlagerung der resultierenden Erddruckkraft in die oberen Bereiche abgebildet werden kann.

$$K_h(z) = K \cdot \left(1 + \chi - \chi \cdot \frac{z}{h}\right)$$

Gl. 2-9

mit

$$g = \frac{2 \cdot k_y \cdot \sin \varphi'}{\sin(\vartheta - \varphi')} + \chi \cdot \frac{b}{h}$$

Gl. 2-10

Die räumliche aktive Erddruckspannung $e_{ah,3D}$ ergibt sich aus Gl. 2-8 und Gl. 2-9 zu

$$e_{ah,3D} = K_h(z) \cdot \sigma_z$$

Gl. 2-11

wobei in Gl. 2-9 K nach Gl. 2-12 angenommen wird.

$$K = \frac{\cot \vartheta}{\tan \delta + \cot(\vartheta - \varphi')} \quad \text{Gl. 2-12}$$

Durch Integration von Gl. 2-11 über die Bauteilhöhe h lässt sich die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D,modE}$ ermitteln. Der maßgebende Gleitflächenwinkel ϑ_a wird durch eine Variation für den maximalen Wert von $E_{ah,3D,modE}$ gefunden. Für einen homogenen Boden lässt sich der Einfluss des Gewölbefaktors χ und damit der Wandbewegungsart auf die Größe von $E_{ah,3D,modE}$ über Gl. 2-13 ermitteln.

$$E_{ah,3D,modE} = K \cdot \frac{\gamma \cdot b^2}{g} \cdot \left[n \cdot \left(1 + \frac{\chi}{2}\right) - \frac{1}{g} \cdot (1 + \chi - e^{-g \cdot n}) + \frac{\chi}{g^2 \cdot n} \cdot (1 - e^{-g \cdot n}) \right] \quad \text{Gl. 2-13}$$

Durch $\chi > 0$ lässt sich nach Walz et Hock (1987) auch für die räumliche Anwendung eine Umlagerung der Erddruckspannungen in den oberen Bauteilbereich erreichen. Im Gegensatz zu der ebenen Anwendung der Elementscheibentheorie von von Terzaghi, bei der das Integral über die Wandhöhe h unabhängig von der Größe des Gewölbefaktors χ ist, kommt es bei der räumlichen Anwendung in der modifizierten Elementscheibentheorie mit zunehmender Größe des Gewölbefaktors χ auch zu einer Vergrößerung der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D,modE}$. Mit der Wahl eines entsprechenden Gewölbefaktors χ lässt sich nach Walz et Hock (1987) eine Bauteilstützung bzw. die Bauteilbewegungsart näherungsweise berücksichtigen. Die Größe des Gewölbefaktors χ muss allerdings durch den Anwender des Verfahrens geschätzt werden.

Das Verfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie kann sowohl für bindige als auch nichtbindige Böden eingesetzt werden. Weiterhin kann mit diesem Verfahren einer horizontalen Baugrundsichtung wie auch einer Oberflächenlast Rechnung getragen werden. Auch lassen sich Wandreibungswinkel von $0^\circ \leq \delta_a \leq \varphi'$ zum Ansatz bringen und über den Gewölbefaktor χ der Einfluss einer Bauteilstützung bzw. einer Wandbewegungsart theoretisch abbilden.

2.3 Statische Verfahren

Bei den statischen Verfahren wird kein geometrisch definierter Bruchkörper betrachtet. Vielmehr wird angenommen, dass der dem Bauteil bzw. dem flüssigkeitsgestützten Schlitz angrenzende Boden zwischen zwei Wänden, deren Abstand durch die Bauteilbreite b beschrieben ist, wie in einem Silo absinkt. Unter der Annahme, dass sich der Bodenbereich zwischen den Silowänden im plastischen Grenzzustand befindet, errechnet sich die räumliche aktive Erddruckspannung $e_{ah,3D}$ aus der mit einem Erddruckbeiwert multiplizierten Vertikalspannung. Die Vertikalspannung aus Bodeneigengewicht σ_z ermittelt sich dabei durch die Siloformel von von Terzaghi (1936). Somit ließe sich das unter Kapitel 2.2.7 aufgeführte Verfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie sowohl zu den kinematischen als auch zu den statischen Verfahren zählen. Daneben existieren zwei weitere statische

Verfahren, die sich im Ansatz der in den Stirnflächen der Elementscheibe angreifenden Schubkräfte unterscheiden.

2.3.1 Verfahren nach Huder (1972)

Huder (1972) schlägt ein Verfahren zur Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckspannungen auf einen flüssigkeitsgestützten Erdschlitz vor. Das Verfahren basiert auf der Betrachtung einer dem Erdschlitz angrenzenden und vollständig plastifizierten vertikalen Elementscheibe der Dicke l . Betrachtet werden darin die Gleichgewichtsbedingungen an einem horizontalen Balken mit der Dicke dz (vgl. Abbildung 2-8).

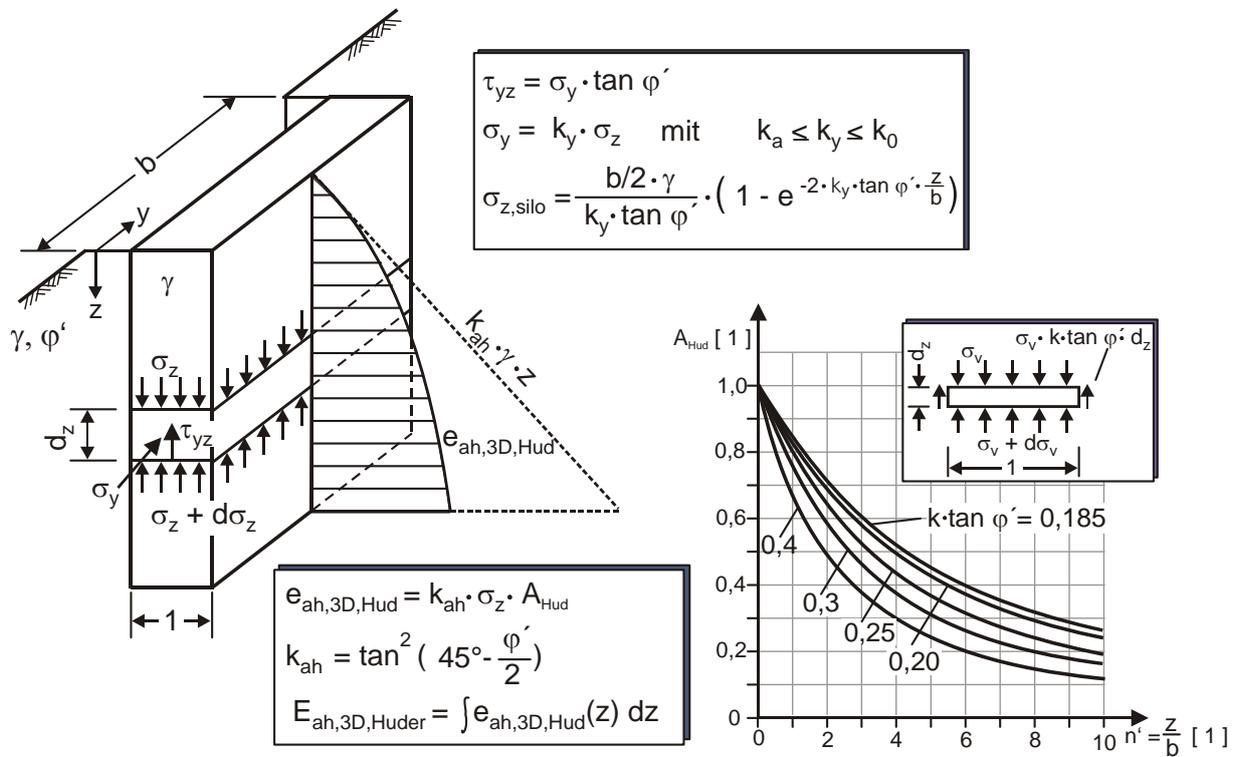


Abbildung 2-8 : Darstellungen zum Verfahren von Huder (1972)

Die vertikalen Spannungen $\sigma_{z,Silo}$ an den Stirnflächen des Balkens werden nach der Silotheorie abgemindert und als gleichverteilt über die Balkenbreite b angenommen. Für den Ansatz der horizontalen Spannungen auf die Balkenstirnfläche ist die Wahl eines operativen Seitendruckbeiwerts k_y erforderlich, der nach Huder (1972) in den Grenzen von $k_a < k_y < k_0$ angenommen werden kann. Walz et Hock (1987) geben an, dass sich bei der Verwendung von $k_y = \cos^2 \varphi'$ als operativer Seitendruckbeiwert die Ergebnisse des Verfahrens den Ergebnissen anderer Verfahren annähern. Der Term $\cos^2 \varphi'$ beschreibt dabei die horizontale Komponente des aktiven Erddruckbeiwerts k_a für $\delta_a = - \varphi'$.

Die Ermittlung des Erddrucks erfolgt über eine Multiplikation der vertikalen Spannungen $\sigma_{z,Silo}$ mit einem aktiven Erddruckbeiwert k_{ah} . Huder (1972) gibt zur einfachen Berechnung

der vertikalen Spannungen $\sigma_{z,Silo}$ einen Reduktionsfaktor A_{Hud} in Abhängigkeit des Verhältnis der betrachteten Tiefe z zur Bauteilbreite b und des Winkels der inneren Reibung φ' an, mit dem die ebenen Erddruckspannungen zu multiplizieren sind. Die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D,Hud}$ wird durch Integration über die Bauteilhöhe h erhalten.

Nach Walz et Hock (1987) lässt sich in dem Verfahren formal eine Wandreibung durch die Verwendung eines aktiven Erddruckbeiwerts k_{ah} ($\delta_a > 0$) berücksichtigen. Allerdings verletzt dies die Annahme des Rankine-Zustands in der vertikalen Elementscheibe. Die daraus resultierenden Effekte auf den aktiven räumlichen Erddruck können daher nicht erfasst werden. Das Verfahren von Huder (1972) lässt sich einfach auf horizontal geschichtete bindige oder nichtbindige Böden mit oder ohne großflächige Auflast anwenden.

2.3.2 Verfahren nach Schneebeli (1964)

Das Verfahren von Schneebeli (1964) ermöglicht auf ähnlichem Wege die Berechnung der räumlichen aktiven Erddruckspannungen auf einen flüssigkeitsgestützten Erdschlitz wie das Verfahren von Huder (1972). Im Gegensatz zu Huder (1972) werden jedoch die Gleichgewichtsbedingungen an einem vertikalen Druckgewölbe in der vertikalen Elementscheibe mit der Dicke l betrachtet. Die auf das Gewölbe wirkenden vertikalen Spannungen werden in ihrer horizontalen Projektion über die Scheibenbreite b als konstant verteilt angenommen. Die Spannungen σ_y auf die Stirnflächen ermitteln sich nach Schneebeli (1964) verfahrensbedingt mit einem operativen Seitendruckbeiwert von $k_y = \cos^2 \varphi'$.

Das Verfahren von Schneebeli (1964) lässt sich einfach auf horizontal geschichtete bindige oder nichtbindige Böden mit oder ohne großflächige Auflast anwenden. Wie auch in dem Verfahren von Huder (1972) lässt sich eine Wandreibung durch einen entsprechenden aktiven Erddruckbeiwert formal berücksichtigen. Nach Müller-Kirchenbauer et al. (1979) ist das Verfahren von Schneebeli (1964) in seiner Anwendung im Ergebnis gleich mit dem Verfahren von Huder (1972).

2.4 Verfahren der DIN 4085 (02/1987)

Im Gegensatz zu den vorgenannten Verfahren kommt das Verfahren der DIN 4085 (02/1987) aufgrund seiner einfachen Handhabung in der Praxis für einfache Randbedingungen häufig zur Anwendung. Darin werden von der Geometrie abhängige Formbeiwerte μ_{agh} nach Tabelle 2-1 gegeben, die zu einer Abminderung des ebenen aktiven Erddrucks für den Fall eines nichtbindigen Bodens mit $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$ nach Gl. 2-14 führen. Der Baugrundeinfluss, ausgedrückt über den Winkel der inneren Reibung φ' oder über einen Zustandsparameter o.ä., bleibt unberücksichtigt. Die Formbeiwerte μ_{agh} stellen einen auf der sicheren Seite liegenden Mittelwert aus den Verfahren von Piaskowski et Kowalewski (1965), Prager et Walz (1978), Karstedt (1978) und Karstedt (1980) dar.

$$e_{ah,3D,4085(87)} = \gamma \cdot z \cdot k_{ah} \cdot \mu_{agh} \tag{Gl. 2-14}$$

Die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{a,h3D,4085(87)}$ berechnet sich nach Gl. 2-15.

$$E_{ah,3D,4085(87)} = b \cdot \sum_0^h e_{ah,3D,4085(87)} \cdot \Delta h \tag{Gl. 2-15}$$

Tabelle 2-1 : Formbeiwerte μ_{agh} für $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$ nach Tabelle 2, DIN 4085 (02/1987)

z/b	[1]	0	1	2	3	4	6	8	10
μ_{agh}	[-]	1	0,82	0,70	0,59	0,50	0,37	0,30	0,25

Für Wandreibungswinkel $\delta_a \neq 0^\circ$ empfiehlt das Beiblatt 1 der DIN 4085 (02/1987) die Verwendung der Formbeiwerte von Karstedt (1978) und Karstedt (1980). Darin wird das Verfahren von Piaskowski et Kowalewski um einige Fälle mit $\alpha \neq 0, \beta \neq 0^\circ$ und $\delta \neq 0^\circ$ erweitert. Die zu verwendenden Beiwerte lassen sich für einige Kombinationen von α, β und δ_a aus Diagrammen auslesen.

2.5 Verfahren der DIN 4085 (10/2007)

Die DIN 4085 (10/2007) gibt ein Verfahren zur Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckspannung $e_{ah,3D,4085(07)}$ auf eine kurze Wand in Abhängigkeit der Wandgeometrie und des Winkels der inneren Reibung φ' für Verhältnisse $\alpha = \beta = \delta_a = 0^\circ$ an. Nach Hettler (2008) leitet sich dieses Verfahren aus dem Verfahren nach Piaskowski et Kowalewski (1965) ab. Gegenüber dem ebenen Fall erfolgt darin eine Reduktion des aktiven Erddrucks über eine rechnerische Bauteillänge l_{ag}^{er} nach Gl. 2-17. Die Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D,4085(07)}$ erfolgt über eine rechnerische Wandlänge l_{ag}^{Er} nach Gl. 2-19.

$$e_{ah,3D,4085(07)} = \frac{e_{agh} \cdot l_{ag}^{er}}{b} \tag{Gl. 2-16}$$

mit

$$l_{ag}^{er} = b \cdot \left(1 - \frac{2}{\pi} \cdot \arctan \frac{\varphi'_{\text{Bogenmass}} \cdot z}{2 \cdot b} \right) \tag{Gl. 2-17}$$

Darin ist der Winkel der inneren Reibung φ' im Bogenmaß einzusetzen. Die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D,4085(07)}$ ermittelt sich aus Gl. 2-18 mit Gl. 2-19 und Gl. 2-20.

$$E_{ah,3D,4085(07)} = E_{ah} \cdot l_{ag}^{Er} \tag{Gl. 2-18}$$

mit der rechnerischen Wandlänge l_{ag}^{Er} nach Gl. 2-19

$$l_{ag}^{Er} = b \cdot \left\{ 1 - \frac{2}{\pi} \cdot \left[\left(1 + \frac{1}{A^{*2}} \right) \cdot \arctan A^* - \frac{1}{A^*} \right] \right\} \quad \text{Gl. 2-19}$$

und mit

$$A^* = \frac{\varphi'_{\text{Bogenmass}} \cdot h}{2 \cdot b} \quad \text{Gl. 2-20}$$

Das Verfahren der DIN 4085 (10/2007) ermöglicht die Berücksichtigung von großflächigen Oberflächenlasten und ist auch für bindige Böden geeignet. Allerdings erlaubt auch dieses Verfahren die Berücksichtigung einer Wandreibung nicht.

2.6 Zusammenfassung

Zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks auf ebene Bauwerke steht eine Vielzahl von Berechnungsverfahren zur Verfügung. Eine Zusammenstellung hinsichtlich der wichtigsten Rechenannahmen und Randbedingungen wird in diesem Kapitel gegeben. Das Anwendungsgebiet vieler dieser Verfahren ist allerdings definitionsgemäß auf die Stabilitätsmittlung eines flüssigkeitsgestützten Erdschlitzes begrenzt.

Die in den Kapiteln 2.2 bis 2.5 dargestellten Berechnungsverfahren gehen von unterschiedlichen Annahmen und Randbedingungen aus, die ihre Anwendbarkeit einschränken. Jene Verfahren, die eine realitätsnahe Abbildung der Bruchkörperform anstreben, ermitteln die räumliche aktive Erddruckkraft über eine Reduktion des Bruchkörpervolumens gegenüber dem mit der Bauteilbreite b multiplizierten Coulombschen Erdkeil. Da die Bruchkörperform darin ausschließlich durch die Verwendung des Winkels der inneren Reibung φ' beschreibbar ist, sind diese Verfahren in ihrer Anwendung auf einen homogenen Baugrund ohne begrenzte Auflast beschränkt, da begrenzte Auflasten zu einem maßgebenden Einfluss auf den Verlauf der Bruchfläche führen. Näherungsweise kann allerdings für die praktische Anwendung bei geschichtetem Baugrund mit einem auf der sicheren Seite gemittelten Wert gerechnet werden.

Eine Erweiterung stellen jene Verfahren dar, die die räumliche Erddruckkraft über eine Gleichgewichtsbetrachtung an einem prismatischen Bruchkörpermonolithen ermitteln. Zugunsten der Möglichkeit weitere Randbedingungen berücksichtigen zu können, bildet dieser allerdings die reale Bruchkörperform nicht ab. Zutreffende Berechnungsergebnisse lassen sich nur anhand von Berechnungsvorschriften erreichen, die sich nicht aus bodenmechanisch begründbaren Annahmen ableiten lassen.

Die erfolgreiche Anwendung der Verfahren täuscht darüber hinweg, dass ein Gültigkeitsnachweis bisher nicht erbracht ist.

3 Experimentelle Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck

3.1 Einführung

Der vorangegangene Kapitel 2 hat gezeigt, dass zwar zahlreiche Verfahren zur Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks existieren, ihre Anwendungsgebiete allerdings eingeschränkt sind bzw. ihre Gültigkeit außerhalb der dafür durchgeführten Modellversuche bisher nicht nachgewiesen worden ist. Im Zusammenhang mit flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten wurden experimentelle Untersuchungen zu räumlichen aktiven Erddruckproblemen z.B. von Karstedt (1982), Tsai et al. (2000) durchgeführt. Daneben existieren weitere Untersuchungen zum Erddruck auf starre Bauteile wie z.B. auf zylindrische Schächte [Walz (1976), Herten (1999)] oder auf schmale Baugrubenwände [Gerlach (1986)]. Ziel dieser Untersuchungen war es u.a. über Kraft- und Verformungsmessungen und über Annahmen zur Bruchkörperkubatur analytische Ansätze zur Bestimmung der räumlichen aktiven Erddruckkraft für die speziellen Problemstellungen zu entwickeln bzw. zu validieren.

Nachfolgend werden die bestehenden experimentellen Ergebnisse durch die eigenen Untersuchungen an starren Bauteilen mit begrenztem Räumlichkeitsverhältnis von $2 \leq n \leq 8$ erweitert. Neben der Verschiebungsabhängigkeit zur vollen Mobilisierung des Erddrucks wurde auch der Einfluss der Wandbewegungsarten nach Abbildung 1-3 sowie die Einflusszone der Lastumlagerung untersucht.

3.2 Bisherige experimentelle Untersuchungen zum aktiven Erddruck

3.2.1 Allgemeines

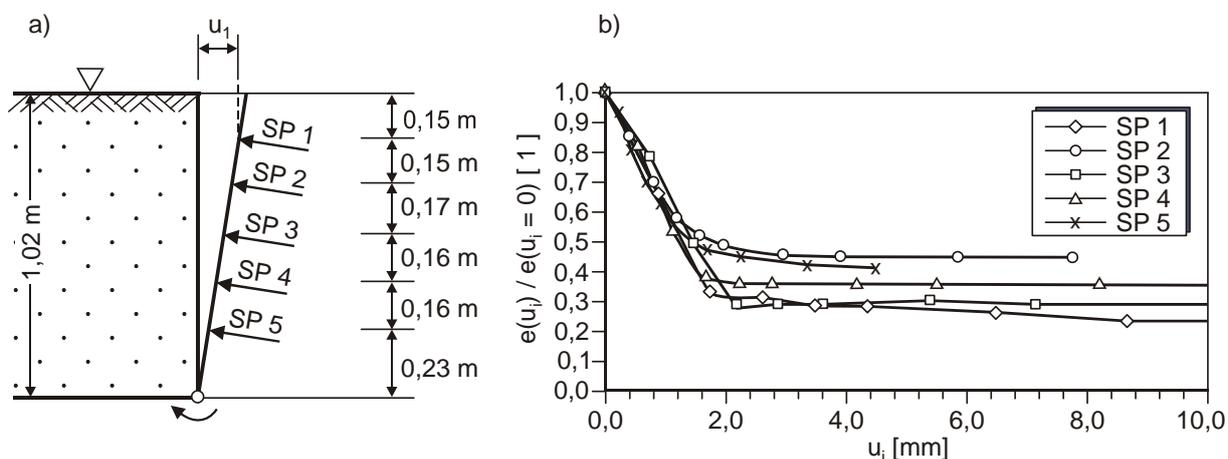
In der Literatur sind zahlreiche Versuche zu ebenen aktiven sowie räumlichen aktiven Erddruckproblemen dokumentiert, wobei räumliche Erddruckprobleme in der gesichteten Literatur zumeist für flüssigkeitsgestützte Erdschlitzte bzw. an Schachtbauwerken experimentell untersucht worden sind. Es konnten jedoch keine experimentellen Untersuchungen recherchiert werden, die die Entwicklung des räumlichen aktiven Erddrucks auf ein starres ebenes Bauteil zum Gegenstand hatten.

3.2.2 Versuche zur Ermittlung des ebenen aktiven Erddrucks

Die ersten systematischen ebenen Erddruckversuche wurden 1920 von von Terzaghi veröffentlicht. Es folgten zahlreiche weitere experimentelle Untersuchungen zu Erddruckproblemen [von Terzaghi (1934), Parsons (1935), Lehmann (1942) und (1943), Preß (1942), Ohde (1952), u.w.]. Eine Übersicht zu diesen frühen Erddruckversuchen geben

Neumeuer (1960) sowie Weißenbach (1975). Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind z.T. widersprüchlich. Als ursächlich dafür können u.a. die zur Anwendung gekommenen Versuchs- und Messtechniken sowie die Einbau- und Verdichtungsmethoden der Versuchsböden angesehen werden.

Sherif et al. (1981 und 1984) führten Erddruckversuche in einem 2,4 m x 1,8 m x 1,2 m (Länge x Breite x Höhe) großen Versuchsbehälter mit einem nichtbindigen Versuchsboden (Ottawasand) durch. Der Versuchsboden wurde nach Einbau durch horizontale dynamische Anregung auf die gewünschte Lagerungsdichte verdichtet. Der auf eine rd. 1,0 m x 1,0 m große Wand wirkende Erddruck wurde für den Fall der Fußpunktdrehung über 5 vertikal untereinander angeordnete Druckmessdosen gemessen. Für den Erdrhedruckzustand sowie für den aktiven Zustand nach einer Fußpunktdrehung konnte eine linear mit der Tiefe zunehmende horizontale Spannungsverteilung festgestellt werden. Sherif et al. (1984) bestätigten mit ihren Messergebnissen die klassische Coulombsche Erddruckverteilung für den Fall der Fußpunktdrehung.



**Abbildung 3-1 : a) Anordnung der Druckmessdosen;
b) Ergebnisse der Erddruckmessung für eine Fußpunktdrehung
[nach Sherif et al. (1984)]**

Abbildung 3-1 a) stellt die Anordnung der Druckmessdosen SP 1 bis SP 5 in den aktiven Erddruckversuchen von Sherif et al. (1984) dar. Die über diese Druckmessdosen ermittelten Spannungsverläufe für eine Fußpunktdrehung der Wand sind in Abbildung 3-1 b) bezogen auf den Ruhedruckfall über die horizontale Verschiebung u_i dargestellt. Für kleine Verschiebungen bis 2 mm lässt sich ein starker Abfall der gemessenen Erddruckspannung erkennen. Für Verschiebungen größer 4 mm lassen sich hingegen unabhängig von der Tiefenlage des Messpunktes keine signifikanten Abnahmen der gemessenen Erddruckspannungen mehr feststellen. Der aktive Grenzzustand wird demnach in jeder Tiefe bei einer absoluten Verschiebung von rd. 3 mm mobilisiert. Die Versuche bestätigen die Annahme, dass für die Mobilisierung der ebenen aktiven Erddruckkraft bei der Fußpunktdrehung weniger die Größe eines notwendigen Verdrehungswinkels ausschlaggebend ist, als vielmehr die absolute Verschiebungsgröße an jedem Punkt der Wand.

Unter Verwendung der Versuchseinrichtung von Sherif et al. (1981) und (1984) führten Fang et Ishibashi (1986) ebene aktive Erddruckversuche für die Kopf- und Fußpunktdrehung an sehr locker gelagertem Ottawasand durch. Abbildung 3-2 zeigt Ergebnisse dieser Untersuchungen. Darin stellt die Abszisse die bezogene Verschiebungsgröße u/h und die Ordinate die auf den Erdruhedruck E_0 bezogene verschiebungsabhängige Kraftgröße $E_a(u)$ dar. Es ist zu erkennen, dass im Fall der Kopfpunktdrehung (rotation head, rh) geringere Verschiebungen zur Mobilisierung der aktiven Erddruckkraft erforderlich sind, als im Fall der Fußpunktdrehung (rotation foot, rf). Die ebene aktive Erddruckkraft für die Fußpunktdrehung in den Untersuchungen von Fang et Ishibashi (1986) ist im Gegensatz zur Aussage von Weißenbach (1975) größer als für den Fall der Kopfpunktdrehung. Weißenbach (1975) gibt an, dass eine Fußpunktdrehung zur kleinsten, eine Kopfpunktdrehung zur größten aktiven Erddruckkraft führt [vgl. auch Wanoschek (1972)].

In der Abbildung 3-2 sind weiterhin die Versuchsergebnisse von Sherif et al. (1982) für eine Parallelverschiebung (par) in dichtgelagertem Ottawasand dargestellt, die ebenfalls mit der oben beschriebenen Versuchseinrichtung ermittelt worden sind.

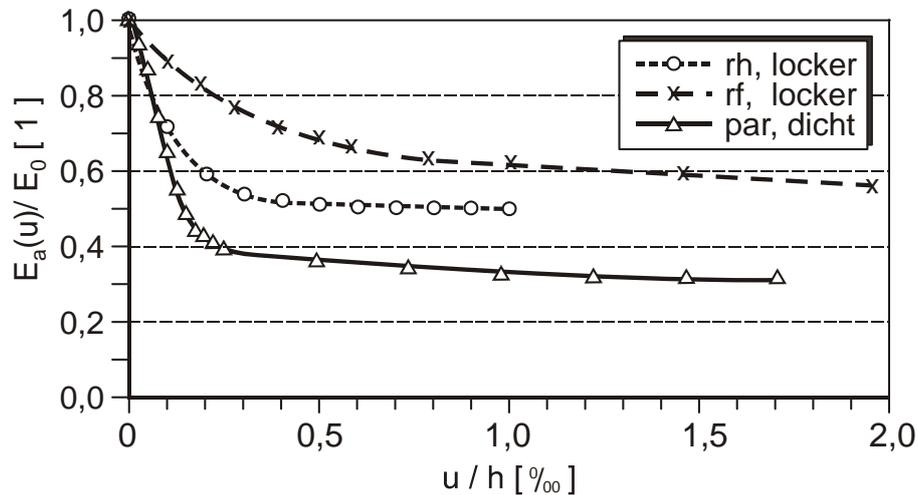


Abbildung 3-2 : Entwicklung der aktiven Erddruckkraft E_a in Abhängigkeit der Verschiebung u [nach Fang et Ishibashi (1986) und Sherif et al. (1982)]

Fang et al. (1997) berichten, dass bei einer Parallelverschiebung einer 0,3 m hohen starren Modellwand im locker gelagerten Ottawasand bis zu einer Verschiebung von $u/h = 5$ ‰ keine konstante Erddruckkraft festgestellt werden konnte. Fang et al. (1997) gehen jedoch für den allgemeinen Fall von einer erforderlichen Verschiebung von 1,5 ‰ zur vollständigen Mobilisierung des aktiven Erddrucks aus. Nicht untersucht wurden der Einfluss der Lagerungsdichte D sowie der Einfluss aus dem Spannungszustand infolge der geringen Modellhöhe bzw. infolge des Herstellungsverfahrens des Bodenkörpers.

Tabelle 3-1 stellt die zur Mobilisierung des ebenen aktiven Erddrucks erforderlichen Verschiebungen u/h gemäß den Angaben verschiedener Autoren zusammen. Diese ist für nichtbindige Böden abhängig von der Wandbewegungsart und der Lagerungsdichte [Weißenbach (1975), Fang et Ishibashi (1986), Zhang et al. (1998)]. Weiterhin zeigt Tabelle 3-1, dass zur Mobilisierung des ebenen aktiven Grenzstands im Fall einer

Kopfpunktdrehung die größten und für den Fall der Parallelverschiebung die kleinsten erforderlichen Verschiebungen $(u/h)_{min}$ angenommen werden. Es ist zu erkennen, dass eine lockere Lagerung eine größere Verschiebung zur vollen Mobilisierung erfordert als eine dichte Lagerung.

Tabelle 3-1 : Literaturangaben zur erforderlichen Wandverschiebung $(u/h)_{min}$ zur Mobilisierung des ebenen aktiven Erddrucks in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart und der Lagerungsdichte

Lagerungsdichte	Wandbewegungsart	$(u/h)_{min}$			
		Weißbach (1975)	Clough et Duncan (1991)	Zhang (1998)	DIN 4085 (2007)
		[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
dicht	par	0,5-1,0	1,0	1,0	0,5-1,0
	rf	1,0-2,0		1,0	1,0-2,0
	rh	2,0-4,0		-	2,0-5,0
mitteldicht	par	1,0-2,0	2,0	4,0	-
	rf	2,0-4,0		-	-
	rh	4,0-8,0		-	-
locker	par	2,0-3,0	4,0	-	2,0 – 3,0
	rf	4,0-5,0		-	4,0-5,0
	rh	8,0-10,0		-	8,0-10,0

3.2.3 Modellversuche zur Untersuchung des räumlichen aktiven Erddrucks

Die bislang durchgeführten Modellversuche zur Beschreibung des aktiven Grenzzustands infolge einer aktiven Verschiebung eines Bauteils mit begrenzter Breite b lassen sich in zwei Gruppen einteilen. Die Versuche der ersten Gruppe dienen der Standsicherheitsuntersuchung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten. Neben Versuchen zur prinzipiellen Beschreibung der Schlitzstabilität [Elson (1968), VITUKI zitiert in Hajnal et al. (1984)] wurden auch Versuche zur Erweiterung bzw. zur Neuentwicklung von Berechnungsansätzen zur Berechnung der räumlichen aktiven Erddruckkraft auf einen flüssigkeitsgestützten Erdschlitz durchgeführt [Karstedt (1982), Lutz (1983), Lee (1987), Anbarji (1996)]. Weiterhin wurden Modellversuche zur Setzungsabschätzung von Einzelfundamenten oder zum Einfluss von Linienlasten neben einem flüssigkeitsgestützten Erdschlitz durchgeführt [Lutz (1983), Pulsfort (1986), Waldhoff (1991), Katagiri et al. (1997)]. Auch wurden in situ Versuche zum Verformungsverhalten bzw. zur Stabilitätsuntersuchung durchgeführt [Farmer et Attewell (1973), Strobl (1982), Tsai et al. (2000)].

Die Verformungsmessungen dieser Feldversuche bestätigen die Ergebnisse der Modellversuche von Karstedt (1982), wonach sich die Bewegung des aktiven Gleitkörpers im Falle des flüssigkeitsgestützten Schlitzes aus einer Kombination einer Parallelverschiebung

und einer Kopfpunktdrehung zusammensetzt. Für eine weitere Auswertung in den nachfolgenden Kapiteln können diese Versuche an flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten allerdings nicht herangezogen werden, da diese Versuche nicht an starren Bauteilen mit definierten Wandbewegungsarten und bekanntem Verschiebungsweg durchgeführt wurden.

Die zweite Gruppe wird aus den Modellversuchen an starren Bauteilen mit begrenzter Breite gebildet. An Senkkastenmodellen wurden von Walz (1973) und (1976), Jessberger et al. (1980), Müller-Kirchenbauer et al. (1986) und Savidis et al. (1987) Modellversuche durchgeführt. Ziel dieser Versuche war es u.a., den vom Herstellungsverfahren beeinflussten Erddruck auf die zylindrische oder rechteckige Schachtwand eines Senkkastenmodells zu erfassen. Mit einem speziellen Sandentnahmeverfahren wurde dabei ein Senkkasten in trockenem Sand unterschiedlicher Lagerungsdichte bis rd. 0,7 m abgesenkt.

Im Senkkastenverfahren wird die zur Mobilisierung des aktiven Grenzzustands erforderliche Verschiebung durch einen Spalt des Schneidenabsatzes erzeugt. Die Größe der Belastung auf die Senkkastewände wird bestimmt durch den räumlichen aktiven Erddruck, sowie durch die Wirkung der an den Mantelflächen durch den Absenkvorgang aktivierten Schubspannungen. Müller-Kirchenbauer et al. (1986) stellten dabei über dem Erdruehdruk liegende Erddruckspannungen im oberen Drittel des Senkkastens fest. Savidis et al. (1987) führen diese hohen Erddruckmaxima auf Dilatationsvorgänge des Sandes bei niedrigem Spannungsniveau zurück und weisen darauf hin, dass sich diese Spannungen im Modellmaßstab nicht auf Größenwendungen extrapolieren lassen.

Um Maßstabseffekte auszuschalten, führten Fuji et al. (1994) und Hagiwara et al. (1998) Zentrifugenversuche an kreisförmigen Schächten in trockenem Toyoura Sand durch. Anders als am Prototypen wurde bei diesen Versuchen der aktive Grenzzustand durch eine Parallelverschiebung einer Modellschachthalbschale erzeugt (vgl. Abbildung 3-3). Fuji et al. (1994) simulierten im Schwerfeld von 100 g auf diese Weise einen zylindrischen Schacht mit einem Durchmesser von 6,0 m und einer Schachthöhe von 20,0 m. In einem 60 g Schwerfeld konnten Hagiwara et al. (1998) einen zylindrischen Schacht mit einem Durchmesser von bis zu 7,2 m und einer Schachthöhe von bis zu 30,0 m simulieren. Die Ergebnisse der Erddruckmessungen beider Versuche sind für eine bezogene Lagerungsdichte $I_D = 0,65$ in Abbildung 3-3 dargestellt. Hagiwara et al. (1998) geben an, dass sich ab einer Verschiebung von rd. $u/h = 2 \text{ ‰}$ ein konstanter Erddruck einstellt. Durch Messungen der Oberflächensetzungen konnte festgestellt werden, dass bei einer Verschiebung von rd. $u/h = 2 \text{ ‰}$ noch keine Oberflächensetzungen zu beobachten waren. Erst mit einer Schachtverschiebung ab rd. $u/h = 10 \text{ ‰}$ setzte eine rasche Oberflächensetzung ein.

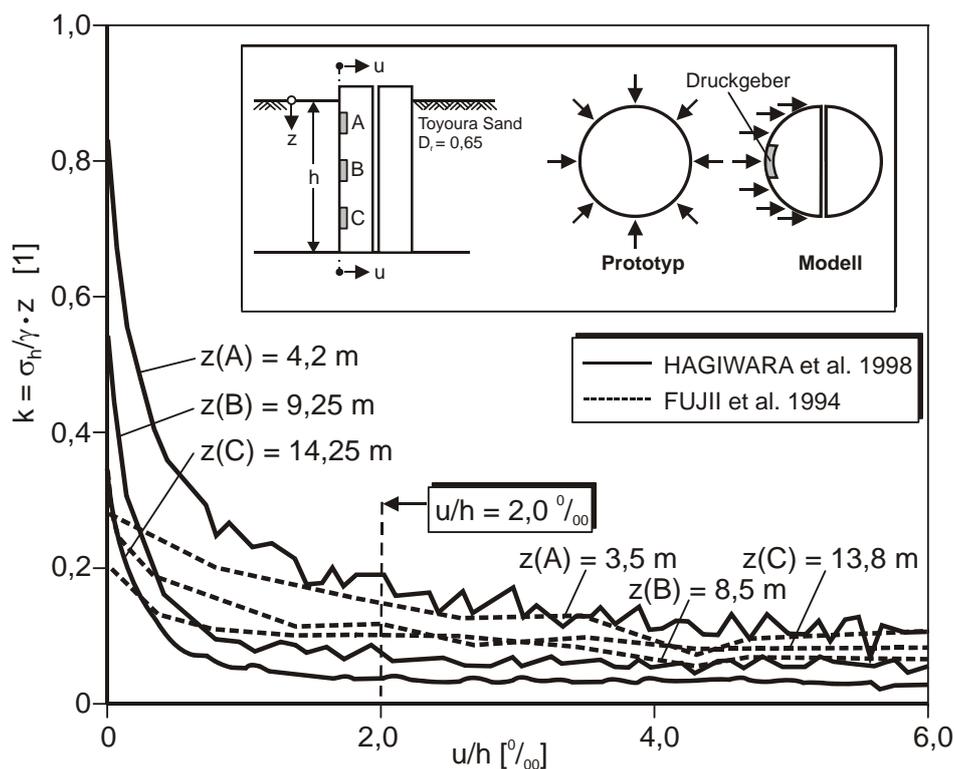


Abbildung 3-3 : Vergleichende Darstellung des bezogenen Erddrucks und der bezogenen Verschiebung im Senkkastenmodellversuch [nach Hagiwara et al. (1998) und Fuji et al. (1994)]

Zur Entwicklung eines Berechnungsansatzes für den räumlichen aktiven Erddruck auf Baugrubenwände führte Gerlach (1986) an einer Modellbaugrube mit den Abmessungen 0,24 m x 0,36 m x 0,50 m (Länge x Breite x Höhe) Versuche in sehr dicht gelagertem trockenem Sand ($D = 1,0$) durch. Die Wände der Modellbaugrube ließen sich in einer Parallelbewegung oder in einer Fußpunktdrehung in die Modellbaugrube hinein bewegen. Dabei sollten die Erddruckkräfte auf die Wände gemessen werden. Es zeigte sich jedoch, dass der Versuchsaufbau keine plausiblen Kraftmessungen ermöglichte. Als ursächlich dafür führt Gerlach (1986) u.a. die Art der Konstruktion, die Dichtung gegen in die Baugrube einfließenden Sand sowie die durch ein Messverfahren eingebrachten Erschütterungen an. Es konnte allerdings festgestellt werden, dass die Erddruckkräfte schon ab einer Verschiebung von rd. 0,1 ‰ „erheblich“ abgemindert wurden. Weiterhin bestätigt Gerlach (1986) die Beobachtung von Hagiwara et al. (1998), wonach sich erst ab größeren Verschiebungen an der Oberfläche sichtbare Bruchkörper ausbilden. Mit zunehmender Verformung war die Ausbildung von Sekundärbruchkörpern zu beobachten. Die Art der Wandbewegung, das Räumlichkeitsverhältnis des bewegten Bauteils sowie die Lagerungsdichte beeinflussten dabei die Form des Bruchkörpers. Gerlach (1986) gibt dazu idealisierte Bruchkörperformen nach Abbildung 3-4 an. Bei den Versuchen konnte durch Gerlach (1986) festgestellt werden, dass der Einfluss des Räumlichkeitsverhältnisses n auf die Bruchkörperform an der Oberfläche ab einem Räumlichkeitsverhältnis $n > 1,5$ nur noch gering ist.

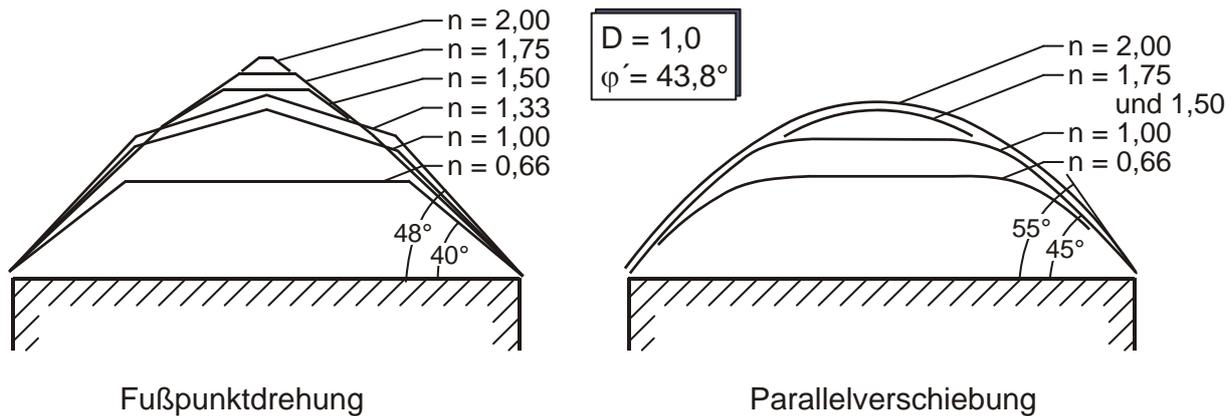


Abbildung 3-4 : Idealisierte Bruchkörperformen an der Oberfläche des Sandkörpers in Abhängigkeit des Räumlichkeitsverhältnisses n [aus Gerlach (1986)]

3.3 Eigene Modellversuche

3.3.1 Versuchseinrichtung und Messtechnik

Die eigene Versuchseinrichtung zur Untersuchung des räumlichen aktiven Erddrucks bestand aus einem steifen Stahlkasten mit den inneren Abmessungen von 1,7 m x 1,2 m x 0,805 m (Höhe x Breite x Tiefe) nach Abbildung 3-5. In diesem Kasten konnten mithilfe einer elektromechanischen Verschiebungseinrichtung starre Bauteile mit unterschiedlichen Räumlichkeitsverhältnissen n nahezu reibungsfrei in einer Öffnung verschoben werden. An einer der breiteren Wände war eine plane und senkrechte Messebene aus Stahl nach Abbildung 3-6 ausgeführt, in dessen Mitte sich die 0,195 m breite und 1,6 m hohe Öffnung befand. In diese Öffnung wurden starre Elemente aus 2 cm starkem, eloxiertem Aluminium mit einer Breite von 0,1946 m eingestellt. Der sich ergebende umlaufende Spalt von 0,2 mm zwischen der Öffnung der Messebene und den Aluminiumelementen diente dem zentrischen Ausrichten der Aluminiumelemente und wurde mit einer nahezu reibungsfreien Dichtungskonstruktion aus dünnem transparenten Klebefilmstreifen gegen das Eindringen von Sandkörnern des Versuchsbodens in den Spalt gedichtet. Insgesamt verfügte die Versuchseinrichtung über acht Aluminiumelemente, die zur Sicherstellung der Bauteilsteifigkeit rückseitig durch jeweils 2 Stahlprofile (IPE 80) versteift waren. Die Abmessungen und die sich ergebenden Räumlichkeitsverhältnisse n sind der Tabelle 3-2 zu entnehmen.

Die Breite des Versuchskastens wurde unter der Maßgabe gewählt, dass die horizontale Lastumlagerung infolge einer Bauteilverschiebung im Grenzzustand nicht durch eine Verspannung mit den Seitenwänden beeinflusst werden sollte. Da hinsichtlich der Spannungsverhältnisse neben einem aktiv verschobenen Bauteil mit begrenzter Breite keine experimentellen Untersuchungen verfügbar waren, wurde die horizontale Ausdehnung der Einflusszone mit der 2,5-fachen Bauteilbreite b neben der Öffnung abgeschätzt. Die Tiefe des

Kastens von rd. 0,8 m ergab sich konstruktiv, um zum einen den Einbau der vertikalen Elemente und zum anderen einen reibungslosen Sandeinbau und Sandausbau zu ermöglichen.

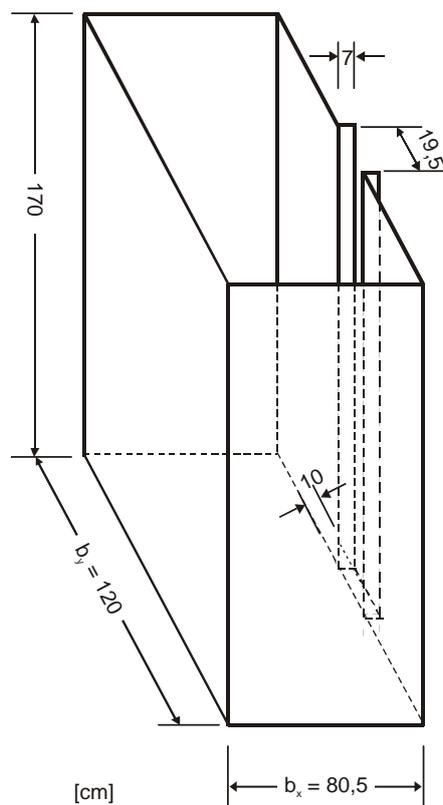


Abbildung 3-5 : Prinzipskizze des Versuchskastens mit inneren Abmessungen

Tabelle 3-2 : Übersicht über die Abmessungen der vertikalen Aluminiumelemente

Elementnr.	Bauteil- bezeichnung	Länge	Masse	Elementnr. des zugehörigen Elementes	gesamt	Räumlichkeits- verhältnis
		[cm]	[kg]		[cm]	[1]
0	-	20	2,03	6	160	Einbau nicht möglich
1	n2	40	5,72	5	160	2,05 = rd. 2
2	n3	60	10,26	4	160	3,08 = rd. 3
3a	n4	80	14,64	3b	160	4,10 = rd. 4
3b	n4	80	14,64	3a	160	4,10 = rd. 4
4	n5	100	19,00	2	160	5,13 = rd. 5
5	n6	120	23,42	1	160	6,15 = rd. 6
6	n7	140	27,72	0	160	7,18 = rd. 7
7	n8	160	32,10	-	160	8,21 = rd. 8

Die 0,195 m breite und 1,6 m hohe Öffnung in der Messebene wurde durch zwei zusammengehörige vertikale Elemente nach Tabelle 3-2 verschlossen. Das untere Element wurde dabei starr mit der Messebene verbunden. Das obere Element ließ sich durch einen elektromechanischen Verschiebeantrieb in einem Schacht aus der Messebene verfahren (Abbildung 3-6). Die Konstruktion des elektromechanischen Verschiebeantriebs ermöglichte eine ideale Fußpunkt- und Kopfpunktdrehung sowie eine Parallelverschiebung des oberen vertikalen Elementes. Der Verschiebeantrieb bestand aus zwei Einheiten, die über eine Regelelektronik unabhängig voneinander gesteuert werden konnten. Jede Einheit war mit einer Kraft- und Wegmessung sowie mit einem Motor ausgerüstet. Über die Regelelektronik konnten die Messgrößen Kraft, Weg und Zeit beider Einheiten erfasst und über eine RS-232 Schnittstelle mit einem Tabellenkalkulationsprogramm an einem PC verarbeitet werden. Der maximale Wegmessbereich betrug 50 mm mit einer theoretischen Wegauflösung von 0,001 mm. Die Verstellgeschwindigkeit für beide Antriebe lag im Bereich von 0,005 bis 750 mm/h. Die Kraftauflösung der Messeinrichtung lag in dem Bereich 0,1 N bis 5000 N. Die beiden elektromechanischen Verschiebeantriebe wurden mit den jeweiligen Elementen so verbunden, dass sich der Kraftmesspunkt genau 35 mm von den horizontalen Rändern der Elemente ergab (vgl. Abbildung 3-6).

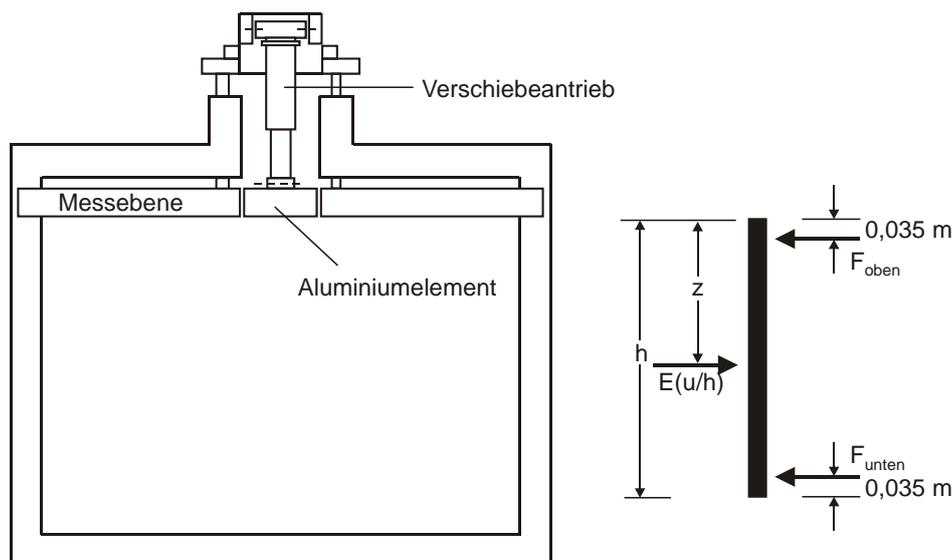


Abbildung 3-6 : Darstellung des Versuchskastens (Aufsicht) mit oberem elektromechanischen Verschiebeantrieb

Die einzelnen vom Versuchsboden belasteten Komponenten der für diese Aufgabe konstruierten Versuchseinrichtung wurden so dimensioniert, dass eine messbare Verformung während des gesamten Versuchsablaufs ausgeschlossen werden konnte. Dies führte dazu, dass die starren Aluminiumelemente ein erhebliches Eigengewicht aufwiesen (vgl. Tabelle 3-2). Das Eigengewicht wurde vollständig über Lagerkonstruktionen an der unteren Verschiebungseinheit, bestehend aus dem elektromechanischen Antrieb und einer Lagerkonstruktion, aufgenommen.

Da die zu erwartenden Messgrößen klein waren, war bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche streng darauf zu achten, dass sich alle beweglichen Teile nahezu reibungsfrei bewegen konnten. D.h. es musste durch die Versuchsvorbereitungen ausgeschlossen werden können, dass Sandkörner oder Staubpartikel in den Verschiebeeinheiten ungewollt die Reibung erhöhten. Dafür wurden zwei staubdicht abgetrennte Arbeitsbereiche geschaffen. In dem einen war der Versuchskasten für den Sandeinbau zugänglich, in dem anderen waren die Verschiebeeinheiten und die Messtechnik staubgeschützt untergebracht (Abbildung 3-7).



Abbildung 3-7 : Aufsicht auf den Versuchskasten und den staubdichten Messbereich

3.3.2 Messung des Einflussbereichs der Spannungumlagerung

Durch die aktive Bauteilverschiebung kommt es im Boden zu Spannungumlagerungsvorgängen, in deren Folge die auf das Bauteil wirkenden Kontaktspannungen abnehmen und in den dem Bauteil angrenzenden Bereichen zunehmen. Daher wurde exemplarisch für $n = 3$ der Einflussbereich der Spannungumlagerung neben dem verschobenen Bauteil messtechnisch bestimmt. Hierfür kam als Messtechnik das Foliendruckmesssystem der Firma TekScan mit dem Folienmesssensor Seat Mat 5315 zum Einsatz. Die Abmessungen des verwendeten Sensors sind der Abbildung 3-8 zu entnehmen. Der dünne und flexible Messsensor ermöglicht Messungen von Druckspannungen nach Größe und Verteilung im Kontaktbereich von Boden-Bauwerk-Systemen [Laue et al. (2002)]. Durch seinen Aufbau ist das System zur Messung von Schubspannungen allerdings nicht geeignet [Springman et al. (2002)].

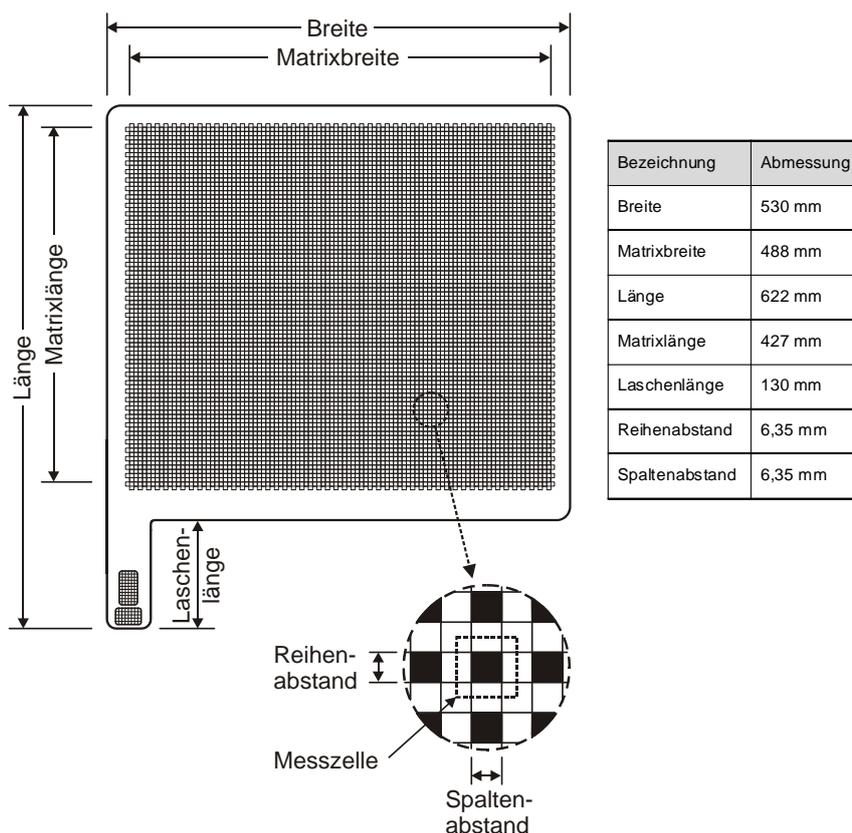


Abbildung 3-8 : Abmessungen des Sensors TekScan Seat Mat 5315

Die Messkette dieses Messsystems bestand aus dem Folienmesssensor, einem als Handle bezeichneten 8 bit D/A Wandler sowie einer Datenerfassungseinheit, die über eine LPT-Schnittstelle Messdaten zur Speicherung und Auswertung an einen PC übergab. Über die Software I-Scan ließen sich die am Messsensor ermittelten Messdaten weiterverarbeiten.

Der Folienmesssensor ist aus zwei mit Leiterbahnen versehenen Polyesterfolien aufgebaut, auf deren jeweiliger Innenseite in dünnen Reihen bzw. Spalten eine halbleitende elastische Tinte (Coating) aufgebracht ist. Durch Verbindung dieser Innenseiten über ein Verkleben der Folienränder entsteht ein orthogonales Netz von Reihen und Spalten, an deren elastischen Kreuzungspunkten elektrische Widerstände in Abhängigkeit der Zusammendrückung des Coatings gemessen werden können. Durch die 48 Spalten und 42 Reihen des Sensors TekScan Seat Mat 5315 werden somit 2016 Zellen eingeschlossen, für die Messwerte ermittelt werden können. Diese Messwerte werden in digitaler Form in einer Größe von 0 bis 255 Einheiten (Raws) gemessen. Durch einen Kalibrierungsvorgang wurde in den eigenen Untersuchungen der Messgröße eine physikalische Druckspannungsgröße zugeordnet.

Die mit der Folie gemessene Größe des elektrischen Widerstands ist u.a. abhängig von der Steifigkeit der lasteinleitenden Kontaktoberfläche. Bei gleicher Last zeigen weiche Kontaktoberflächen größere Messsignaländerungen als starre Kontaktoberflächen. Weiterhin besitzen die Sensoren einen typenspezifischen Anwendungsbereich, innerhalb dessen ein veränderlicher, lastabhängiger Messfehler auftritt. Nach Untersuchungen von Zimmermann (2003) liegt der Messfehler bei einer 20 - 80 %igen Auslastung des Anwendungsbereiches

unter 3,0 %. Der Anwendungsbereich des verwendeten Messensors TekScan Seat Mat 5315 beträgt 21 kN/m² bis 35 kN/m². Die maximal zu erwartende Spannung in den eigenen Versuchen betrug in der Tiefe 0,6 m rd. 3,5 kN/m² und liegt somit bei rd. max. 16 % des Auslastungsbereiches des verwendeten Sensors. Bei der Datenauswertung war somit zu berücksichtigen, dass die gemessenen Werte der einzelnen Messzellen durch ihren hohen möglichen Messfehler nur eine qualitative Aussagekraft haben.

Neben dem Fehler aus der Größe des Auslastungsgrades ist u.U. zusätzlich ein als Drift bezeichneter Fehleranteil aus dem Kriechen des Coatings zu berücksichtigen. Dieser Fehler ist innerhalb der ersten 12 Stunden nach Belastung am größten und nimmt danach über die Zeit nur noch gering zu [Zimmermann (2003)]. Bei den eigenen Untersuchungen entsprach der zeitliche Ablauf der Kalibrierung dem zeitlichen Ablauf des Sandeinbaus. Zudem konnte davon ausgegangen werden, dass sich während der max. 15 minütigen Versuchsdurchführung keine signifikanten Fehlereinflüsse einstellten. Durch diese Vorgehensweise konnte auf eine Berücksichtigung der Drift bei der Ergebnisauswertung verzichtet werden.

Die Messfolie weist durch ihren Aufbau Eigenschaften auf, die es erforderlich machen, dass der Sensor vor einer Messaufgabe in geeigneter Form zu konditionieren, zu equilibrieren und zu kalibrieren ist. Während des Konditionierungsvorgangs ist der Sensor auf seiner gesamten Fläche mit der 1,2-fachen zu erwartenden Last wiederholt über einen längeren Zeitraum vorzubelasten [TekScan User Manual (2003)]. Während der anschließenden Equilibrierung werden produktionsbedingte Messsignalunterschiede eines Sensors mittels einer Funktion der Auswertungssoftware I-Scan korrigiert. Dafür muss der Sensor ebenfalls über seine gesamte Fläche mit einer konstanten Spannung beaufschlagt werden. Mit der Kenntnis der tatsächlichen Messgröße errechnet die Software anschließend für jede Messzelle einen messzellenspezifischen Equilibrierungsfaktor. Bei dem anschließenden Kalibrierungsvorgang werden den 256 Messeinheiten des Messsystems (raws) physikalische Spannungsgrößen zugeordnet. In den eigenen Messungen ist die programminterne Methode der linearen Kalibrierung zur Anwendung gekommen. Eine umfassende Darstellung zur Kalibration des TekScan Messsystems ist Weidlich (2008) und Weidlich et Achmus (2008) zu entnehmen.

In den eigenen Versuchen wurde der verwendete Sensor für die Konditionierung, Equilibrierung und Kalibrierung zur Abbildung des Kontaktverhaltens im Versuchskasten auf einer horizontalen, ebenen und starren Unterlage fixiert und über eine Wassersäule in einem Wasserbehälter mit Folienboden entsprechend definiert belastet.

Nach dem Kalibriervorgang wurde der Sensor mit Hilfe einer adhäsiven Trägerfolie so an der Messebene neben dem zu verschiebenden Bauteil eingebracht, dass die Unterkante der Matrix 0,6 m unter der Oberkante des Versuchsbodens und damit in Höhe des verschobenen Elementfußes des Bauteils n3 lag (Abbildung 3-9). Somit konnten mit dem Foliensensor nur Kontaktdruckspannungen ab einer Tiefe von rd. 0,11 m unterhalb der Oberkante des Versuchsbodens gemessen werden. Durch den konstruktionsbedingten Rand des Sensors konnten Messwerte erst ab einem Abstand von rd. 0,05 m, d.h. $0,24 \cdot b$ neben dem Element ermittelt werden (Abbildung 3-8).

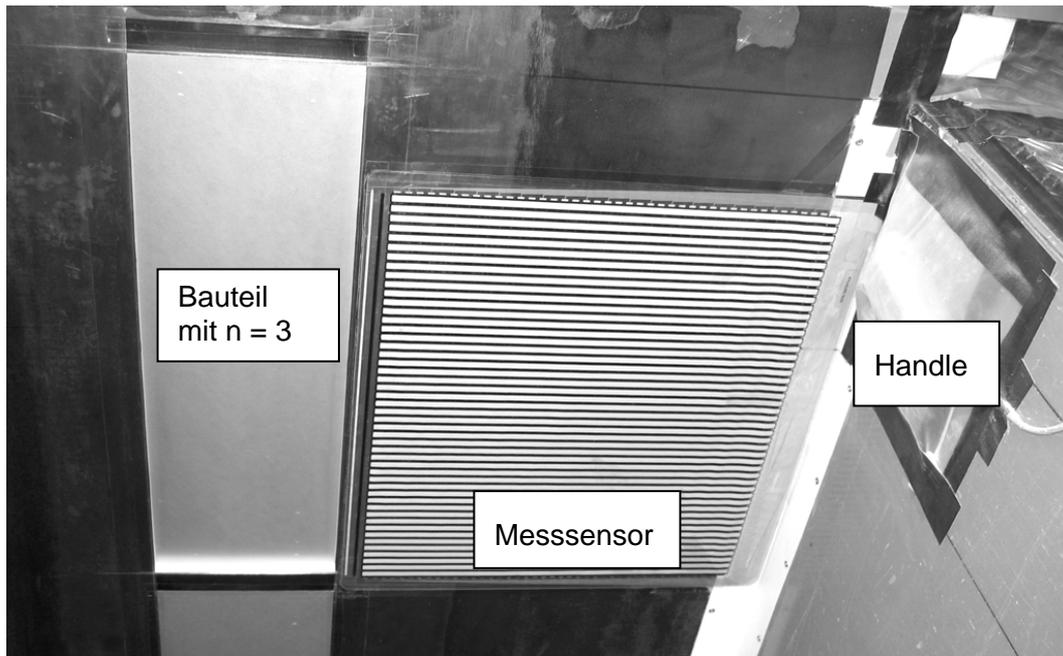


Abbildung 3-9 : Darstellung des Messaufbaus des Foliensensors für $n = 3$

3.3.3 Versuchsboden

3.3.3.1 Indexgrößen, Scherfestigkeit und Stoffparameter

Für die Modellversuche wurde als Versuchsboden ein gewaschener, enggestufter, mittelkörniger, gerundeter Quarzsand nach Abbildung 3-10 verwendet. Die Korngrößenverteilung nach Abbildung 3-11 wurde gemäß DIN 18123 bestimmt.

Die bodenmechanischen Eigenschaften des Versuchsbodens werden durch die Kennwerte nach Tabelle 3-3 beschrieben, die durch Anwendung der Normen DIN 18124, DIN 18126 und DIN 18196 bestimmt wurden. Der Versuchsboden lässt sich nach DIN 18196 als SE klassifizieren. Die Scherfestigkeit des Versuchsbodens wurde durch Rahmenscherversuche nach DIN 18137-3 für unterschiedliche Lagerungsdichten mit den Auflastspannungen von $\sigma_v' = 100, 200, 400 \text{ kN/m}^2$ sowie durch Triaxialversuche nach DIN 18137-2 ermittelt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind exemplarisch in Abbildung 3-12 bzw. Abbildung 3-13 dargestellt. Aus den Ergebnissen der Rahmenscherversuche ergibt sich die Abhängigkeit des Winkels der inneren Reibung φ' von der Lagerungsdichte D nach Gl. 3-1 mit $a = 0,54$ und $b = 0,52$.

$$\tan \varphi' = a + b \cdot D$$

Gl. 3-1

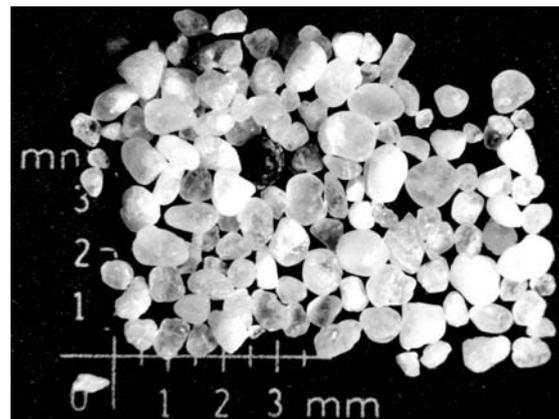


Abbildung 3-10: Mikroskopische Aufnahme des Versuchsbodens

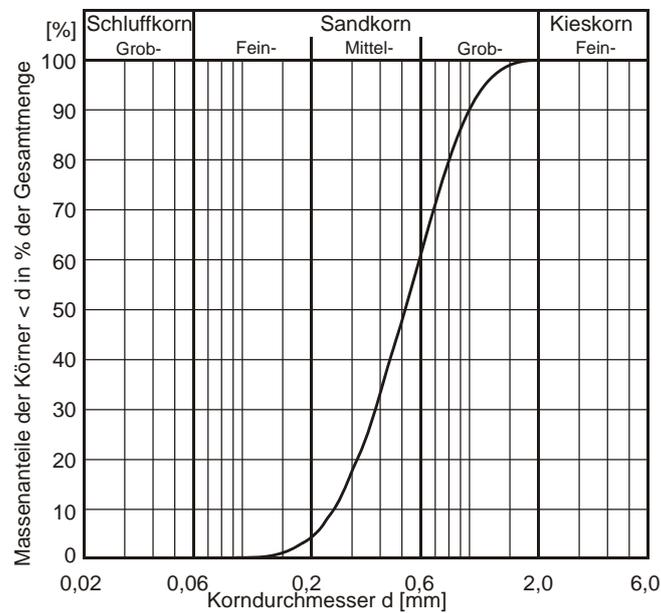


Abbildung 3-11: Korngrößenverteilung nach DIN 18123 des verwendeten Versuchsbodens

Tabelle 3-3 : Bodenmechanische Kennwerte des verwendeten Versuchsbodens

bodenmechanischer Kennwert	Bezeichnung	Einheit	Wert
Ungleichförmigkeitszahl	U	[1]	2,3
Durchmesser bei 50% Siebdurchgang	d_{50}	[mm]	0,52
Krümmungszahl	C_c	[1]	0,9
Porenanteil bei lockerster Lagerung	n_{max}	[1]	0,441
Porenanteil bei dichtester Lagerung	n_{min}	[1]	0,333
Porenzahl bei lockerster Lagerung	e_{max}	[1]	0,789
Porenzahl bei dichtester Lagerung	e_{min}	[1]	0,499
Korndichte	ρ_s	[g/cm ³]	2,63
kritischer Reibungswinkel	φ_c	[°]	31,7

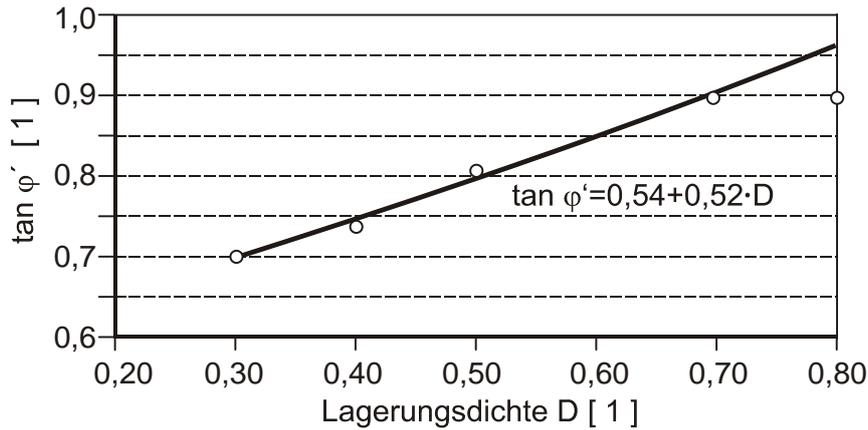


Abbildung 3-12: Darstellung des Tangens des Reibungswinkels φ' in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D für den Spannungsbereich 100 kN/m² - 400 kN/m²

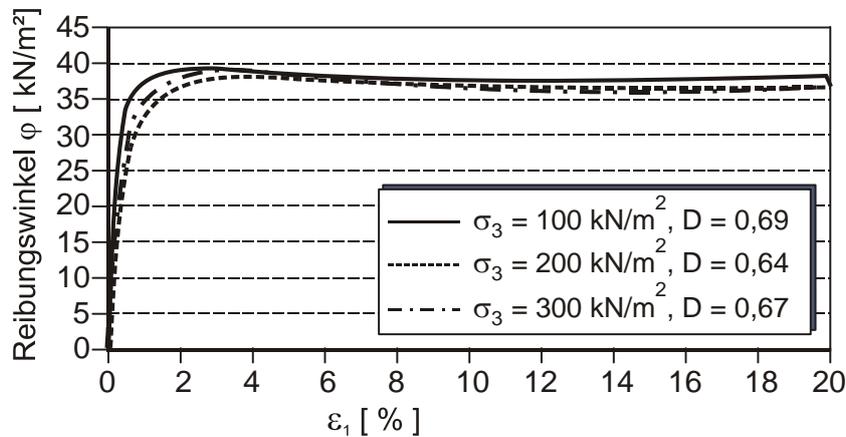


Abbildung 3-13: Triaxialversuchsergebnis, Versuchsboden mit $D = 0,64$ bis $D = 0,69$

Für die numerischen Untersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode nach Kapitel 4 ist das hypoplastische Stoffgesetz nach von Wolffersdorff (1996) zur Anwendung gekommen. Die dafür erforderlichen 8 Stoffparameter wurden in bodenmechanischen Laborversuchen ermittelt, die nachfolgend kurz beschrieben werden. Eine ausführliche Beschreibung der dafür notwendigen Versuche sowie deren Auswertung zur Bestimmung der hypoplastischen Stoffparameter ist z.B. Herle (1997), Herle et Gudehus (1999) und Rackwitz (2003) zu entnehmen.

Für die verwendete Version des hypoplastischen Stoffgesetzes waren folgende Parameter erforderlich:

- der kritische Reibungswinkel φ_c ,
- die Porenzahlen e_{i0} , e_{c0} , und e_{d0} ,
- die Granulathärte h_s und
- die Exponenten n , α und β .

Der kritische Reibungswinkel φ_c stellt sich bei großen Scherverformungen im spannungsfreien Zustand ein. Für kohäsionslose Böden kann der kritische Reibungswinkel φ_c anhand des Schüttkegelversuchs nach Cornforth (1973) ermittelt werden. Dabei wird ein

70 mm bis 80 mm hoher Sandkegel mittels eines lotrecht ausgerichteten Trichters geschüttet. Die Kegelneigung entspricht dem kritischen Reibungswinkel φ_c .

Der Parameter e_{d0} ist als die Porezahl bei dichtester Lagerung infolge zyklischer Scherung bei einem Korndruck gleich Null definiert. Da ein verschwindender Korndruck unter Laborbedingungen nicht zu erreichen ist, kann nach Herle (1997) e_{d0} als die Porezahl bei dichtester Lagerung e_{min} aus bodenmechanischen Standardversuchen nach DIN 18126 angenommen werden. Der Parameter e_{c0} ist als Porezahl im kritischen Zustand bei verschwindendem Korndruck definiert. Nach Herle (1997) entspricht e_{c0} in etwa der Porezahl bei lockerster Lagerung e_{max} nach DIN 18126. Der Parameter e_{i0} ist als die größtmögliche Porezahl bei verschwindendem Korndruck definiert und ist demnach größer als e_{max} nach DIN 18126 [Herle et Gudehus (1999)]. Wie auch e_{d0} wird e_{i0} von der Ungleichförmigkeit und der Kornform beeinflusst. Zur Ermittlung wurde $e_{i0} = 1,20 \cdot e_{max}$ angenommen [Herle (1997)].

Der Parameter h_s bezeichnet die so genannte Granulathärte und ist der einzige dimensionsbehaftete Eingangsparameter für das verwendete hypoplastische Stoffgesetz. Die Granulathärte h_s ist von dem Kornmaterial, der Korngröße und der Kornform sowie von der Korngrößenverteilung abhängig. Je scharfkantiger die Körner sind und je kleiner die Ungleichförmigkeit U ist, desto größer ist die Kompressibilität und damit umso kleiner h_s [Herle (1997)]. Die Granulathärte h_s sowie der Exponent n können anhand eines Kompressionsversuchs an sehr locker gelagerten Proben ermittelt werden (Abbildung 3-14).

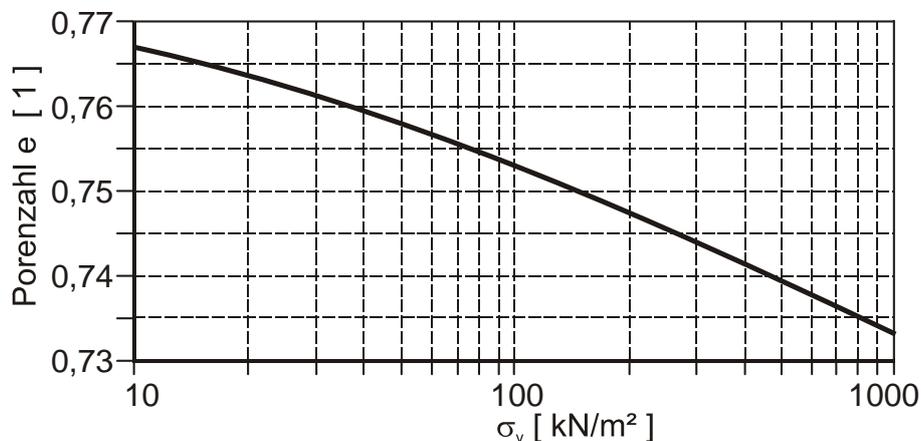


Abbildung 3-14: Darstellung des Kompressionsversuchsergebnisses für den verwendeten Versuchsboden bei lockerster Lagerung

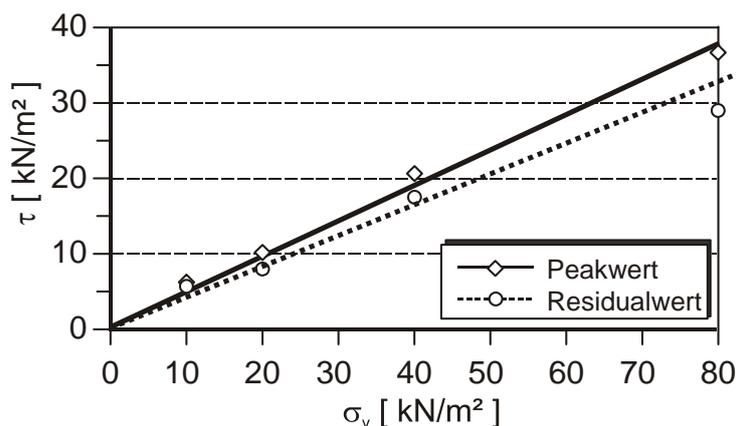
Der Parameter α beschreibt die Abhängigkeit des Peakreibungswinkels von der Dichte des Sandes und wird aus dem Ergebnis eines Triaxialversuchs an einer dichtgelagerten Probe gewonnen (vgl. Abbildung 3-13). Der Parameter β beschreibt die Steifigkeit für unterschiedliche Lagerungsdichten bei gleichem Spannungsniveau. Der Parameter β ergibt sich aus den Ergebnissen zweier Kompressionsversuche mit unterschiedlicher Lagerungsdichte. Die 8 Eingangsparameter für das hypoplastische Stoffgesetz für den verwendeten Versuchsboden sind in Tabelle 3-4 zusammengestellt.

Tabelle 3-4 : Zusammenstellung der Stoffparameter für das hypoplastische Stoffgesetz für den verwendeten Versuchsboden

φ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
[°]	[MN/m ²]	[1]	[1]	[1]	[1]	[-]	[-]
31,7	3300	0,26	0,499	0,789	0,947	0,21	1,0

3.3.3.2 Bestimmung der Kontaktreibung

Zur Bestimmung der Kontaktreibung zwischen dem Versuchsboden und den Aluminiumelementen wurden Reibungsversuche in Anlehnung an die DIN 18137-3 durchgeführt. Dabei wurde in dem oberen Scherrahmen mit den Abmessungen im Grundriss von 10 cm x 10 cm der Versuchsboden in drei Lagen mit einer jeweiligen Höhe von 0,5 mm nach der Methode des trockenen Einstampfens [Porcino et al. (2003)] mit der gewünschten Lagerungsdichte $D = 0,38$ eingebracht. Bei jeweils konstanten Vertikalspannungen von 10, 20, 40 bzw. 80 kN/m² und mit einer konstanten Schergeschwindigkeit von 2 mm/min wurde ein auf dem unteren Scherblock fixiertes Aluminiumblech gegen den Sandkörper des oberen Scherrahmens geschert. Die Versuchsergebnisse sind in Abbildung 3-15 dargestellt.

Abbildung 3-15: Ermittlung der Kontaktreibung zwischen Bauteil und dem Versuchsboden bei $D = 0,38$ aus gemittelten Versuchswerten

Für den Kontaktreibungswinkel δ_a ergibt sich damit ein Peakwert von rd. 26,7°. Mit $\varphi' = 36,5^\circ$ entspricht dies einem Kontaktreibungswinkel $\delta_a \approx 0,7 \cdot \varphi'$. Dies liegt in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Versuche von Potyondy (1961), der Versuche an glatten Stahloberflächen mit dichtem trockenem Sand durchführte. Potyondy (1961) gibt einen Reibungswinkel von 24,1° an. Frydman et Keissar (1987) bestimmen den Wandreibungswinkel zwischen einem enggestuftem Feinsand mit $U = 1,5$ und Aluminium zu 20° bis 25°. Toyosawa et al. (2002) geben den Reibungswinkel zwischen Aluminium und Toyoura Sand mit ungefähr 24° an.

3.3.4 Einbaumethode des Versuchsbodens und Versuchsrandbedingungen

3.3.4.1 Einbauverfahren

Um reproduzierbare Versuchsergebnisse mit der nachfolgend unter Kapitel 3.3.4.2 vorgestellten Versuchseinrichtung erzeugen zu können, ist die Einbaumethode des Versuchsbodens von maßgebender Bedeutung. Neben der Anforderung nach einer möglichst großen Homogenität und eines definierten Spannungszustands im Sandkörper, muss seine Lagerungsdichte bekannt sein. Butterfield et Andrawes (1970) beschreiben in diesem Zusammenhang die Herstellung von Sandkörpern mit homogener Porosität als fundamentales Problem der bodenmechanischen Laborversuche. Das für eine experimentelle Untersuchung optimale Sandeinbauverfahren ist neben den notwendigen Anforderungen an die bodenmechanischen Eigenschaften des Sandkörpers weiterhin durch die technischen Möglichkeiten und den zeitlichen Aufwand bestimmt.

Zur Herstellung eines Sandkörpers mit bekannter Porosität existieren grundsätzlich zwei Vorgehensweisen, die sich darin unterscheiden, ob die Zielporosität nach oder während des Sandeinbaus eingestellt wird. Zu den Methoden, die es ermöglichen die gewünschte Porosität nach dem Sandeinbau herzustellen gehören das „Schaufeln“, „Stampfen“ und „Vibrieren“. Diese Methoden eignen sich nach Butterfield et Andrawes (1970) prinzipiell nur für die Herstellung dichter Sandkörper. Wird die Porosität durch Stampfen eingestellt, so besteht nach Lo Presti et al. (1992) zudem die Gefahr des Kornbruchs und somit der Veränderung der Korngrößenverteilung. Außerdem weisen derart hergestellte Proben oft eine lagenweise über die Tiefe periodisch veränderliche Porosität auf. Ist eine mit der Tiefe zunehmende geostatische Spannungsverteilung unter Einhaltung des dimensionslosen Ruhedruckbeiwertes k_0 gefordert, sind die Verfahren mit nachträglicher Einstellung der gewünschten Porosität ungeeignet. So wird durch die Verwendung von Verdichtungsgeräten mit begrenzter Tiefe dem Sandkörper eine Belastungsgeschichte eingepreßt, die i.d.R. nicht der Modellähnlichkeit entspricht. Hettler (1995) empfiehlt daher für die Erzeugung eines geostatischen Spannungszustandes die Verwendung von Rieselgeräten.

Bei der Verwendung von Rieselgeräten zur Herstellung von homogenen Sandkörpern wird die Porosität nach vorangegangener Kalibrierung während des Sandeinbaus eingestellt. Dabei fallen die Sandpartikel unter Einfluss der Schwerkraft mit einer Fallhöhe h_f auf die Oberfläche des Sandkörpers. Mit Rieselgeräten lassen sich trockene sowie wassergesättigte Sandkörper reproduzierbar herstellen. Da in den eigenen Versuchen ein trockener Sandkörper hergestellt wurde, beziehen sich die nachfolgenden Erläuterungen nur auf die Herstellung von trockenen Sandkörpern. Die Porosität lässt sich dabei durch die Fallhöhe h_f und die Intensität, d.h. Anzahl der Sandkörner pro Zeiteinheit, steuern. Für die Fallhöhe h_f gilt, dass die Porosität in einem Sandkörper mit der Fallhöhe h_f bis zu einer Grenzfallhöhe abnimmt. Nach Erreichen der Grenzfallhöhe lässt sich die Porosität nur noch durch Herabsetzung der Intensität verringern.

Nach Vaid et Negussey (1988) steuert die Energie T eines Sandpartikels beim Auftreffen auf die Sandoberfläche die Porosität des Sandkörpers. Unter Annahme eines freifallenden Partikels in einem Fluid ergibt sich seine Energie T zu

$$T = \left(m \cdot g - V \cdot \rho_F \cdot g - C_d \cdot \rho_F \cdot A \cdot v^2 / 2 \right) \cdot h_f \quad \text{Gl. 3-2}$$

Dabei repräsentiert der zweite Term die Auftriebskraft in einem Fluid, der dritte Term die Reibungskraft mit einem solchen. Unter der Annahme, dass das Sandpartikel mit einer Anfangsgeschwindigkeit von $v_0 = 0$ und somit mit der Anfangsbeschleunigung $a_0 = g \cdot (1 - V \cdot \rho / m)$ fällt, erreicht das Partikel seine Endgeschwindigkeit bei $a = 0$. Daraus ergibt sich, dass es eine Grenzfallhöhe gibt, ab der die Energie des fallenden Partikels nicht mehr mit der Fallhöhe zunimmt. Nach Gl. 3-2 ist diese Grenzfallhöhe abhängig von der Partikelgeometrie und -masse sowie den Eigenschaften des Fluides in dem das Partikel fällt. Nicht berücksichtigt werden dabei die gegenseitige Beeinflussung von mehreren Partikeln, deren Größenverteilung, die Intensität sowie die Randeinflüsse des Messbehälters.

Den Einfluss der Intensität auf die Porosität bei Rieselgeräten untersuchten Cresswell et al. (1999) anhand eines gleichmäßigen Sandregens von vier verschiedenen Sanden in einem 8,4 cm hohen Zylinder mit 8,8 cm Durchmesser. Die Verdichtung des Versuchsbodens wird demnach zum einen durch die Bewegung des einzelnen Sandpartikels in die energetisch günstigste Lage und zum anderen durch die Schlagwirkung der neu auftreffenden Sandpartikel beeinflusst. Die Zone in der die Partikel vornehmlich horizontal in die energetisch günstigste Lage bewegt werden, wird mit einer Dicke von 3 bis 4 Korndurchmessern angegeben. Darüber liegt eine Zone, in der die Sandpartikel durch das Auftreffen von neuen Sandpartikeln vertikal sowie horizontal bewegt werden (Abbildung 3-16). Mit steigender Intensität sinkt die zur Verfügung stehende Zeit, in der sich die Sandpartikel in die energetisch günstigste Lage bewegen können und die Schlagwirkung auf das einzelne Partikel nimmt ab.

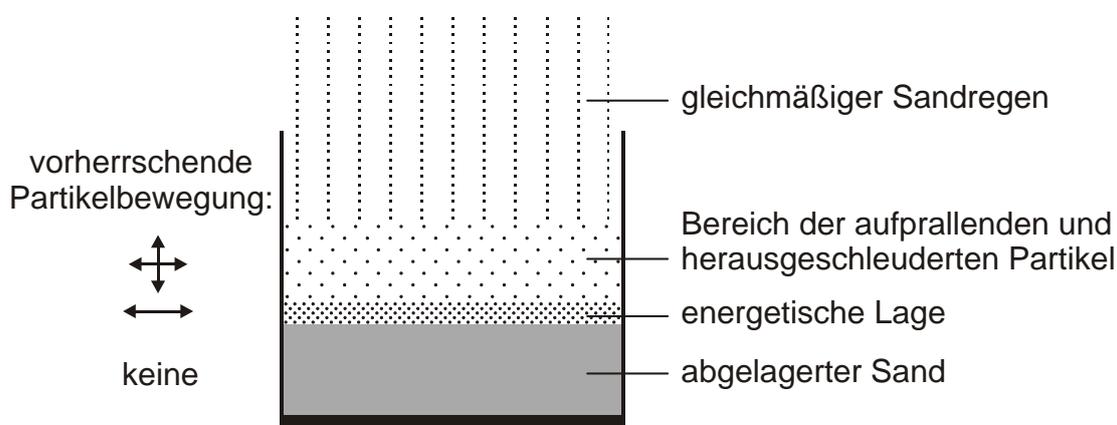


Abbildung 3-16: Vorherrschende Partikelbewegung bei optimalem Sandregen [aus Cresswell et al. (1999)]

Walz et al. (1975) geben an, dass eine Verdichtung beim Einrieseln nur in den obersten 5 mm - 10 mm stattfindet. Tiefer liegende Schichten bleiben nach Walz et al. (1975) nahezu unverändert. Als weitere Faktoren, die bei einer erhöhten Intensität die Porosität beeinflussen, können nach Lo Presti et al. (1992) die Veränderung der Dichte des Fluides; hier eines Gemisches aus Luft, Sand und Staub; und die Dissipierung der kinetischen Energie durch Reibung beim gegenseitigen Berühren der einzelnen Sandpartikel im freien Fall angesehen werden.

Mit der Rieselmethode lassen sich Sandkörper erzeugen, die in ihrer Anisotropie und ihrem Bodengefüge aus Sedimentation entstandenen Sandböden am nächsten kommen. Mit dieser Methode lassen sich zudem linear mit der Tiefe zunehmende Eigengewichtsspannungen im Sandkörper erzeugen. Je nach technischen Möglichkeiten, Genauigkeitsanforderungen und dem Verwendungszweck können für den Einbau von enggestuftem Sand in einen Versuchskasten vier Arten von Rieselgeräten unterschieden werden (Abbildung 3-17).

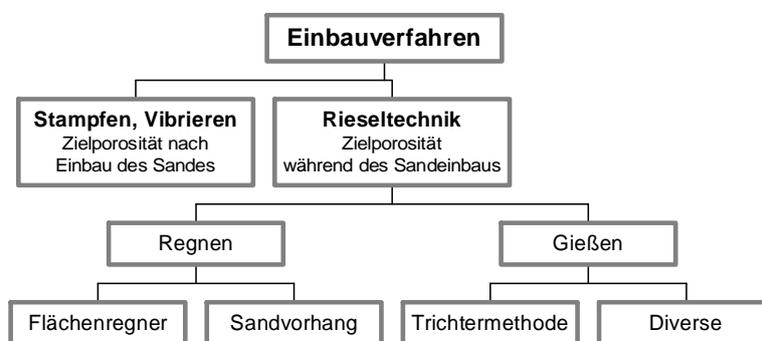


Abbildung 3-17: Darstellung der Einbauverfahren für trockenen Sand

Beim flächenhaften Sandregen durchläuft der Sand innerhalb des Rieselgerätes unter Schwerkraftwirkung mehrere Diffusorsiebe, bis er gleichmäßig und senkrecht aus dem Rieselgerät austritt. Die Vorteile dieses Vorgehens liegen in der schnellen und guten Reproduzierbarkeit, der Homogenität des erzielbaren Spannungszustands und der einfachen Handhabung. Nachteile sind in der aufwändigen Konstruktion, der Kalibrierung und den Störungen an den Rändern des Versuchsbehälters zu sehen. Für die Herstellung von Proben für Indexversuche ist der flächenhafte Sandregen jedoch die am häufigsten verwendete Methode [Rad et Tumay (1985), Bauer (1992), Lo Presti et al. (1992), Cresswell et al. (1999)]. Rad et Tumay (1985) geben Richtlinien für den Entwurf eines flächenhaften Sandregners an. Bei den Modellversuchen findet dieses Verfahren z.B. bei Pfahl-, Anker- und Sondenversuchen Anwendung [Wernick (1978), Lehnert (1983), Cudmani (2001)]. Für die hier vorliegende Untersuchung zum räumlichen aktiven Erddruck erwies sich dieses Vorgehen aufgrund der Störungen an den Rändern und insbesondere in der Übergangszone zwischen Messebene und Sandkörper als ungeeignet.

Bei der Sandvorhangmethode wird nicht über die gesamte Fläche eingerieselt, sondern die Fläche wird mit einem so genannten Linienregner schichtweise wiederholt abgefahren. Dabei tritt ein konstanter Sandvorhang durch einen Schlitz des Linienregners aus. Dem Vorteil eines einfacheren Aufbaus steht der Nachteil einer Schichtung gegenüber, die sich schon ab einer

Schichtdicke von 1 mm ausprägen kann [Walker et Whitaker (1967), Butterfield et Andrawes (1970), Walz et al. (1975), Bätcke (1982)].

Eine weitere Form der Rieseltechnik ist das Gießen bzw. die Trichtermethode. Dabei wird der Sand aus einem Vorratssilo in den Versuchskasten mit einem steifen Fallrohr eingebracht ohne vorher über Siebe gleichmäßig zu werden. Die Fläche ist dabei mit dem Fallrohr gleichmäßig mit stets konstanter Fallhöhe zu überfahren. Die Vorteile liegen u.a. in dem einfachen Versuchsaufbau, der Möglichkeit gebrochene Geometrien zu berücksichtigen sowie in den minimalen Randstörungen. Ein Nachteil liegt in der eventuellen Verspannung des Sandkörpers durch lokale Grundbrüche im Schüttkegel unterhalb des Rohres. Durch eine Reduktion der Schichthöhe lässt sich dieser Nachteil jedoch nach Fretti et al. (1995) vermeiden. Chen et al. (1998) geben an, dass eine Schichtung ausgeschlossen werden kann, wenn die Schichtdicke kleiner als der einfache Radius des steifen Fallrohres ist.

Neben den drei aufgeführten Rieselgerätarten gibt es noch diverse andere der Trichtermethode verwandte Geräte, die z.B. durch Diffusorspiralen und Prallbleche für eine größere Streuung des Sandstrahls sorgen. Da bei diesen Geräten jedoch die Sandpartikel nicht, wie für eine geostatische Spannungsverteilung gefordert, senkrecht fallen (vgl. Abbildung 3-16), werden diese Geräte an dieser Stelle nicht weiter betrachtet.

3.3.4.2 Voruntersuchungen zum Einbau des Versuchsbodens mit der Trichtermethode

Für die eigenen experimentellen Untersuchungen bot sich die Anwendung der Trichtermethode an. Diese Methode ermöglichte es, den Versuchsboden gezielt von oben in den 1,7 m hohen Versuchskasten mit kontrollierter Fallhöhe einzubringen, ohne Randstörungen verursachende Verwirbelungen zu erzeugen. Weiterhin war es mit dieser Methode möglich, insbesondere im Öffnungsbereich der Messebene kontrolliert einzubauen.

Bei dem in den vorliegenden Versuchen verwendeten Aufbau wurde der Versuchsboden mit einem Vakuumsauger kontinuierlich aus einem Sandlager in ein Vorratssilo mit einem Fassungsvermögen von rd. 90 dm³ gefördert. Unter diesem war ein Absperrhahn mit einem flexiblen, strömungsoptimierten und querschnittstreuen PVC-Schlauch (Länge = 0,81 m) angebracht. Am unteren Ende dieses Schlauches war ein starres PVC-Rohr (Länge = 0,50 m) als Fallrohr befestigt (Abbildung 3-18).

In Voruntersuchungen mit dem Versuchsaufbau gemäß Abbildung 3-18 wurde die Konfiguration des Sandregners kalibriert. Das Sandsilo wurde an einer Kranbahn über der Mitte des Versuchskastens verfahrbar aufgehängt. Da besonders im Bereich der Messebene ein homogener Sandkörper mit bekannter Porosität erzeugt werden sollte, wurde in den Voruntersuchungen das Fallrohr mit einer halben Versuchskastenbreite von 0,4 m ausgelenkt. Es wurden bei konstanter Fallrohrlänge von 0,50 m und gleichbleibendem Aufbau die Fallhöhe h_F und der Fallrohrdurchmesser d variiert. Die Vorversuche ergaben bei $d = 29,5 \text{ mm}$ und einem Schlauchinnendurchmesser von 24,5 mm gut reproduzierbare

Lagerungsdichten zwischen $D = 0,17$ und $D = 0,50$ (Abbildung 3-19). Für die räumlichen aktiven Erddruckversuche wurde bei dieser Konfiguration eine Fallhöhe von $h_F = 0,35 \text{ m}$ gewählt, mit der sich eine Lagerungsdichte von $D = 0,38$ im Bereich der Messebene einstellen ließ.

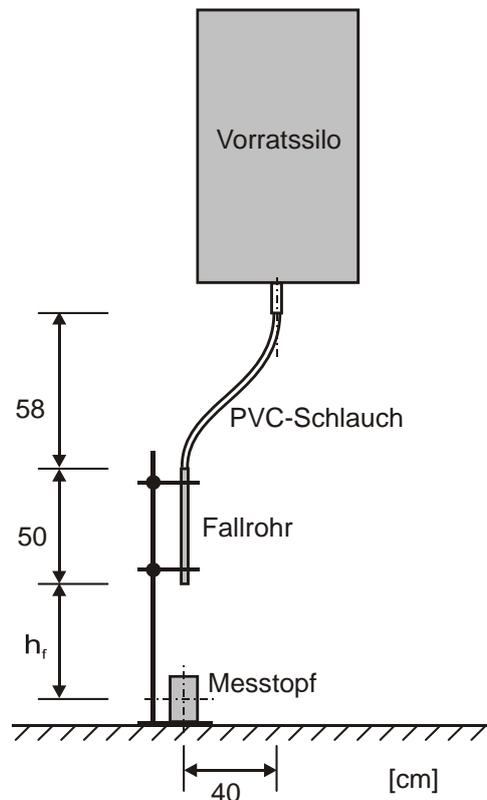


Abbildung 3-18: Versuchsaufbau zur Kalibrierung des Sandregners nach der Trichtermethode

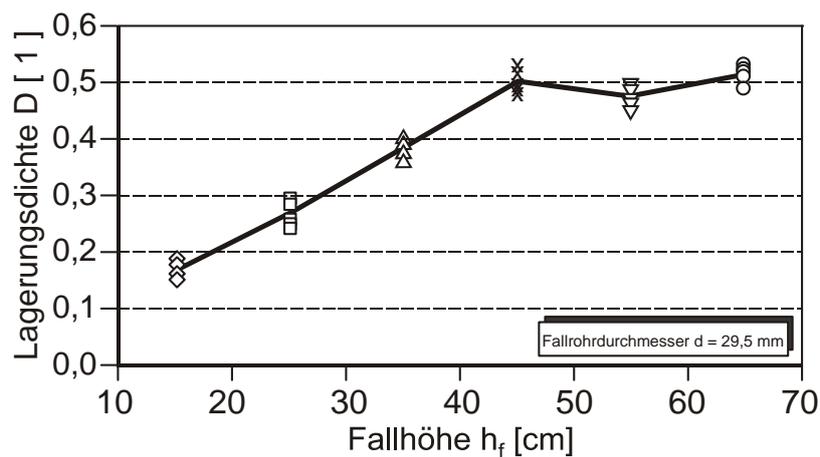


Abbildung 3-19: Kalibrierung der Fallhöhe h_f des Sandregners

Bei der Bestimmung der Lagerungsdichte D kam die so genannte Messtopfmethode zum Einsatz [Walker et Whitaker (1967), Walz et al. (1975), Lehnert (1983)]. In der vorliegenden Untersuchung wurden dafür neue Ausstechzylinder mit den Abmessungen

Höhe x Durchmesser = 12,0 cm x 9,6 cm mit verschlossenem Boden und der Schneide nach oben als Messtopf verwendet. Der Messtopf wurde nach Abbildung 3-18 zentrisch unter die Auslassöffnung des Fallrohres platziert und während des Befüllens nicht mehr bewegt. Um die Einflüsse aus einer Nachführung der Fallhöhe beim Befüllen auszuschließen, wurde mit einer konstanten Fallhöhe gearbeitet, die sich auf den Abstand zwischen der Fallrohrunterkante bis zur mittleren Messtopfhöhe bezieht.

Aus den Vorversuchen hat sich für den Einbau des Versuchsbodens in den Versuchskasten ergeben, dass während des Sandeinbaus das Fallrohr stets senkrecht und mit konstanter Fallhöhe zur Probenoberfläche zu führen ist. Beim Einbau in den Versuchskasten konnte die Fallhöhe h_F über einen Abstandshalter kontrolliert werden, der in einem Abstand von 2,5 cm neben dem Fallrohr befestigt war und so den austretenden Sandstrahl nicht beeinflusste. Reguliert werden konnte die Fallhöhe h_F über einen auf einer Kranbahn laufenden Kettenzug.

Mittels der Kranbahn und einer an dem Fallrohr befestigten Führungsstange ließ sich die Sandkörperoberfläche im Versuchskasten in 25 Bahnen gemäß Abbildung 3-20 überfahren. Die Forderung nach einer stets senkrechten Führung des Fallrohres zur Sandoberfläche konnte mit einer gelenkigen Lagerung der Führungsstange und einem Gewicht an dem Fallrohr erfüllt werden (Abbildung 3-21). Der Sandregner war somit vertikal sowie horizontal verfahrbar über dem Versuchskasten befestigt und ein vertikaler Sandaustritt konnte sichergestellt werden. Für den kontrollierten Sandeinbau in den Versuchskasten nach oben beschriebener Konfiguration wurden für den Einbau von 0,1 m Sandkörperhöhe rd. 15 min benötigt. Für den Sandeinbau waren zwei Personen erforderlich.

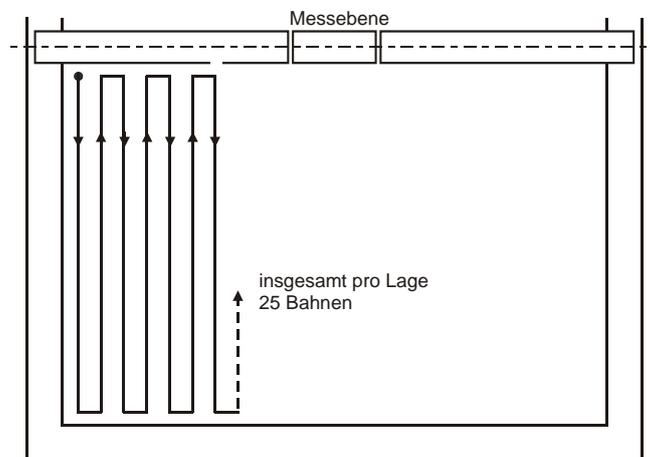


Abbildung 3-20: Darstellung des Verlaufs der Überfahrten während des Sandeinbaus

Um Einflüsse aus einem veränderlichen Füllstand des Vorratssilos auszuschließen, wurde während des Sandeinbaus in den Versuchskasten die Förderleistung des Vakuumsaugers dem Bedarf des Sandregners angepasst. Damit es zu keiner Schichtung im Bodenkörper kommt, sollte nach Chen et al. (1998) die Dicke jeder Lage geringer sein als der einfache Durchmesser des Auslassrohres. Mit dem dargestellten Sandregner konnte diese Forderung je nach Überfahrgeschwindigkeit mit Schichtdicken von rd. 0,5 cm bis 1,5 cm erfüllt werden.

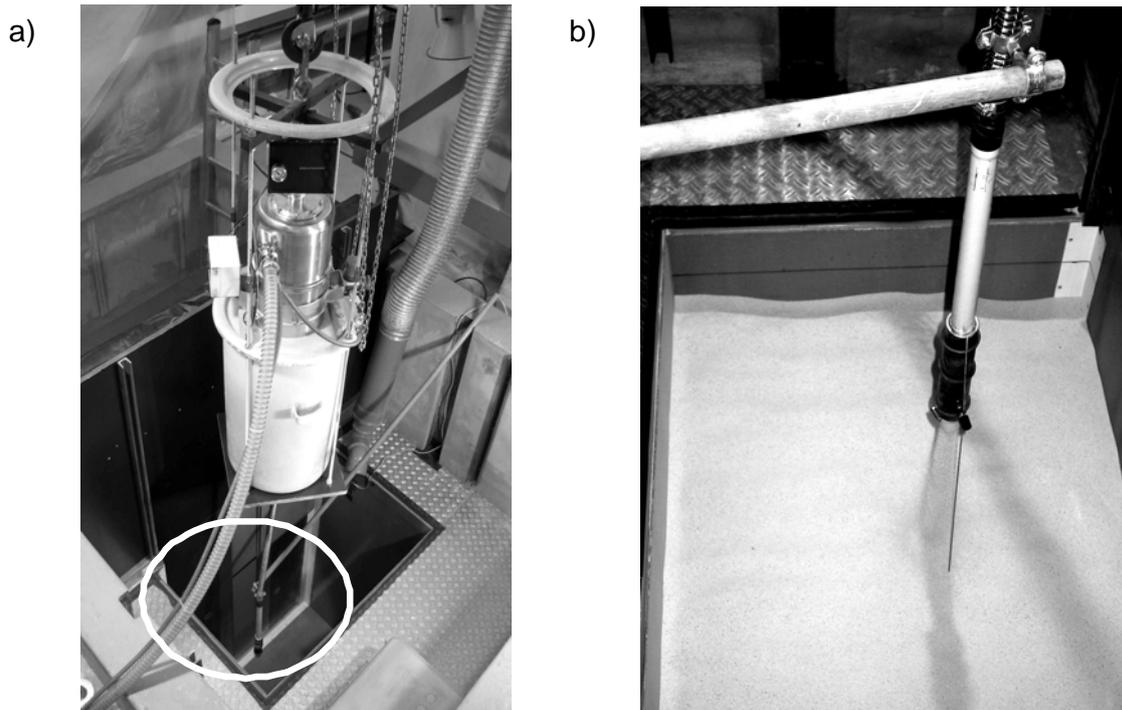


Abbildung 3-21: a) Darstellung des Sandregners mit Führungsstange;
b) Einbau des Versuchsbodens mit dem Sandregner, $h_F = 35 \text{ cm}$

3.3.5 Versuchsvorbereitungen

Vor jedem Versuch waren der Verschiebeantrieb und die Aluminiumelemente entsprechend der zu untersuchenden Geometrie auszurichten und gegen ungewollten Sandzutritt in den umlaufenden Spalt zwischen den Elementen und der Messebene während des Sandeinbaus und des Versuchs zu dichten. Anschließend wurde der Sandkörper mittels der unter Kapitel 3.3.4.2 beschriebenen Trichtermethode eingebaut. Durch den Sandeinbau und den Versuchsablauf musste ausgeschlossen werden, dass Erschütterungen bzw. Verformungen in die Versuchseinrichtung eingebracht wurden und somit die eingestellte Ziellagerungsdichte verändert werden konnte. Nach jedem Versuch wurde der Sand vollständig aus dem Versuchskasten entfernt und die komplette Versuchseinrichtung staubfrei gereinigt. Das für den Versuch verwendete Bauteil wurde ebenfalls ausgebaut, gereinigt, ggf. wieder eingesetzt und plan zur Messebene justiert.

Das Eigengewicht des Bauteils wurde über Lagerkonstruktionen der unteren Verschiebeeinheit aufgenommen. Die dabei entstehende Kraft aus Lagerreibung war von dem Versuchsergebnis zu subtrahieren. Vor jedem Einzelversuch wurden daher mindestens 8 Nullversuche ohne Versuchsboden durchgeführt. Die aus diesen Nullversuchen ermittelte Kraft lag zwischen 0,08 % (n8) und 8,9 % (n2) der gemessenen räumlichen Erddruckkraft. Mit den Bauteilen nach Tabelle 3-2 wurden die Räumlichkeitsverhältnisse $n = 2, 3, 4, 5, 6, 7$ und 8 für die drei Wandbewegungsarten nach Abbildung 1-3 untersucht. Neben der

Lagerungsdichte von $D = 0,38$ wurden auch Versuche mit den Lagerungsdichten $D = 0,17$ und $D = 0,50$ durchgeführt. In jedem Einzelversuch wurde die auf das entsprechende Aluminiumelement wirkende Kraft an zwei Punkten über den Weg gemessen. Die Verschiebegeschwindigkeit betrug während der Versuche zwischen 0,5 mm/min und 2 mm/min. In Vorversuchen wurde festgestellt, dass es bei den gewählten Verschiebegeschwindigkeiten zu keiner Beeinflussung der Versuchsergebnisse aus der gewählten Verschiebegeschwindigkeit kommt.

3.3.6 Einfluss des Siloeffektes im Modellversuch

Wie in Kapitel 3.3.4.1 ausgeführt, können das Einbauverfahren sowie eventuelle Verdichtungsverfahren zur nachträglichen Erzeugung einer bestimmten Porosität (z.B. Vibrationen) den Ausgangsspannungszustand im Sandkörper beeinflussen [Fang et al. (2002)]. Weiterhin hat der von der Kontaktreibung und den Abmessungen der Versuchseinrichtung abhängige Siloeffekt eine Auswirkung auf den Ausgangsspannungszustand im Bodenkörper. Dies kann zu Ausgangsspannungszuständen führen, die von den nach Gl. 3-3 ermittelten abweichen. Winkler (2001) hält in diesem Zusammenhang fest, dass außer bei den frühen Versuchen von von Terzaghi in der Literatur keine Angaben zum Ausgangserddruck zu finden sind.

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v$$

Gl. 3-3

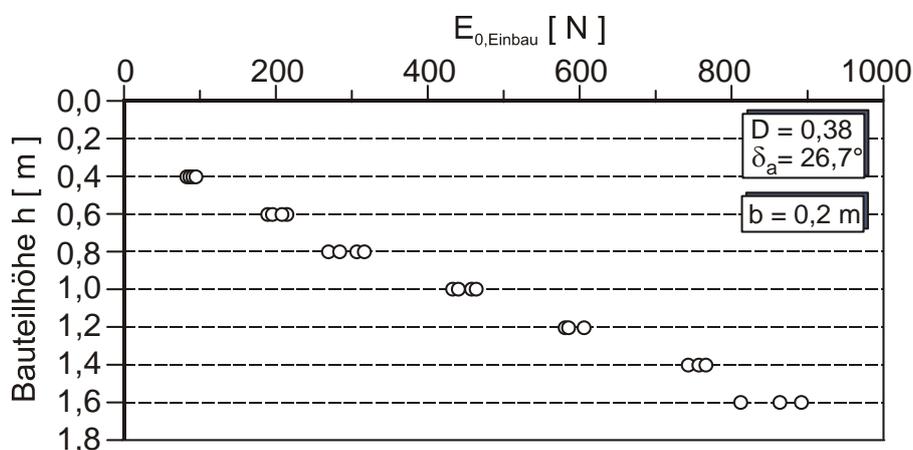


Abbildung 3-22: Darstellung der Einbauerddruckkräfte der Bauteile n2 bis n8 bezogen auf die Bauteilhöhe für $D = 0,38$

Abbildung 3-22 stellt die in den eigenen Versuchen am Bauteil gemessenen horizontalen Einbauerddruckkräfte $E_{0, Einbau}$ bezogen auf die Bauteilhöhe h nach Einbau des Versuchsbodens mit $D = 0,38$ dar. Anhand der dargestellten Einbauerddruckkräfte aus den Einzelversuchen ist zu erkennen, dass sich mit der unter Kapitel 3.3.4.2 beschriebenen Einbaumethode gut reproduzierbare Anfangszustände herstellen lassen. Die horizontale Gesamtbelastung des Bauteiles $E_{0, Einbau}$ wurde dabei durch Addition der oberen und unteren Kraftgrößen am Bauteil ermittelt.

Unter Berücksichtigung der Plattengeometrie kann damit der gemittelte horizontale Einbauerddruckbeiwert $k_{0,Einbau}$ über den Zusammenhang nach Gl. 3-4 berechnet werden.

$$k_{0,Einbau} = \frac{2 \cdot E_{0,Einbau}}{(1 - n_0) \cdot \gamma_S \cdot b \cdot h^2} \quad \text{Gl. 3-4}$$

Für einen normalkonsolidierten Bodenkörper unendlicher Ausdehnung gilt, dass die vertikalen Spannungen aus Eigengewicht σ_v linear mit der Tiefe zunehmen. Die horizontalen Spannungen σ_h lassen sich über einen als Erdruchdruckbeiwert k_0 bezeichneten Proportionalitätsfaktor durch die vertikalen Spannungen σ_v nach Gl. 3-3 ausdrücken. Bei der Bestimmung von k_0 wird i.d.R. auf empirische Zusammenhänge mit anderen bodenmechanischen Kenngrößen zurückgegriffen. Für normalkonsolidierten Sand sehen Brooker et Ireland (1965) den vereinfachten Zusammenhang nach Jáky (1948) nach Gl. 3-5 als gültig an.

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \quad \text{Gl. 3-5}$$

Sofern die Veränderung des effektiven Winkels der inneren Reibung φ' vernachlässigt wird, ist in einem homogenen Sand der Erdruchdruckbeiwert k_0 über die Tiefe konstant. Hieraus folgt, dass die horizontale Lastresultierende aus Erdruchdruck auf ein vertikales Bauteil bei $z = 2/3 \cdot h$ angreift. Bei einem unterlinearen Verlauf von σ_v greift die Lastresultierende oberhalb dieses Punktes an. Nach dem Sandeinbau in den Versuchskasten wurde vor Beginn der aktiven Wandverschiebung der Lastangriffspunkt auf das jeweils eingebaute Bauteil bestimmt. Eine Darstellung dieser Messergebnisse gibt Abbildung 3-23. Darin zeigt sich, dass die Messwerte für das Räumlichkeitsverhältnis $n = 2$ große Streuungen aufweisen. Als mögliche Gründe dafür können die geringen Spannungen im oberflächennahen Bereich, eine im Verhältnis zur wirkenden Erddruckkraft hohe Lagerreibung sowie Einbaustörungen vermutet werden. Die in Abbildung 3-23 dargestellten Messergebnisse zeigen weiterhin, dass die Lage der Lastresultierenden mit zunehmender Bauteilhöhe h nach oben wandert. Ursächlich für den unterlinearen Spannungsanstieg ist der so genannte Siloeffekt.

Beim Siloeffekt werden die vertikalen Spannungen durch eine Schubkraftübertragung auf die den Bodenkörper umgebenden vertikalen Wände abgemindert. Die Größe dieser Abminderung ist u.a. abhängig von der Wandreibung δ und der Querschnittsgeometrie des Versuchskastens bzw. Silos sowie von der Tiefenlage des zu betrachtenden Punktes. Näherungsweise kann dieser Einfluss über den analytischen Ansatz nach Janssen (1895) rechnerisch erfasst werden. Janssen (1895) betrachtet dabei die Gleichgewichtsbedingungen an einer endlichen horizontalen Kreisscheibe unter den vereinfachenden Annahmen, dass die Vertikal- und Horizontalspannungen als Hauptspannungen vorliegen und über die Kreisscheibe konstant verlaufen.

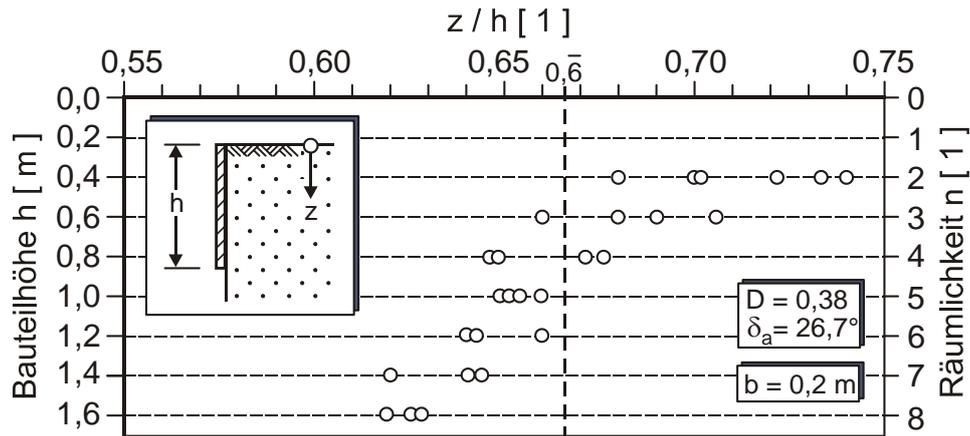


Abbildung 3-23: Lage der Lastresultierenden nach Sandeinbau für $D = 0,38$

Anhand von Zentrifugenversuchen mit Sand wiesen Frydman et Keissar (1987) die Gültigkeit der Janssen-Gleichung in der Form nach Gl. 3-6 für ebene Systeme im Ruhedruckzustand nach. Unter Verwendung des Seitendruckbeiwertes k_0 nach Gl. 3-5 konnten Frydman et Keissar (1987) Versuchsergebnisse durch Gl. 3-6 gut reproduzieren. Zur Anwendung der Janssen-Gleichungen auf rechteckige Baugruben gibt Gudehus (1990) die Umrechnung auf einen Ersatzradius r_e nach Gl. 3-7 an. Darin sind b_x die Breite und b_y die Länge des Systems im horizontalen Schnitt.

$$k'_0(z) = \frac{1}{2 \cdot \tan \delta} \cdot \frac{r_e}{z} \cdot \left[1 - \exp \left(-2 \cdot k_0 \cdot \frac{z}{r_e} \cdot \tan \delta \right) \right] \quad \text{Gl. 3-6}$$

$$r_e = \frac{b_x \cdot b_y}{b_x + b_y} \quad \text{Gl. 3-7}$$

In Abbildung 3-24 sind für drei Fälle ($\varphi' = 35^\circ$ und $\delta = 20^\circ$, $\varphi' = 36,5^\circ$ und $\delta_a = 26,7^\circ$ sowie $\varphi' = 40^\circ$ und $\delta = 30^\circ$) die jeweiligen Verläufe des Erdruhedruckbeiwerts $k'_0(z)$ nach Gl. 3-6 und Gl. 3-7 für die Geometrie des Versuchskastens dargestellt und den aus den eigenen Versuchen nach Gl. 3-4 berechneten Werten $k_{0, \text{Einbau}}$ der Einzelversuche gegenübergestellt. Durch die Darstellung der möglichen Bandbreite des Winkels der inneren Reibung des Versuchsbodens ($35^\circ < \varphi' < 40^\circ$) und der Wandreibung ($20^\circ < \delta < 30^\circ$) lässt sich der Einfluss durch den Siloeffekt aus der modifizierten Janssen-Gleichung aus der Abbildung 3-24 ableiten. Es zeigt sich, dass sich über die Verwendung der unter Kapitel 3.3.3 dargestellten Größen für den verwendeten Versuchsboden trotz der Vereinfachungen aus den Annahmen der Janssen-Gleichung, des Ansatzes eines Ersatzradius r_e und der vereinfachten Ermittlung von $k_{0, \text{Einbau}}$ eine gute Übereinstimmung zwischen den Messwerten und den nach Gl. 3-6 berechneten Werten herstellen lässt.

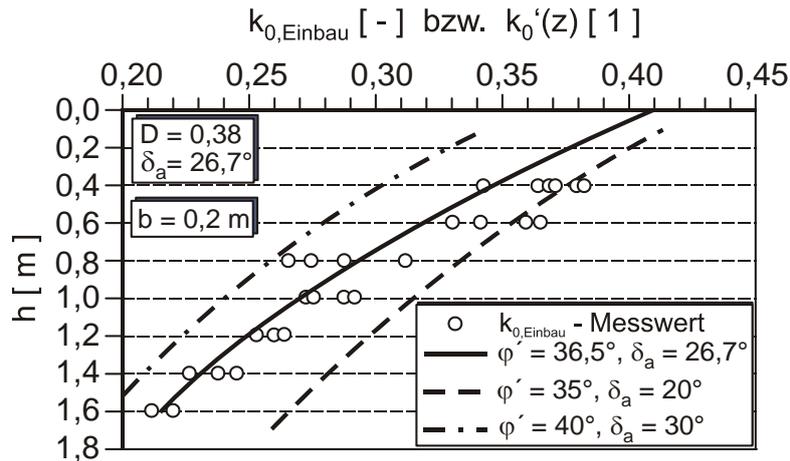


Abbildung 3-24: Gegenüberstellung der gemessenen $k_{0, \text{Einbau}}$ -Werte und der nach Gl. 3-6 und Gl. 3-7 berechneten $k'_0(z)$ -Werte

Mit den Zusammenhängen nach Gl. 3-6 und Gl. 3-7 ist es für die eigenen Versuchsergebnisse möglich, einen auf die am Bauteil gemessene Erddruckkraft bezogenen Silokorrekturfaktor $\omega(n)$ nach Gl. 3-8 zu formulieren, mit dem sich die Einbauerddruckkräfte $E_{0, \text{Einbau}}$ korrigieren lassen. Der Silokorrekturfaktor $\omega(n)$ berücksichtigt die infolge des Siloeffektes verursachte mittlere Abminderung der auf das Bauteil mit dem Räumlichkeitsverhältnis n wirkenden Erdruehdrukraft bezogen auf den Erdruehdruk im ebenen Fall (Gl. 3-8).

$$\omega(n) = \frac{k'_0(n)}{k_0} \quad \text{Gl. 3-8}$$

Der darin verwendete, auf ein Räumlichkeitsverhältnis n bezogene mittlere Erdruehdrukbeiwert $k'_0(n)$ lässt sich durch eine lamellenweise Einteilung der betreffenden Bauteilhöhe h nach Gl. 3-9 ermitteln. Darin bezeichnet z_{oben} die Tiefenlage des oberen Randes und z_{unten} die Tiefenlage des unteren Randes der Lamelle i , in denen die Gl. 3-6 zur Anwendung kommt. h_i beschreibt die Höhe der betrachteten Lamelle i .

$$k'_0(n) = \frac{\sum k'_{0,i}(z_{\text{oben}}) + k'_{0,i}(z_{\text{unten}})}{2} \cdot \frac{h_i}{\sum h_i} \quad \text{Gl. 3-9}$$

Der in den Modellversuchen verwendete Versuchsboden wies bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,38$ einen Winkel der inneren Reibung von $\varphi' = 36,5^\circ$ und eine Wandreibung von $\delta_a = 26,7^\circ$ auf (Tabelle 3-3). Damit ergeben sich für die Verhältnisse im Versuchskasten mit den Abmessungen $b_x = 1,2 \text{ m}$ und $b_y = 0,805 \text{ m}$ die bauteilbezogenen Silokorrekturfaktoren nach Tabelle 3-5. Mittels dieser Silokorrekturfaktoren wurden die im Versuch ermittelten und auf das unverschobene Bauteil wirkenden Erdruehdrukkräfte $E_{0, \text{Einbau}}$ für einen vom Siloeffekt unbeeinflussten Zustand näherungsweise korrigiert.

Anhand der eigenen Versuche hat sich gezeigt, dass schon kleinste Setzungsverschiebungen aus dem Eigengewicht des Versuchsbodens zu einer Reduktion der Vertikalspannungen und

damit zu einer Abweichung vom allgemeinen k_0 -Zustand führen. Eine Abminderung der vertikalen Spannungen infolge des Siloeffektes tritt somit bei jedem Modellkasten mit Wandreibung und begrenzten Abmessungen auf, sofern der Versuchsboden mit einem Rieselfverfahren eingebracht wurde.

Tabelle 3-5 : Zusammenstellung der Silokorrekturfaktoren $\omega(n)$ für die Bedingungen des Erddruckkastens

Räumlichkeitsverhältnis	Tiefe	modifizierter Erdruhedruckbeiwert	bauteilbezogener Silokorrekturfaktor
n	z	$k_0'(n)$	ω
[1]	[m]	[1]	[1]
0	0,0	0,41	1,0
2	0,4	0,37	0,92
3	0,6	0,35	0,87
4	0,8	0,34	0,83
5	1,0	0,32	0,80
6	1,2	0,31	0,77
7	1,4	0,30	0,74
8	1,6	0,29	0,72

3.4 Versuchsergebnisse

3.4.1 Allgemeines

Bei den eigenen Modellversuchen wurden die Bauteile mit den Räumlichkeitsverhältnissen $2 \leq n \leq 8$ nach Tabelle 3-1 aus der vertikalen Messebene von einem Sandkörper mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,38$ wegbewegt. Der Einfluss der Lagerungsdichten $D = 0,17$ und $D = 0,50$ wurde zudem für die Räumlichkeitsverhältnisse $n = 3$ und $n = 4$ untersucht. Während dieser Versuche wurde die Entwicklung der aus dem Sandkörper auf das Bauteil wirkenden Kraft über den Weg der Bauteilverschiebung u aufgezeichnet. Weiterhin konnte an der Oberfläche des Sandkörpers bei einer auf die Bauteilhöhe bezogenen Bauteilverschiebung von $u/h > rd. 10\%$ die Ausbildung von Bruchkörpern beobachtet werden.

3.4.2 Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks

Wie in Kapitel 3.2.2 ausgeführt, gilt für den ebenen aktiven Erddruck $E_{ah,2D}$, dass locker gelagerte nichtbindige Böden eine größere Wandverschiebung zur Mobilisierung des ebenen aktiven Erddrucks erfordern als dicht gelagerte. Weiterhin wird die erforderliche Verschiebungsgröße von der Wandbewegungsart beeinflusst, wobei für den ebenen Erddruck angenommen wird, dass die Parallelverschiebung die kleinste und die Kopfpunktdrehung die größte Bauteilverschiebung benötigt (Tabelle 3-1).

In den eigenen Modellversuchen zum räumlichen Fall konnte durch die Auswertung der am Bauteil gemessenen Kraft- sowie Weggrößen die erforderliche Wandverschiebung u_{erf} zur Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ in Abhängigkeit der Wandbewegungsart ermittelt werden. Für die nachfolgenden Ergebnisdarstellungen wird ein dimensionsloser Faktor κ nach Gl. 3-10 eingeführt.

$$\kappa = \frac{E_{ah}(u/h)}{E_0} \quad \text{Gl. 3-10}$$

Wie im vorangegangenen Kapitel dargelegt, herrschte im Sandkörper des Erddruckkastens der eigenen Modellversuche im Ausgangszustand ein Spannungszustand, der durch den Siloeffekt beeinflusst war. Durch die Einführung eines Silokorrekturfaktors ω ließ sich der daraus entstehende Fehler zwischen gemessenem Einbauerddruck $E_{0,Einbau}$ und dem Erdruehdruk E_0 näherungsweise korrigieren. Die Ergebnisse der eigenen Modellversuche wurden daher für die weitere Verwendung gemäß Gl. 3-11 korrigiert.

$$\kappa_{\omega} = \frac{E_{ah}(u/h)}{E_{0,Einbau} \cdot \omega^{-1}} \quad \text{Gl. 3-11}$$

Die Abbildung 3-25, Abbildung 3-26 und Abbildung 3-27 stellen für die drei untersuchten Wandbewegungsarten die Veränderungen der gemessenen Erddruckkraft $E_{ah}(u/h)$ in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung u/h für die Bauteile n2 bis n8 bei einer Lagerungsdichte $D = 0,38$ dar. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die auf den mit dem Silokorrekturfaktor ω korrigierten Einbauerddruck $E_{0,Einbau}$ bezogene Erddruckkraft κ_{ω} nach Gl. 3-11 mit zunehmender Wandverschiebung u/h bis zum Erreichen eines Minimums abnimmt. Diese minimale Erddruckkraft wird im Folgenden als räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ bezeichnet (Gl. 3-12).

$$\kappa_{min,\omega} = \frac{E_{ah}(u/h)_{min}}{E_{0,Einbau} \cdot \omega^{-1}} = \frac{E_{ah,3D}}{E_0} \quad \text{Gl. 3-12}$$

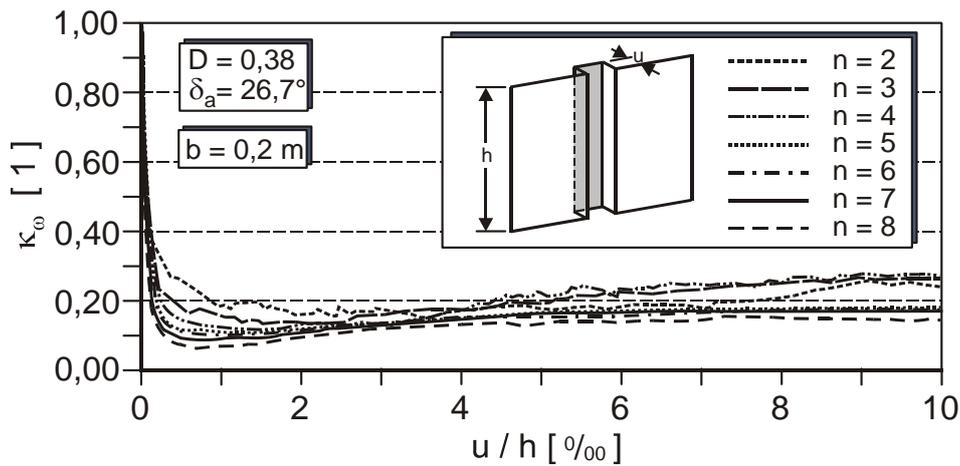


Abbildung 3-25: Versuchsergebnisse für die Wandbewegungsart Parallelverschiebung mit $D = 0,38$

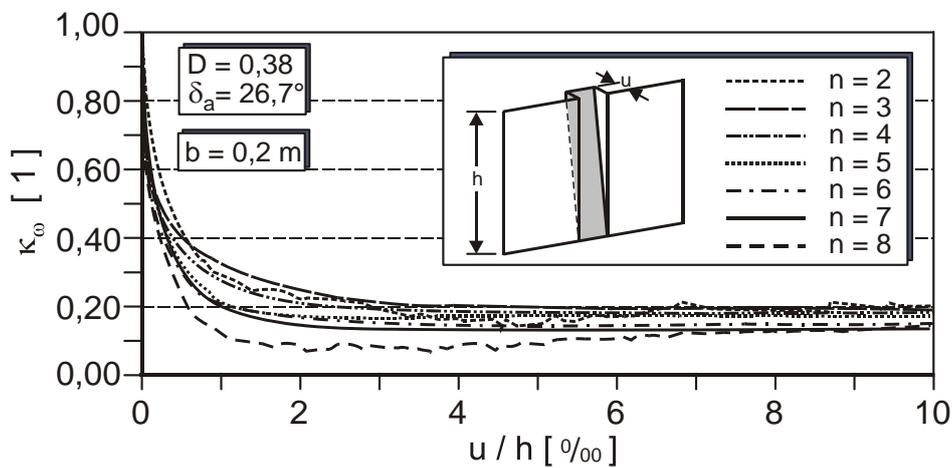


Abbildung 3-26: Versuchsergebnisse für die Wandbewegungsart Fußpunktdrehung mit $D = 0,38$

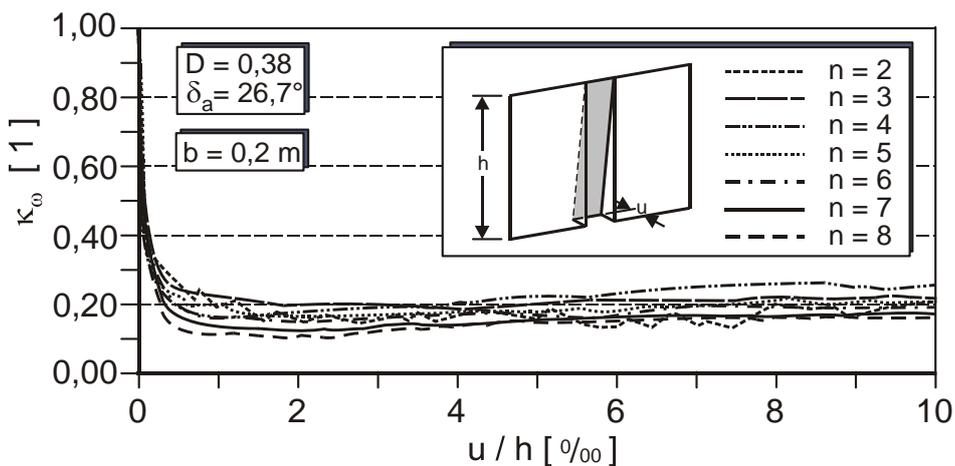


Abbildung 3-27: Versuchsergebnisse für die Wandbewegungsart Kopfpunktdrehung mit $D = 0,38$

Für die Parallelverschiebung zeigt Abbildung 3-25, dass die Kraft–Weg-Kurven aller untersuchten Räumlichkeitsverhältnisse ein ausgeprägtes Minimum aufweisen. Demnach ist die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ für alle untersuchten Räumlichkeitsverhältnisse bei $(u/h)_{min} \approx 1,5 \text{ ‰}$ erreicht. Abbildung 3-26 zeigt für die Fußpunktdrehung weniger eindeutige Minima, was den Erfahrungen der ebenen aktiven Erddruckversuche von Sherif et al. (1984) entspricht (vgl. Kapitel 3.2.2). Ein Minimum der Kraft–Weg-Kurven in den eigenen Versuchen wurde für die Fußpunktdrehung bei allen Räumlichkeitsverhältnissen bis $(u/h)_{min} \approx 5,0 \text{ ‰}$ erreicht. Bei den in Abbildung 3-27 dargestellten Ergebnissen für die Kopfpunktdrehung des Bauteils ist wiederum ein eindeutiges Minimum bei kleinen Verschiebungen zu identifizieren. Es liegt abhängig vom Räumlichkeitsverhältnis zwischen $(u/h)_{min} \approx 2 \text{ ‰}$ bei $n = 8$ bis $(u/h)_{min} \approx 6 \text{ ‰}$ bei $n = 2$.

Anhand der eigenen Versuchsergebnisse kann festgestellt werden, dass für alle untersuchten Räumlichkeitsverhältnisse die erforderlichen Verschiebungen für die Parallelverschiebung unabhängig von dem Räumlichkeitsverhältnis n kleiner sind als für die Fußpunktdrehung und der Drehung um den Kopfpunkt. Allerdings ergaben die räumlichen aktiven Erddruckversuche auch, dass die Fußpunktdrehung im Gegensatz zu den ebenen Erddruckversuchen nach Tabelle 3-1 die größten Verschiebungen zur vollen Mobilisierung erfordert.

Tabelle 3-6 stellt die zur Mobilisierung erforderlichen Verschiebungen $(u/h)_{min}$ gemäß Weißenbach (1975) für den ebenen mit denen des räumlichen aktiven Erddruckfalls gegenüber. Für die eigenen Versuche stellt die Tabelle die gesamte Bandbreite der erforderlichen Verschiebungen aller Versuche dar. Im Vergleich zu den erforderlichen Verschiebungen im ebenen Fall lässt sich bei mitteldichter Lagerung feststellen, dass für die Parallelverschiebung und die Fußpunktdrehung ungefähr gleich große bezogene Verschiebungen $(u/h)_{min}$ erforderlich sind. Im Fall der Kopfpunktdrehung wurden im räumlichen Fall bei mitteldichter Lagerung jedoch viel geringere erforderliche Verschiebungen festgestellt. Anhand der Ergebnisse der Tabelle 3-6 lässt sich ableiten, dass zur Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks in Abhängigkeit der Wandbewegungsart gilt:

$$(u/h)_{min,par} < (u/h)_{min,rh} < (u/h)_{min,rf}.$$

Tabelle 3-6 : Vergleich der $(u/h)_{min}$ -Werte zur Mobilisierung des ebenen und räumlichen aktiven Erddrucks (für mitteldichte bis dichte sowie für lockere Lagerung wurden nur mit den Räumlichkeitsverhältnissen $n = 3$ und $n = 4$ Vergleichsversuche durchgeführt)

Lagerungsdichte	Wandbewegungsart	ebener aktiver Erddruckfall	räumlicher aktiver Erddruckfall
		Weißbach (1975)	dicht: für $n = 3$ bis $n = 4$ mitteldicht: für $n = 3$ bis $n = 8$ locker: für $n = 3$ bis $n = 4$
		$(u/h)_{min}$	$(u/h)_{min}$
		[‰]	[‰]
mitteldicht bis dicht	par	0,5 - 1,0	1,2 - 1,5
	rf	1,0 - 2,0	4,6 - 8,8
	rh	2,0 - 4,0	2,0 - 3,0
mitteldicht	par	1,0 - 2,0	0,7 - 2,2
	rf	2,0 - 4,0	3,6 - 5,2
	rh	4,0 - 8,0	1,7 - 4,0
locker	par	2,0 - 3,0	2,0 - 2,2
	rf	4,0 - 5,0	5,5 - 13,7
	rh	8,0 - 10,0	4,0 - 4,9

Die Abbildung 3-28 stellt für die drei Wandbewegungsarten die zur Mobilisierung erforderliche Verschiebung $(u/h)_{min}$ bezogen auf das Räumlichkeitsverhältnis n dar. Wird der Messwert für $n = 3$ vernachlässigt, ist zu erkennen, dass es im Fall der Parallelverschiebung einen Einfluss des Räumlichkeitsverhältnisses n auf die Größe der erforderlichen bezogenen Verschiebung $(u/h)_{min}$ gibt. Für die Drehung um den Fußpunkt sowie für die Kopfpunktdrehung ist ein Trend anhand der Messergebnisse nicht eindeutig erkennbar.

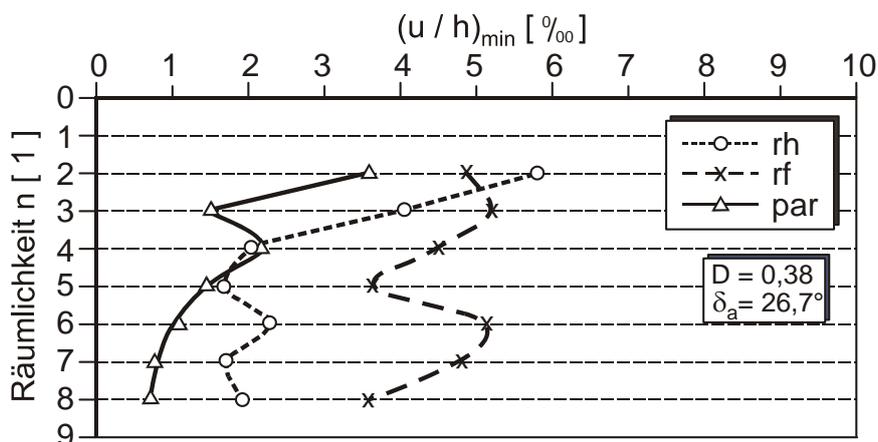


Abbildung 3-28: Erforderliche bezogene Verschiebung $(u/h)_{min}$ in Abhängigkeit von n und der Wandbewegungsart für $D = 0,38$

In Abbildung 3-29 sind die erforderlichen absoluten Verschiebungen u_{min} gegen das Räumlichkeitsverhältnis n aufgetragen. Demnach sind, unabhängig von dem

Räumlichkeitsverhältnis n , für die Parallelverschiebung Verschiebungen von rd. 1,4 mm zur Mobilisierung erforderlich. Für die Fuß- und Kopfpunktdrehung nimmt die erforderliche Absolutverschiebung u_{erf} mit dem Räumlichkeitsverhältnis n zu, wobei die Zunahme für die Fußpunktdrehung größer ist.

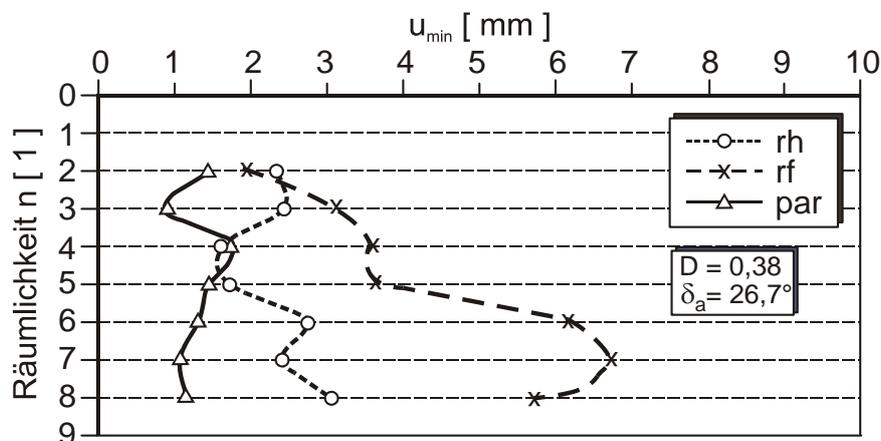


Abbildung 3-29: Erforderliche Verschiebung u_{min} in Abhängigkeit von n und der Wandbewegungsart für $D = 0,38$

3.4.3 Bruchkörpergeometrien

Wie im vorangegangenen Kapitel 2 dargelegt, basieren zahlreiche Berechnungsverfahren zur Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckkraft auf Annahmen zur Bruchkörpergeometrie [Piaskowski et Kowalewski (1965), Karstedt (1982), Washbourne (1984), u.a.]. In den eigenen experimentellen Untersuchungen wurde daher die Ausbildung von Oberflächensetzungen während der aktiven Wandverschiebung fotografiert, um so eine eventuelle Bruchkörperbegrenzung an der Geländeoberfläche zu dokumentieren.

Es zeigte sich, dass zur Ausbildung von sichtbaren Scherfugen an der Oberfläche Bauteilverschiebungen erforderlich waren, die weit über den erforderlichen Verschiebungen zur Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft $(u/h)_{min}$ lagen. Erst ab einer Bauteilverschiebung $u/h > 10 \%$ konnte die Bruchkörperform an der Oberfläche eindeutig identifiziert werden.

Abbildung 3-30, Abbildung 3-31 und Abbildung 3-32 zeigen exemplarisch die Bruchkörperformen an der Oberfläche des Sandkörpers infolge großer Wandverformungen ($u/h > 10 \%$) für die drei Wandbewegungsarten des Räumlichkeitsverhältnisses $n = 7$. Weitere Darstellungen hierzu enthalten die Abbildungen des Anhangs A. Bei zunehmender Verschiebung zeigte sich, dass neben der Bruchkörperbegrenzung eines primären Bruchkörpers sich auch ein Setzungstrichter eines sekundären Bruchkörpers ausbildete (vgl. Abbildung 3-30, Abbildung 3-31 und Abbildung 3-32). Die größten Deformationen an der Oberfläche bei gleicher Verschiebung u/h zeigten sich bei der Parallelverschiebung und der Fußpunktdrehung, die kleinsten infolge einer Kopfpunktdrehung des Bauteils.



Abbildung 3-30: Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Parallelverschiebung von $u/h > 10\%$, für $n = 7$ bei $D = 0,38$



Abbildung 3-31: Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Fußpunktdrehung von $u/h > 10\%$, für $n = 7$ bei $D = 0,38$



Abbildung 3-32: Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Kopfpunktdrehung von $u/h > 10\%$, für $n = 7$ bei $D = 0,38$

Eine eindeutige Zuordnung der an der Oberfläche ausgeprägten Bruchkörperform in Abhängigkeit der Wandbewegungsart, Verschiebungsgröße und Bauteilgeometrie konnte anhand der Ergebnisse der eigenen Versuche nicht hergestellt werden. Allerdings bestätigen die Ergebnisse der eigenen Versuche die Beobachtungen von Gerlach (1986) und Hagiwara et al. (1998), wonach sich die auf das verschobene Bauteil wirkende Erddruckkraft bereits bei kleinen Verschiebungen stark verringert, sich jedoch ein erkennbarer Bruchkörper bzw. erkennbare Oberflächensetzungen erst bei einer größeren Verschiebung einstellen, die weit oberhalb der erforderlichen Verschiebungen zur Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft liegen. Eine Übereinstimmung der in den eigenen Versuchen ermittelten Bruchkörperformen mit den idealisierten Bruchkörperformen von Gerlach (1986) für $D = 1,0$ nach Abbildung 3-4 konnte nicht hergestellt werden. Nach Hock-Berghaus (1992) ist jedoch die Bruchkörperform eines räumlichen aktiven Bruchkörpers in einem nichtbindigen Boden stark von seiner Lagerungsdichte abhängig.

3.4.4 Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$

Abbildung 3-33 stellt die in den eigenen Modellversuchen gemessenen räumlichen aktiven Erddruckkräfte $E_{ah,3D}$ der drei Wandbewegungsarten für unterschiedliche Räumlichkeitsverhältnisse n bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,38$ dar. Mit zunehmender Bauteilhöhe h vergrößert sich auch die auf das Bauteil wirkende räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D}$. Es ist zu erkennen, dass die Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ im Fall der Parallelverschiebung für alle Räumlichkeitsverhältnisse kleiner ist als jene in den Fällen der Fuß- oder Kopfpunktdrehung.

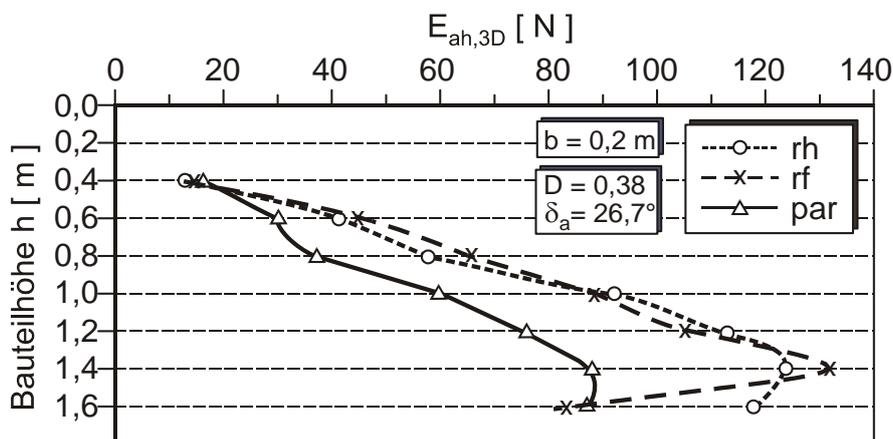


Abbildung 3-33: gemessene räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ für $D = 0,38$

Die Messwerte für das Räumlichkeitsverhältnis $n = 8$ folgen nicht dem Trend der Versuchsergebnisse für $n = 2$ bis $n = 7$. Als mögliche Ursache dafür kann der geringe Abstand von 0,1 m zwischen der Bauteilunterkante und dem horizontalen Boden des Versuchskastens angesehen werden. Demnach ist dieser Abstand von rd. $0,5 \cdot b$ nicht ausreichend, um eine freie Ausbildung einer vertikalen Lastumlagerung in den unteren

Bereich der Messebene sicherzustellen. Tatsächlich erfolgt eine Interaktion mit dem starren horizontalen Boden des Versuchskastens. Diese Verspannung schirmt eine freie Spannungswirkung auf den unteren Bereich des verschobenen Bauteils ab. Als Folge wurde eine geringere Kraft auf das Bauteil mit $n = 8$ gemessen. Für $n = 7$ ist dieser Effekt anhand der Abbildung 3-33 nicht festzustellen. Das ist ein Hinweis darauf, dass für eine freie vertikale Spannungsumlagerung bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,38$ eine Zone mit einer Höhe h_u von $0,5 \cdot b < h_u < 1,5 \cdot b$ erforderlich ist.

Das Verhältnis zwischen der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ und der ebenen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,2D}$ lässt sich mit dem Reduktionsfaktor λ nach Gl. 3-13 beschreiben.

$$\lambda = \frac{E_{ah,3D}}{E_{ah,2D} \cdot b} \quad \text{Gl. 3-13}$$

mit Gl. 3-12 folgt

$$\lambda = \frac{\kappa_{min} \cdot E_0}{E_{ah,2D}} \quad \text{Gl. 3-14}$$

Mit der Annahme, dass die ebenen Erddruckkräfte E_0 und $E_{ah,2D}$ über k_0 und k_{ah} gemäß den üblichen erdstatischen Ansätzen nach Gl. 3-15 und Gl. 3-16 berechnet werden können, ergibt sich der Reduktionsfaktor λ gemäß Gl. 3-17. Für die Auswertung der Ergebnisse aus den eigenen Modellversuchen ist aufgrund der Silokorrektur in Gl. 3-17 mit $\kappa_{min,\omega}$ nach Gl. 3-12 zu rechnen.

$$E_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_0 \quad \text{Gl. 3-15}$$

$$E_{ah,2D} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_{ah} \quad \text{Gl. 3-16}$$

$$\lambda = \frac{\kappa_{min} \cdot k_0}{k_{ah}} \quad \text{Gl. 3-17}$$

Abbildung 3-34 stellt die Größe des Reduktionsfaktors λ nach Gl. 3-17 für die verschiedenen Wandbewegungsarten und Räumlichkeitsverhältnisse n dar. Aus Gl. 3-13 folgt, dass für den ebenen Fall mit $n = 0$ der Reduktionsfaktor λ gleich 1 ist. Für $n = 2$ zeigen die Messwerte jedoch, dass diese nicht dem Trend der anderen Messwerte für die untersuchten Räumlichkeitsverhältnisse entsprechen. Dies lässt sich mit den erläuterten Einbauschwankungen sowie den geringen Messgrößen bei $n = 2$ erklären. Für die weiteren Ausführungen werden daher die Messwerte für $n = 2$ als fehlerbehaftet angesehen und nicht berücksichtigt.

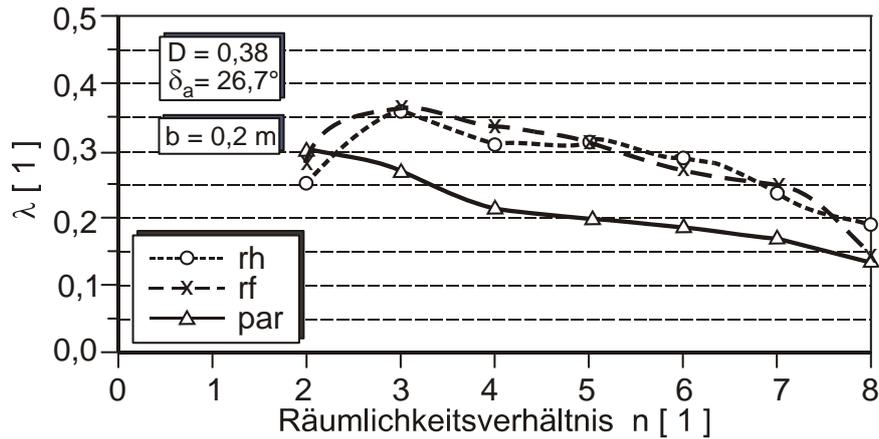


Abbildung 3-34: Entwicklung des Reduktionsfaktors λ in Abhängigkeit des Räumlichkeitsverhältnisses n für $D = 0,38$

Für $n = 3$ zeigen die Ergebnisse der Abbildung 3-34, dass der räumliche aktive Erddruck bereits nur noch rd. 25 % bis rd. 35 % des ebenen aktiven Erddrucks beträgt. Mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n lässt sich für alle Wandbewegungsarten eine weitere Reduktion feststellen. Für $n = 7$ beträgt die Abminderung rd. 15 % bis 25 % der ebenen aktiven Erddruckkraft. Die in Abbildung 3-34 dargestellten Ergebnisse zeigen, dass es im Fall der Parallelverschiebung zur größten Abminderung kommt. Für die Kopf- und Fußpunktdrehung zeigen die Ergebnisse ungefähr die gleiche Größenordnung einer Abminderung.

Tabelle 3-7 stellt die Versuchsergebnisse für die untersuchten Räumlichkeitsverhältnisse bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,38$ dar. Neben dem Einbauerddruck auf das Bauteil $E_{0, \text{Einbau}}$ sind auch die erforderlichen Verschiebungen $(u/h)_{\text{min}}$ zur Mobilisierung der minimalen Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ aufgeführt.

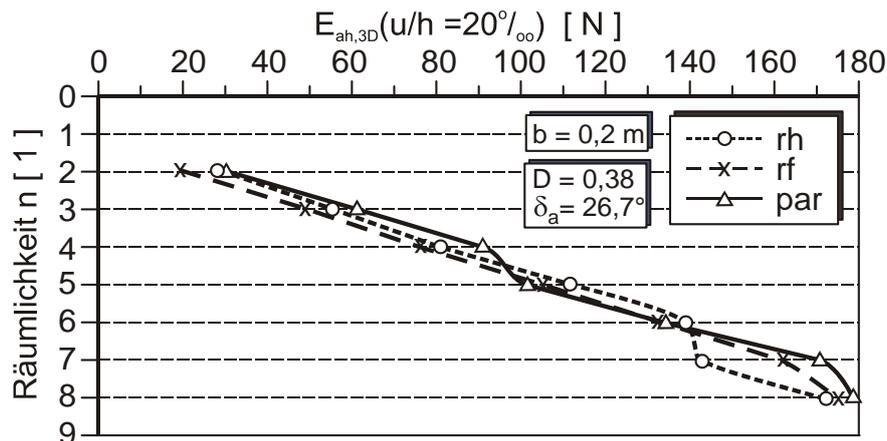


Abbildung 3-35: Darstellung der Erddruckkraft bei einer bezogenen Verschiebung von $u/h = 20 \%$ für $D = 0,38$

Weiterhin sind in Tabelle 3-7 und in Abbildung 3-35 die Erddruckkräfte für große Verschiebungen von $u/h = 20 \%$ angegeben. Es zeigt sich darin, dass die Wandbewegungsart

bei großen Verschiebungen keinen Einfluss mehr auf die Größe der auf das Bauteil wirkenden Erddruckkraft hat.

Tabelle 3-7 : Darstellung der Versuchsergebnisse für $D = 0,38$

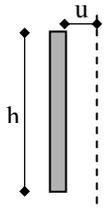
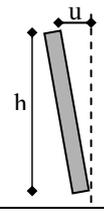
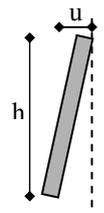
Wand- bewegungsart	n	$E_{0, \text{Einbau}}$	$(u/h)_{\text{min}}$	$E_{ah, 3D}$ für $u/h = (u/h)_{\text{min}}$	$E_{ah, 3D}$ für $u/h = 20 \text{ ‰}$	λ
	[1]	[N]	[‰]	[N]	[N]	[1]
Parallel- verschiebung 	2	97,3	3,6	16,3	29,5	0,305
	3	189,3	1,5	30,2	60,8	0,273
	4	284,1	2,2	37,8	90,8	0,218
	5	463,8	1,5	59,7	101,7	0,202
	6	605,8	1,1	76,0	133,5	0,190
	7	742,8	0,8	88,1	171,0	0,173
	8	891,9	0,7	87,1	179,0	0,138
	Fußpunkt- Drehung 	2	93,9	4,9	14,7	19,3
3		208,3	5,2	44,8	48,9	0,368
4		316,5	4,5	65,8	76,2	0,340
5		440,3	3,6	88,5	104,7	0,316
6		580,1	5,1	105,2	132,3	0,275
7		766,2	4,8	131,9	162,0	0,251
8		810,9	3,6	83,6	175,1	0,145
Kopfpunkt- drehung 		2	92,2	5,8	12,9	28,3
	3	195,5	4,0	41,3	55,4	0,362
	4	306,6	2,0	57,8	80,7	0,312
	5	457,7	1,7	92,1	111,8	0,316
	6	585,4	2,3	113,0	138,8	0,292
	7	756,9	1,7	123,8	142,9	0,239
	8	863,5	1,9	117,8	172,5	0,192

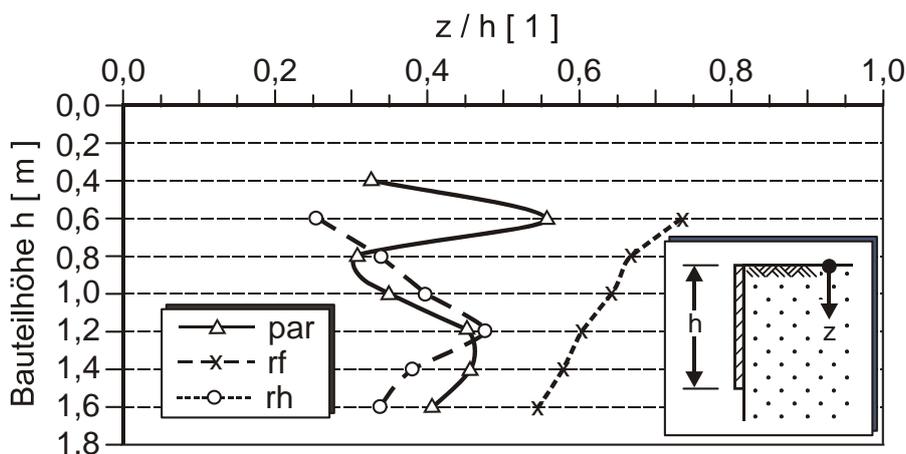
Tabelle 3-8 stellt die Versuchsergebnisse für $D = 0,17$ und $D = 0,50$ denen aus den Versuchen mit $D = 0,38$ für die Räumlichkeitsverhältnisse $n = 3$ und $n = 4$ gegenüber. Daraus ergibt sich, dass mit zunehmender Lagerungsdichte D die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah, 3D}$ und die zur Mobilisierung des aktiven Grenzzustands erforderliche Verschiebung $(u/h)_{\text{min}}$ tendenziell abnimmt.

Tabelle 3-8 : Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse für die Lagerungsdichten $D = 0,17$, $D = 0,38$ und $D = 0,50$

		Lagerungsdichte								
		$D = 0,17$			$D = 0,38$			$D = 0,50$		
		$E_{ah,3D}$	$(u/h)_{min}$	λ	$E_{ah,3D}$	$(u/h)_{min}$	λ	$E_{ah,3D}$	$(u/h)_{min}$	λ
		[N]	[‰]	[1]	[N]	[‰]	[1]	[N]	[‰]	[1]
n = 3	par	38,1	2,2	0,29	30,2	1,5	0,27	26,7	1,5	0,22
	rf	51,3	13,7	0,40	44,8	5,2	0,37	43,0	8,8	0,37
	rh	57,4	4,9	0,42	41,3	4,0	0,36	43,3	3,0	0,33
n = 4	par	54,8	2,0	0,23	37,8	2,2	0,22	38,1	1,2	0,22
	rf	55,9	5,5	0,27	65,8	4,5	0,34	50,5	4,6	0,31
	rh	79,4	4,0	0,34	57,8	2,0	0,31	54,0	2,0	0,30

3.4.5 Lage der Lastresultierenden im Grenzzustand

In den eigenen experimentellen Untersuchungen wurde die auf das Bauteil wirkende Erddruckkraft an zwei Punkten über die Kraftmessdosen der elektromechanischen Verschiebeantriebe gemessen. Der Abstand der Messpunkte von den Bauteilrändern betrug 0,035 m (Abbildung 3-6). Durch eine Auswertung der oberen und unteren Kraftgrößen ließ sich die vertikale Lage der Erddruckresultierenden im aktiven Grenzzustand ermitteln. Die Lage des Lastangriffspunkts z/h ist in Abbildung 3-36 gegeben. Es zeigt sich darin, dass für die Fußpunktdrehung der Lastangriffspunkt z/h mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n , dargestellt durch die Bauteilhöhe h , nach oben wandert. Für die Parallelverschiebung wie auch für die Kopfpunktdrehung ist zwar für alle Bauteile $z/h < 0,5$, allerdings lässt sich für den Verlauf kein eindeutiger Trend erkennen.

Abbildung 3-36: Lage des Lastangriffspunkts z/h im aktiven Grenzzustand für $D = 0,38$

3.4.6 Einflusszone der Spannungumlagerung

Durch die aktive Bauteilbewegung kommt es im umgebenden Versuchsboden zu Spannungsumlagerungsvorgängen, in deren Folge sich die Horizontalspannungen neben dem verschobenen Bauteil über den Ausgangsspannungszustand hinaus erhöhen. In den eigenen Modellversuchen wurde dieser Einflussbereich der Spannungsumlagerung durch das unter Kapitel 3.3.2 beschriebene Folienmesssystem für das Räumlichkeitsverhältnis $n = 3$ ermittelt. Abbildung 3-37 stellt die gemessenen Differenzen zwischen den Horizontalspannungen im Ausgangszustand zu den Horizontalspannungen im jeweiligen Grenzzustand für die drei Wandbewegungsarten und die Lagerungsdichten $D = 0,17$ und $D = 0,50$ als Kontourplot dar. Die weißen Flächen bezeichnen darin Bereiche, in denen sich für den Grenzzustand keine Spannungserhöhung infolge der Bauteilverschiebung eingestellt hat.

Es lässt sich für alle untersuchten Systeme feststellen, dass es vornehmlich im bauteilnahen Bereich zu Spannungserhöhungen infolge der Bauteilverschiebung gekommen ist und diese in keinem der Versuche gleichmäßig verteilt auftraten. Für die Parallelverschiebung wie auch die Fußpunktdrehung zeigen die Ergebnisse für $D = 0,50$ im Vergleich zu $D = 0,17$ größere Spannungsdifferenzen bei einer kleineren beeinflussten Fläche. Für die Kopfpunktdrehung stellt sich dies entgegengesetzt dar.

Zur Identifikation einer Einflussbreite der Spannungsumlagerung wurden die über die gesamte Fläche des Sensors ermittelten Druckspannungen in 37 Spalten gleicher Breite eingeteilt und über die Tiefe zu einer Spaltenkraft $E(x)$ im Abstand x vom Bauteilrand integriert. Die Ergebnisse für den aktiven Grenzzustand sind in Abbildung 3-38 und Abbildung 3-39 dargestellt, wobei die Abszisse den auf die Bauteilbreite b bezogenen horizontalen Abstand x zum Bauteilrand angibt.

Den vereinfachten Darstellungen der Abbildung 3-38 und Abbildung 3-39 ist ebenfalls zu entnehmen, dass es im aktiven Grenzzustand bei allen Wandbewegungsarten zu einer Erhöhung der Kontakthorizontalspannungen im bauteilnahen Bereich kommt. Für die Parallelverschiebung wie auch für die Fußpunktdrehung zeigte sich bei beiden untersuchten Lagerungsdichten bis rd. $0,4 \cdot b$ ein starker Anstieg der aufsummierten Spaltenkräfte. Für die Fußpunktdrehung kam es bei $D = 0,17$ zu einem starken Anstieg in einer Zone mit einem Abstand vom Bauteil von rd. $0,5 \cdot b$ bzw. für $D = 0,50$ von rd. $0,9 \cdot b$. Mit zunehmender Entfernung vom Bauteil traten für alle untersuchten Fälle nur noch kleine Änderungen auf.

Die Ergebnisse zeigen, dass der Einflussbereich der Spannungsumlagerung abhängig von der Wandbewegungsart und Lagerungsdichte ist. Als Näherung kann jedoch unabhängig von der Wandbewegungsart für die Situation des Modellversuchs von einer Einflussbreite von $0,5 \cdot b$ bis $1,0 \cdot b$ ausgegangen werden.

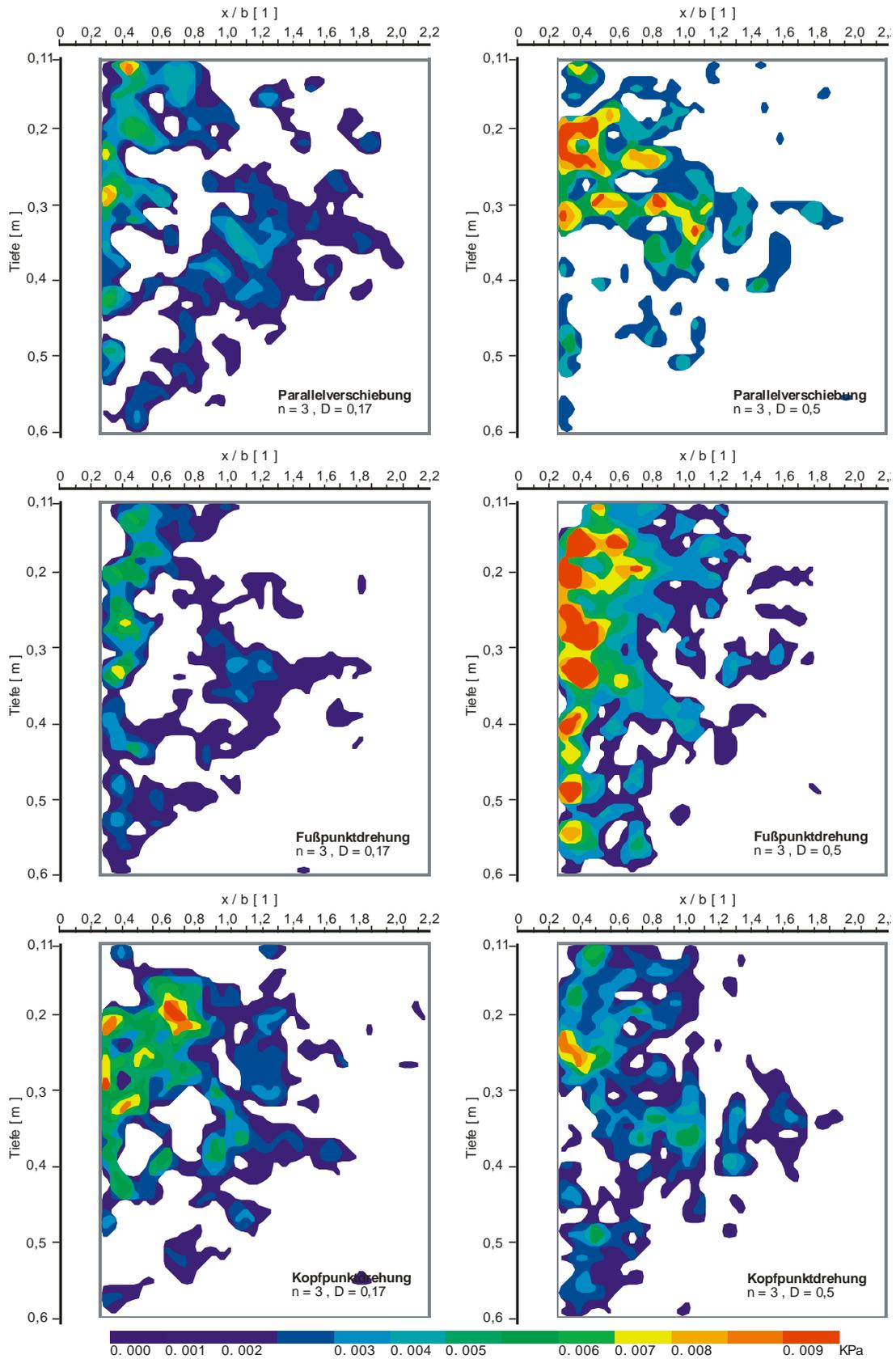


Abbildung 3-37: Darstellung der gemessenen Differenzen der Kontakthorizontalspannungen für $n = 3$ im Grenzzustand

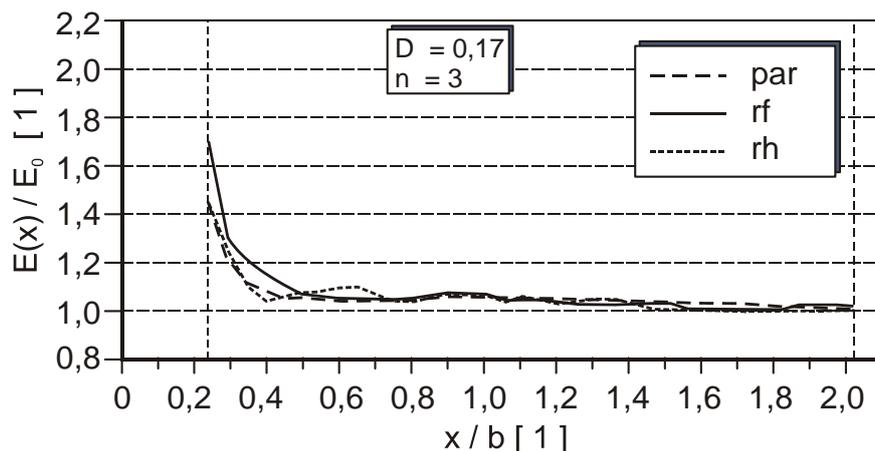


Abbildung 3-38: Darstellung der Spannungsumlagerung für $n = 3$ bei $D = 0,17$ im Grenzzustand

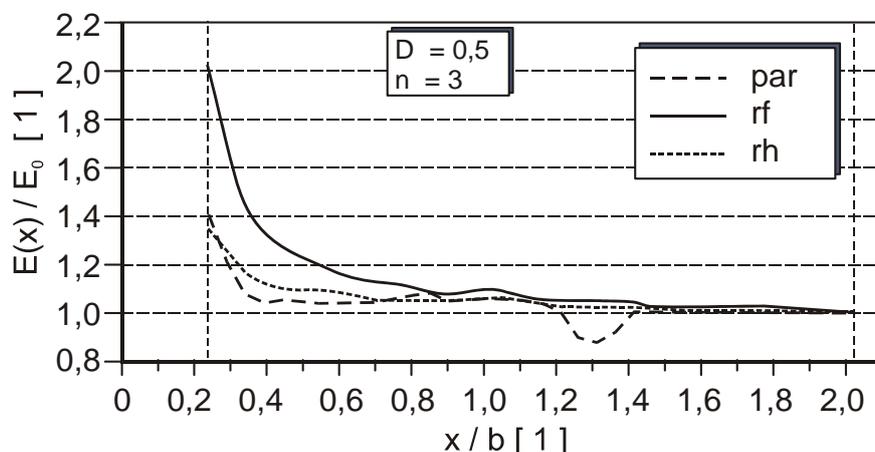


Abbildung 3-39: Darstellung der Spannungsumlagerung für $n = 3$ bei $D = 0,50$ im Grenzzustand

3.5 Zusammenfassung

Von den in der gesichteten Literatur aufgeführten experimentellen Untersuchungen weisen die meisten nur eine geringe Übereinstimmungen in den Versuchsrandbedingungen bzw. in den Messgrößen mit denen der eigenen Versuche auf, sodass eine Vergleichbarkeit mit den eigenen Versuchen nicht gegeben war. Daher wurden z.B. Versuche, bei denen die Lagerungsdichte und die Primärspannungsverteilung des Versuchsbodens unklar waren oder die Wirkung des Siloeffektes oder der Wandbewegungsart nach Abbildung 1-3 unberücksichtigt blieb, nicht weiter betrachtet.

Zur Validierung der Berechnungsverfahren des Kapitels 2 sowie zur Validierung der eigenen numerischen Berechnungen (Kapitel 4 und 5) wurden in einem nichtbindigen Bodenkörper aktive Erddruckversuche an starren Bauteilen mit begrenzter Geometrie durchgeführt. Der dafür erforderliche nichtbindige Bodenkörper musste sowohl eine definierte Lagerungsdichte als auch einen definierten Spannungszustand insbesondere im Bereich des zu bewegenden

Bauteils aufweisen. Daher wurde ein einfaches Sandeinbauverfahren entwickelt und kalibriert, mit dessen Hilfe diese Anforderungen erfüllt werden konnten.

Mit diesem Sandeinbauverfahren konnten Sandkörper mit bekanntem und reproduzierbarem Spannungszustand sowie mit bekannter und reproduzierbarer Lagerungsdichte für die eigenen Modellversuche hergestellt werden. Nullversuche sowie staubfreies Arbeiten konnten den Einfluss aus ungewollter Lager- und Kontaktreibung auf die Messergebnisse minimieren.

Die geringen zu erwartenden Erddruckkräfte und Verschiebungen führten zur Entwicklung eines steifen Versuchskastens mit angepassten Verschiebeantrieben. Mit diesen war es möglich, die drei idealen Wandbewegungsarten Parallelverschiebung, Fußpunkt- und Kopfpunktdrehung für die Räumlichkeitsverhältnisse $n = 2$ bis $n = 8$ zu realisieren. Die Geometrie des Versuchskastens führte zwangsläufig zu einer Verspannung des Bodenkörpers mit der Behälterwandung (Siloeffekt). Der durch den Siloeffekt beeinflusste Spannungszustand an dem Bauteil konnte durch vereinfachte Annahmen mit einem Silokorrekturfaktor ω rechnerisch näherungsweise berücksichtigt werden.

Mit der vorgestellten Versuchseinrichtung wurden zu den drei Wandbewegungsarten Versuche mit Bauteilen der Räumlichkeitsverhältnisse $n = 2, 3, 4, 5, 6, 7$ und 8 für eine Lagerungsdichte $D = 0,38$ durchgeführt. Für $n = 3$ und $n = 4$ wurden zusätzlich Versuche mit den Lagerungsdichten $D = 0,17$ und $D = 0,50$ durchgeführt.

Mit den Versuchsergebnissen konnte gezeigt werden, dass die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft in erster Linie von der Geometrie abhängig ist. Z.B. konnte für das Räumlichkeitsverhältnis $n = 3$ eine Reduktion auf 25 % bis 35 % des ebenen aktiven Erddrucks festgestellt werden. Weiterhin hatte in den Modellversuchen die Wandbewegungsart einen Einfluss sowohl auf die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ wie auch auf die erforderliche Verschiebungsgröße zu seiner Mobilisierung $(u/h)_{min}$. In den eigenen Versuchen konnte festgestellt werden, dass im räumlichen aktiven Erddruckfall $(u/h)_{min,par} < (u/h)_{min,rh} < (u/h)_{min,rf}$ gilt. Zur Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks war in den eigenen Versuchen eine geringe Verschiebung von $0,7 \text{ ‰} < (u/h)_{min} < 5,2 \text{ ‰}$ erforderlich. An der Oberfläche des Sandkörpers haben sich sichtbare Verformungen erst bei großen Wandverschiebungen $u/h > 10 \text{ ‰}$ eingestellt. Die dabei gemessenen Erddruckkräfte wiesen keinen Einfluss der Wandbewegungsart mehr auf.

Die Reduktion der räumlichen Erddruckkraft ist u.a. eine Folge der Lastumlagerung in Bereiche neben dem bewegten Bauteil. Die Lasteinflusszone konnte mit einem Folienmesssystem dargestellt werden. Sie ist abhängig sowohl von der Wandbewegungsart als auch von der Lagerungsdichte. Als erste Näherung kann von einer Einflussbreite von $0,5 \cdot b$ bis $1,0 \cdot b$ ausgegangen werden.

4 Numerische Untersuchung des räumlichen aktiven Erddrucks mit der FEM

4.1 Einführung

Die Anwendung numerischer Untersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) ist heute in der Geotechnik weit verbreitet. Durch die Wahl geeigneter Randbedingungen bzw. durch eine Validierung des verwendeten numerischen Modells lassen sich Einzelprobleme detailliert untersuchen bzw. numerische Parameterstudien durchführen, mit denen allgemeingültige Rückschlüsse auf ein reales Systemverhalten gezogen werden können.

Ziel der eigenen numerischen Berechnungen mit der FEM war es, die Gültigkeit und die Anwendungsbereiche von Verfahren zur erdstatischen Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks zu überprüfen. Weiterhin sollte der Einfluss aus der Wandbewegungsart, der Scherfestigkeit und der Kontaktreibung durch eine Parameterstudie einer quantitativen Bewertung zugänglich gemacht werden.

Dafür wurden zunächst die Ergebnisse der eigenen Modellversuche (vgl. Kapitel 3.3) zur Validierung des numerischen Modells mit einem Finite-Elemente-Programm mit einem geeigneten Stoffansatz nachgerechnet. Auf Grundlage dieser Validierung wurde die Parameterstudie an Modellen mit realitätsnahen Abmessungen für die Räumlichkeitsverhältnisse $0,3 \leq n \leq 15$ durchgeführt.

Für die eigenen numerischen Berechnungen wurde das Finite-Elemente-Programmpaket ABAQUS Version 6.4-3 eingesetzt. Dieses Programm hat sich für die Untersuchung von geotechnischen Fragestellungen durch seine Leistungsfähigkeit und durch die Möglichkeit von Parallelrechnernutzung bewährt [Schäfer (2004), Mardtfeld (2005)]. Weiterhin bietet es durch die Einbindung von Subroutinen die Möglichkeit z.B. höherwertige Stoffgesetze zur Anwendung zu bringen. Für das Postprocessing kam das Programm ABAQUS CAE Version 6.4 zum Einsatz. Die Berechnungen wurden auf dem SMP-System IBM pSeries 690 des Norddeutschen Verbundes für Hoch- und Höchstleistungsrechnen (HLRN) ausgeführt.

4.2 Bisherige Untersuchungen mit der FEM

Nachfolgend werden die in der gesichteten Literatur dargestellten Ergebnisse von numerischen Untersuchungen mit der FEM zum ebenen aktiven Erddruck sowie zu räumlichen Spannungszuständen an vertikalen Bauteilen mit begrenzten Abmessungen zusammengefasst.

Potts et Fourie (1986) untersuchten mittels eines zweidimensionalen FEM-Modells unter Anwendung eines elastoplastischen Stoffansatzes mit einer Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb den Einfluss der Wandbewegungsart auf Größe und Verteilung des ebenen Erddrucks. Dabei wurde festgestellt, dass es im Fall der Fußpunktdrehung zu keinem

eindeutigen Grenzwert kommt. D.h. zur vollen Mobilisierung des aktiven Erddrucks im Fall der Fußpunktdrehung waren sehr viel größere Verschiebungen erforderlich als in den Fällen der Parallelverschiebung oder der Kopfpunktdrehung.

In Hettler et Abdel-Rahman (2000) wurde u.a. der Einfluss der Wandbewegungsart auf die Größe und die Entwicklung des ebenen aktiven Erddrucks anhand von ebenen numerischen Berechnungen unter Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes ohne Wandreibung untersucht. Es ergibt sich demnach, dass der aktive Erddruck bei der Parallelverschiebung am kleinsten und im Falle der Kopfpunktdrehung am größten ist. Die Werte für den Fall der Fußpunktdrehung liegen zwischen denen der Parallelverschiebung und der Kopfpunktdrehung. Die Unterschiede sind nach Hettler et Abdel-Rahman (2000) bei einer dichten Lagerung am größten.

Bei den in der Literatur dokumentierten räumlichen Modellierungen stehen die Spannungsumlagerungsvorgänge und die daraus resultierenden Baugrund- bzw. Bauteilverformungen im Vordergrund. Von baupraktischer Bedeutung ist dies insbesondere bei der Erstellung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten als bautechnisch notwendiger Schritt zur Erstellung von Schlitzwänden. Durch Messungen von Strobl (1982) und Tamono et al. (1996) ist bekannt, dass sich bis zu 50 % der gesamten Verformungen bereits während der Schlitzwandherstellung einstellen. Weiterhin verändert der Herstellungsablauf den Spannungszustand im Boden, der somit vom k_0 -Zustand abweicht und damit einen Einfluss auf die erdstatische Bemessung der Schlitzwand haben kann. Vorrangiges Ziel der in der Literatur beschriebenen FEM-Modellierungen war es daher, diese Einflüsse auf die Baugrundbewegungen durch eine numerische Berechnung zu quantifizieren.

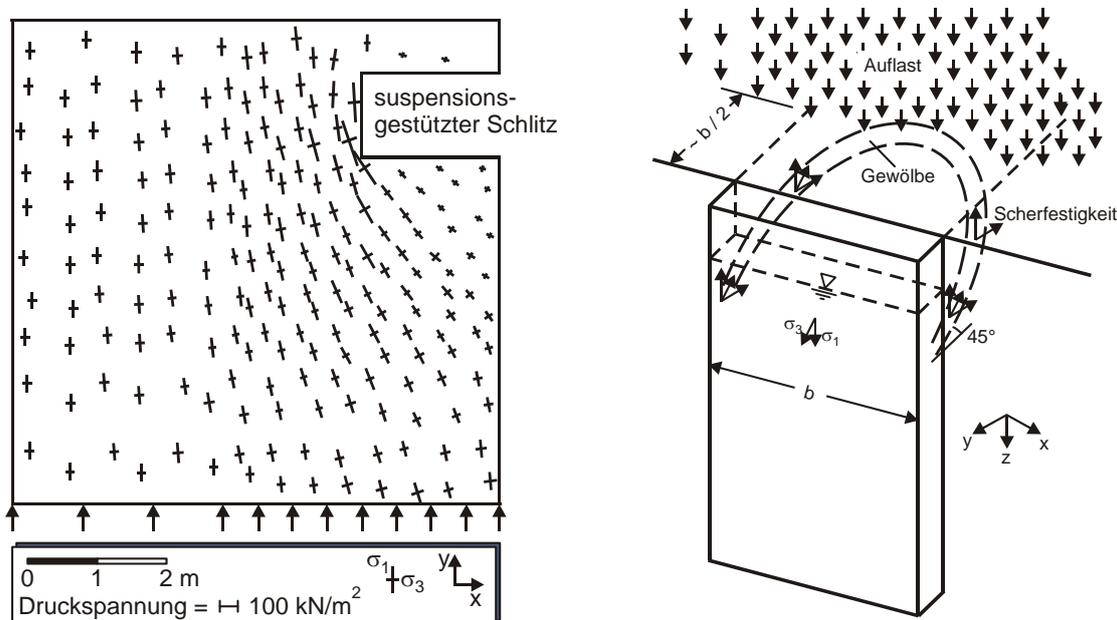


Abbildung 4-1 : Verlauf der Hauptspannungen aus zweidimensionalen FEM-Berechnungen sowie angenommene Gewölbeform [aus Wong (1984)]

Wong (1984) stellt Schadensfälle dar, zu denen es bei der Schlitzwandherstellung bei Baumaßnahmen in Hongkong gekommen ist. Anhand eines einfachen zweidimensionalen

horizontalen FEM-Modells wird unter Annahme eines elastischen Baugrundverhaltens gezeigt, wie es zu Spannungumlagerungen in den Bereichen neben dem Schlitzaustrub kommt (Abbildung 4-1). Anhand der Spannungsverteilung aus den horizontal ebenen FEM-Berechnungen folgert Wong (1984), dass der verringerte Erddruck, der auf den Erdschlitz wirkt, aus einer Spannungumlagerung in Form eines geneigten, halbkreisförmigen Gewölbes resultiert (Abbildung 4-1). Den Radius dieses Gewölbes gibt Wong (1984) mit $0,5 \cdot b$ an.

De Moor (1994) modellierte unter Verwendung eines zweidimensionalen FEM-Modells die horizontalen Spannungumlagerungsvorgänge, die sich aus der sequentiellen Herstellung von bis zu fünf nebeneinander liegenden Schlitzwandlamellen im überkonsolidierten London Clay einstellen. Mit dieser Berechnung konnte De Moor (1994) den temporären Einfluss der horizontalen Spannungumlagerung erfassen.

Mit einem einfachen räumlichen FEM-Modell konnten Schweiger et Freiseder (1994) ebenfalls den Einfluss des Herstellungsablaufs zum einen auf die Setzungsmulde hinter einem Schlitzwandelement sowie zum anderen auf die Horizontalspannungen neben der Schlitzwand modellieren. Es konnte dabei festgestellt werden, dass es infolge der Schlitzherstellung in den angrenzenden Bereichen zu einer Erhöhung der horizontalen Spannungen über die Werte des Ausgangszustands hinaus kommt. Die Berechnungen ergaben weiterhin, dass rd. 50 % der Setzungen bereits aus dem Herstellungsverfahren des Schlitzwandelementes herrühren.

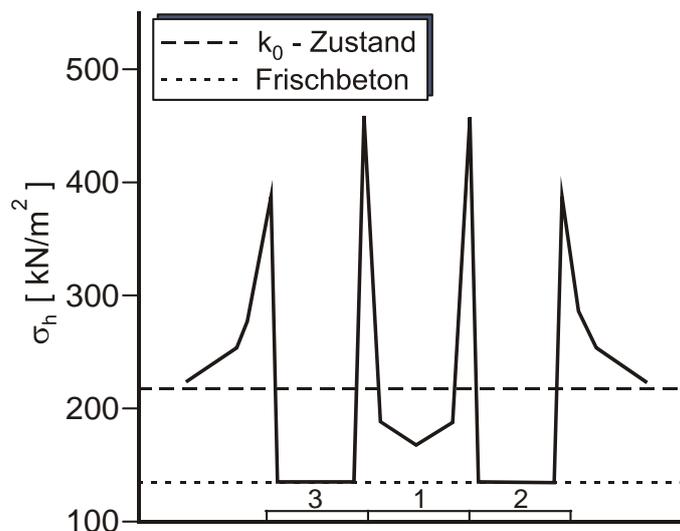


Abbildung 4-2 : Verteilung der horizontalen Spannung nach Herstellung der 3. Schlitzwandlamelle [aus Ng et al. (1995)]

Ng et al. (1995) führten zur Berücksichtigung der horizontalen als auch der vertikalen Spannungumlagerung zwei gekoppelte zweidimensionale FEM-Berechnungen durch und verglichen die Ergebnisse mit Messungen, die bei der Schlitzwandherstellung beim Lion Yard Projekt in Cambridge gewonnen wurden. Dafür simulierten Ng et al. (1995) in einem ersten Schritt analog zum Vorgehen von De Moor (1994) in einem horizontalen Schnitt den Herstellungsablauf von drei Schlitzwandlamellen. Die Abbildung 4-2 zeigt als Ergebnis dieses ersten Berechnungsschrittes eine deutliche Zunahme der horizontalen Spannungen in den Bereichen neben den Lamellen. Die in diesem ersten Berechnungsschritt ermittelten

Knotenverschiebungen gingen als Anfangsverschiebungen in die zweite, diesmal vertikale zweidimensionale FEM-Berechnung ein. Durch die separate Betrachtung eines horizontalen und vertikalen Modellausschnitts konnten die Spannungsumlagerungsmechanismen nur getrennt betrachtet werden. In situ bildet sich jedoch ein in vertikaler und horizontaler Richtung gekoppeltes Spannungsgewölbe neben der Schlitzwandlamelle aus.

Nübel et al. (1997) untersuchten den Einfluss des Ausgangsspannungszustands auf die Verformungen infolge einer Schlitzwandherstellung im Berliner Sand mit einem ebenen FEM-System. Unter Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes wurden die Horizontalverschiebungen berechnet, die sich aus einer Schlitzwandherstellung ergaben. Dies führte im weiteren Herstellungsverlauf zu einer Reduktion der Spannung auf das Bauteil. Nübel et al. (1997) geben an, dass infolge der Schlitzherstellung die horizontalen Spannungen an den Schlitzecken eine starke Reduktion auf 50 % der Ausgangsspannung erfahren.

Mit Hilfe eines dreidimensionalen numerischen Modells konnten Ng et Yan (1998 & 1999) die gekoppelten horizontalen und vertikalen Spannungsumlagerungen infolge des Herstellungsprozesses von Schlitzwandlamellen simulieren und mit gemessenen Spannungen im überkonsolidierten Gault Clay vergleichen. Im Vergleich zu den Ergebnissen aus den zweidimensionalen Berechnungen von Ng et al. (1995) konnte für das Räumlichkeitsverhältnis $n = 2$ eine geringere Spannungserhöhung unterhalb des Schlitzwandfußes und eine stärker ausgeprägte horizontale Gewölbebildung beobachtet werden. Ng et Yan (1998) geben an, dass es infolge der Schlitzherstellung in einer Zone von rd. $0,1 \cdot b$ neben dem Schlitz zu einer Erhöhung der horizontalen Spannung von rd. 20 % gegenüber dem Ruhedruckzustand kommt. Nach diesen Autoren ist dieser Effekt in einem Abstand von rd. $0,15 \cdot b$ jedoch wieder abgeklungen.

Für die Baugrube des SONY-Centers am Potsdamer Platz in Berlin simulierte Mayer (2000) die Herstellung einer Kombinationsdichtwand im mitteldicht bis dicht gelagerten quartären Sand mit Hilfe eines dreidimensionalen FEM-Modells. Dabei konnte über die Tiefe der Wand ebenfalls eine Spannungsabnahme in Lamellenmitte und eine Spannungserhöhung am Übergang zweier benachbarter Lamellen festgestellt werden. Mayer et Gudehus (2001) stellen Ergebnisse aus einer FEM-Berechnung unter Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes den Ergebnissen von Verformungsmessungen an der erwähnten Sony-Baugrube in Berlin gegenüber. Danach ergibt sich aus den numerischen Berechnungen, dass sich infolge des Schlitzwandaushubs eine Spannungserhöhung von rd. 40 % neben dem ausgehobenen Element einstellt. Die Spannungen im Bodenelement im Bereich des Aushubs verringern sich gleichzeitig auf 50 % der Ausgangsspannung.

Gourvenec et Powrie (1999) untersuchten den Einfluss einer sequentiellen Schlitzwandherstellung auf das Spannungs-Verformungsverhalten der Wandlamellen mit Hilfe von sowohl ebenen als auch räumlichen FEM-Berechnungen. Dabei konnte festgestellt werden, dass es infolge der Schlitzwandherstellung bei den zweidimensionalen Berechnungen im Gegensatz zu der dreidimensionalen Berechnung zu erheblich größeren berechneten Spannungen am Fuß der Wand kommt [vgl. auch Ng et Yan (1999)]. Weiterhin wurde auch

der Einfluss der Wandgeometrie durch die Variation der Wandlänge untersucht. Gourvenec et Powrie (1999) konnten feststellen, dass es mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n zu einer zunehmenden Spannungsreduktion hinter dem Schlitzwandelement kommt. Gourvenec et Powrie (1999) geben an, dass sich ab einem Räumlichkeitsverhältnis von $n > 3$ die Räumlichkeitseffekte voll ausgebildet haben. Eine Erläuterung zu diesen Räumlichkeitseffekten wird jedoch nicht gegeben.

Gourvenec et al. (2002) untersuchten das Verformungsverhalten eines Schlitzwandabschnitts einer Straßenbaumaßnahme im Südwesten von England unter Berücksichtigung des Herstellungsablaufs. Die luftseitige Stützung der hergestellten Wand erfolgte durch aufgelöste Bermenabschnitte. Während des Herstellungsprozesses wurden die Verformungen gemessen. Die Ergebnisse der in situ Messungen wurden den Ergebnissen aus ebenen und räumlichen FEM-Berechnungen gegenübergestellt. Es konnte dabei eine gute Übereinstimmung der räumlichen FEM-Berechnungen mit den in situ ermittelten Messwerten festgestellt werden. Die ebenen FEM-Berechnungen ergaben hingegen größere Verformungen als gemessen wurden.

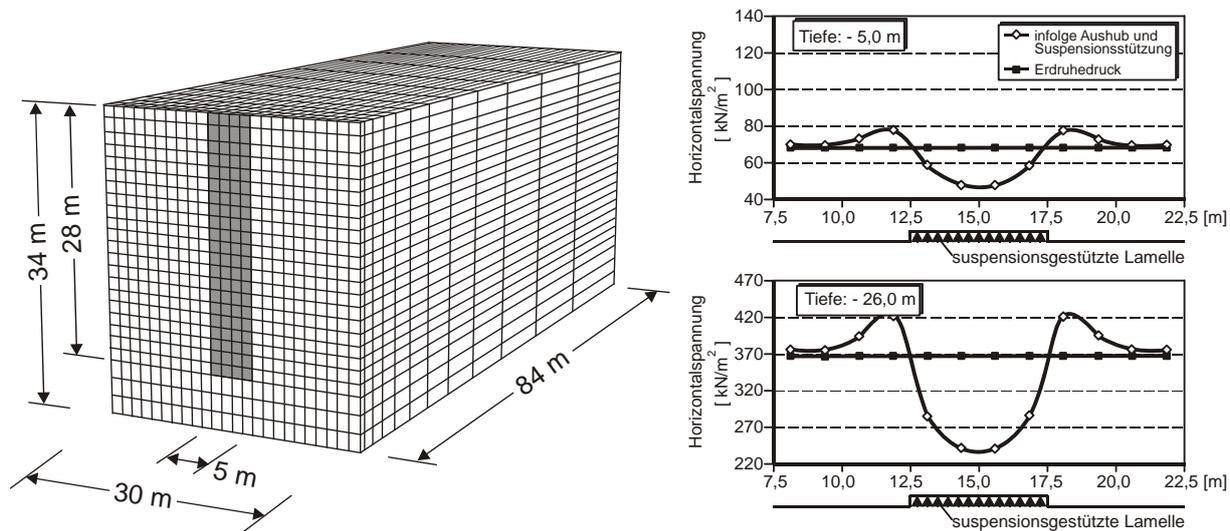


Abbildung 4-3 : Numerisches Modell zur Modellierung einer Schlitzwandlamelle und Verteilung der totalen Spannungen parallel zum Schlitz während der Suspensionsstützung [aus Schäfer (2004)]

Numerische Berechnungen von Schäfer (2004) zeigen ebenfalls, dass die Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwandlamelle im normal bis leicht überkonsolidierten bindigen Boden zu einer Veränderung des Spannungsfeldes im angrenzenden Erdreich führt. Während des Schlitzaushubs unter Bentonitstützung bilden sich demnach auch in weichen bindigen Bodenschichten Spannungsgewölbe aus, die eine horizontale Umlagerung des Erddrucks im Bereich des geöffneten Schlitzes bewirken (Abbildung 4-3). Daraus schlussfolgern Schäfer et Triantafyllidis (2006), dass sich auch in weichen Böden ein nach DIN 4126 (08/1986) zu berechnender räumlicher aktiver Erddruck ausbildet. Allerdings beschränken sich die Untersuchungen von Schäfer et Triantafyllidis (2006) auf einen mittelplastischen Ton.

Untersuchungen zu möglichen Gewölbeeffekten in ausgeprägt plastischen Tonen wurden bisher noch nicht durchgeführt.

Zusammenfassend lässt sich anhand der gesichteten Literatur zu räumlichen Spannungszuständen an vertikalen Bauteilen mit begrenzten Abmessungen feststellen, dass sich mit der FEM Spannungsumlagerungsvorgänge infolge einer Bauteilverschiebung plausibel modellieren lassen. Dabei zeigen die Untersuchungen, dass es zu einer Abnahme der effektiven Horizontalspannungen auf ein bewegtes Bauteil kommt, während die Horizontalspannungen neben dem bewegten Bauteil in einer begrenzten Spannungseinflusszone ansteigen. Diese Spannungseinflusszone wird bei Ng et al. (1995) bzw. Ng et Yan (1998 & 1999) in einem überkonsolidierten bindigen Boden mit rd. $0,15 \cdot b$ bis $1,0 \cdot b$ abgeschätzt. Die Größe dieses Einflussbereiches ist nach den dargestellten Untersuchungen baugrundabhängig. Weiterhin ergaben die Untersuchungen von Gourvenec et al. (2000), dass die Spannungsumlagerungsvorgänge ein ausgeprägt räumliches Verhalten zeigen und mit zweidimensionalen FEM-Berechnungen nicht zutreffend abgebildet werden können. Sowohl die Verformungen als auch die Spannungen unterhalb des Fußpunktes werden mit zweidimensionalen FEM-Analysen überschätzt, da sich in diesen das Zusammenwirken von horizontaler und vertikaler Spannungsumlagerung als räumliches Gewölbe nicht berücksichtigen lässt. Gourvenec et Powrie (1999) stellen zudem fest, dass die Größe der Spannungsreduktion auf das Bauteil von dem Räumlichkeitsverhältnis n abhängig ist.

4.3 Verwendetes Stoffgesetz

Ein bodenmechanisches Stoffgesetz soll in der Lage sein, die nichtlinearen Baugrundeigenschaften unter definierten Randbedingungen mit einer für die zu untersuchende Problemstellung ausreichenden Genauigkeit berücksichtigen zu können. In den eigenen FEM-Untersuchungen musste das Stoffgesetz zudem den Einfluss infolge einer großen Bandbreite von Spannungszuständen abbilden können, die sowohl bei der Nachrechnung von Modellversuchen als auch bei der Durchführung der Parameterstudie mit Räumlichkeitsverhältnissen von $0,3 \leq n \leq 15$ auftraten. Bei einer Bauteilbreite von $b = 5,0 \text{ m}$ für die Systeme der Parameterstudie ergeben sich die Tiefenlagen der jeweiligen Bauteilunterkanten von 1,5 m bis 75,0 m unter Geländeoberkante. Das Stoffgesetz musste daher den daraus resultierenden Einfluss aus der großen Bandbreite der vertikalen Spannungen auf das Spannungs-Verformungsverhalten des zu modellierenden Bodenkörpers berücksichtigen können (Barotropie). In der vorliegenden Untersuchung sollte weiterhin der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Größe und Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks untersucht werden (Pyknotropie).

Diese Anforderungen konnten in den durchgeführten numerischen FEM-Berechnungen durch die Anwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes erfüllt werden. Bei dem hypoplastischen Stoffgesetz handelt es sich um ein inkrementell nichtlineares Stoffgesetz vom Ratentyp. Es

ermöglicht die Berücksichtigung der mittleren Spannung und der aktuellen Porenzahl auf die Steifigkeit und die Festigkeit eines nichtbindigen Bodens. Entwickelt wurde es zunächst zur Abbildung des mechanischen Verhaltens von granularen Schüttgütern [Kolymbas (1988)] und wurde dann auch bald in die Bodenmechanik für gleichförmige nichtbindige Böden übertragen. Von Ziegler (1987) wurde das hypoplastische Stoffgesetz zum ersten Mal auf ebene Erddruckprobleme angewendet. Die Version des dabei verwendeten Stoffgesetzes enthielt nur dimensionslose Kenngrößen und konnte daher nur Sonderfälle des ebenen Erddrucks abbilden. Erweiterungen zur breiteren Anwendung in der Bodenmechanik unter Verwendung des Programmpakets ABAQUS erfuhr das hypoplastische Stoffgesetz durch Wu (1992), Hügel (1995) und von Wolffersdorff (1996). Durch die Erweiterung um den Einfluss von Dichte und Druckniveau konnten Beobachtungen aus Triaxialversuchen abgebildet werden, wonach bei nichtbindigen Böden z.B. der Reibungswinkel mit steigendem Druckniveau abnimmt und sich ein unterproportionales Verhältnis zwischen Steifemodul und Druckniveau einstellt. Weiterhin wurde durch Abdel-Rahman (1999) das hypoplastische Stoffgesetz zur Untersuchung von Maßstabeffekten im Fall des ebenen Erddrucks eingesetzt. Mayer et al. (2000) geben an, dass das hypoplastische Stoffgesetz geeignet ist, um die Spannungs- und Verformungszustände, die sich während einer Schlitzwandherstellung in einem Baugrund aus Sand einstellen, ausreichend genau abzubilden. Eine ausführliche Beschreibung des Stoffgesetzes kann von Wolffersdorff (1996), Gudehus (1996) und Herle (1997) entnommen werden.

Das verwendete FEM-Programm ABAQUS ermöglicht die Berücksichtigung von benutzerdefinierten Stoffgesetzen über user-subroutines. In den vorliegenden Untersuchungen kam die in der Programmiersprache FORTRAN implementierte user-subroutine *umatibf.f* von K. Nübel in der Erweiterung von A. Niemunis zur Anwendung.

4.4 Nachrechnung der Modellversuche

4.4.1 Allgemeines

Für die Nachrechnung der Modellversuche wurden zunächst die Geometrie des Versuchskastens sowie die Eigenschaften des Versuchsbodens mit einem numerischen Modell abgebildet. Nach Erzeugung des Primärspannungszustands und der Kontaktreibung mit der Messebene konnte eine aktive Wandbewegung simuliert werden. Bis auf die Abmessungen ist das numerische Modell zur Nachrechnung der Versuche mit den numerischen Modellen zur Durchführung der Parameterstudie in seinen Randbedingungen und seinem Berechnungsablauf identisch. Durch einen Vergleich mit den Modellversuchsergebnissen ließ sich überprüfen, ob somit auch ein validiertes Modell für die Durchführung der Parameterstudie zur Verfügung stand.

4.4.2 Modellbildung und Diskretisierung

Ziel der Modellbildung ist es, durch Idealisierungen und Vereinfachungen die zu lösende Aufgabenstellung ausreichend genau in einem numerischen Modell abzubilden. In den vorliegenden Untersuchungen wurde die physikalische Nichtlinearität des Baugrundverhaltens durch die Wahl eines geeigneten Stoffgesetzes angenähert und der Einfluss der Systemränder durch geeignete Systemabmessungen minimiert. Die Reibung zwischen dem aktiv verschobenen Bauteil und dem Boden wurde im numerischen Modell über einen Reibungsansatz nach Coulomb simuliert.

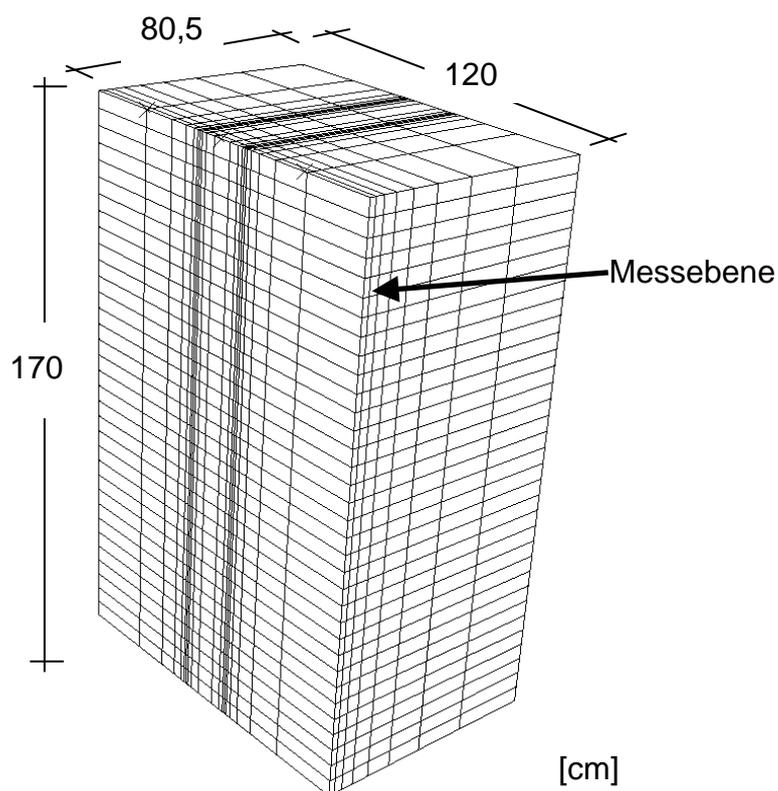


Abbildung 4-4 : Finite-Elemente Modell des Versuchskastens

Zur Diskretisierung des Bodenkörpers wurden quaderförmige 8-knotige C3D8 Kontinuumsselemente verwendet. Die einzelnen Kontinuumsselemente sind über Knotenpunkte miteinander verknüpft. Diese Elementknoten bilden die Knoten des FEM-Netzes in denen die Primärvariablen berechnet werden. Bei Verformungsanalysen sind diese Primärvariablen die Verschiebungen. Verschiebungsgrößen innerhalb des Elementes werden durch Interpolationsfunktionen an den Integrationspunkten errechnet. Weiterhin werden die Spannungen und Dehnungen ebenfalls in den Integrationspunkten bestimmt.

Die Abmessungen des modellierten Bodenkörpers entsprachen den inneren Abmessungen des Versuchskastens. Zur Diskretisierung des Bodenkörpers im Versuchskasten kamen 6304 Knoten und 5168 Elemente zur Anwendung. Die Knoten des unteren Systemrandes wurden in vertikaler Richtung unverschieblich gelagert. Die Knoten der aufgehenden vertikalen Wände

der beiden schmalen Seiten sowie der Versuchskastentrückwand wurden in ihrer zur Wandfläche orthogonalen Richtung ebenfalls unverschieblich gelagert. Für die Lagerung der vorderen Messebene sowie für die Lagerung des in dieser Messebene liegenden verschiebbaren Bauteils wurde das Konzept der *rigid surfaces* gewählt, die mit unverschieblich gelagerten Referenzpunkten verbunden wurden. Dieses Vorgehen ermöglichte die Auswertung von Spannungsgrößen im Kontaktbereich zwischen den Kontinuumsselementen des Bodenkörpers und der *rigid surface* der Bauteiloberfläche. Weiterhin konnte die Kontaktkraft zwischen der verschobenen bzw. verdrehten *rigid surface* und den in Kontakt befindlichen Knoten des Bodenkörpers ausgewertet werden.

4.4.3 Kontaktbeschreibung

Durch eine aktive Bauteilbewegung entstehen zwischen Bauteil und Boden Relativbewegungen, die im Kontaktbereich über ein materialspezifisches Reibungsverhalten Kontaktspannungen in normaler und tangentialer Richtung hervorrufen. Diese in der Erddruckberechnung durch den aktiven Wandreibungswinkel δ_a ausgedrückte Reibung im Kontaktbereich zwischen Boden und Bauteil ist bei der ebenen Erddruckberechnung ein maßgebender Einflussfaktor auf die Größe des Erddrucks und wurde daher auch in der räumlichen Parameterstudie untersucht.

Bei der numerischen Modellierung des nichtbindigen Bodens durften über den Kontakt zwar normal zur Kontaktfläche wirkende Druckspannungen, aber keine Zugspannungen übertragen werden. Durch einen Wandreibungswinkel $\delta_a > 0^\circ$ mussten weiterhin neben den Kontaktdruckspannungen normal zur Wand auch Schubspannungen τ tangential in die Wand eingetragen werden können. Zusätzlich musste gewährleistet sein, dass bei Überschreiten eines Bruchwertes der Schubspannungen in der Kontaktfläche Gleiten eintreten kann.

Diese Anforderungen konnten in den vorliegenden Untersuchungen mit dem Programm ABAQUS mit Kontaktflächenpaaren durch die Verwendung der Methode *contact pair* erfüllt werden. Dabei wurden zwei Flächen definiert, in deren Kontaktbereich eine Reibung in der Form des Coulombschen Schergesetzes nach Gl. 4-1 durch einen Reibungsbeiwert $\mu = \tan \delta_a = \tan (p \cdot \varphi')$ definiert werden kann. Die Größe des Kontaktreibungswinkels δ_a für die Bauteilwand aus Aluminium wurde im Laborversuch ermittelt (Kapitel 3.3.3.2). Der Faktor p in Gleichung 4-1 stellt einen Wert zwischen 0 und 1 dar. In der Baupraxis wird für glatte Wandoberflächen (z.B. Schmierfilm) $p = 0$, für raue Wandoberflächen $p = 1/2$ bzw. $p = 2/3$ (z.B. Spundwand) und für verzahnte Wandflächen $p = 1$ (z.B. Bohrpfahlwand) verwendet. Auf eine spannungsabhängige Formulierung der Kontaktreibung wurde verzichtet. Für die Scherspannung in der Kontaktfläche gilt Gl. 4-1.

$$\tau \leq \tau_{max} = \sigma_N \cdot \tan (p \cdot \varphi') \qquad \text{Gl. 4-1}$$

Die Modellierung der Kontaktflächen mit dem Programm ABAQUS erfolgte über das Master-Slave-Konzept. Die Kontaktflächen können dabei durch Knoten- oder

Elementmengen beschrieben werden. Die steifere Kontaktfläche der Bauteilwand wurde als Master-Fläche eingeführt, die weiche Kontaktfläche des Bodens wurde als Slave-Fläche ausgewiesen. Es gilt die Bedingung, dass die Knoten der weicheren Slave-Fläche nicht in die steifere Master-Fläche eindringen können. Die Knoten der steiferen Master-Fläche hingegen können in die weichere Slave-Fläche um ein geringes Maß eindringen. Während der Berechnung wird für jedes Zeitinkrement die Eindringung der Master-Knoten in die Slave-Fläche überprüft. Ist ein Kontakt vorhanden, so wird die Spannung normal zur Kontaktfläche ermittelt und die Tangentialspannung τ über das Reibungsgesetz berechnet. In den vorliegenden Untersuchungen wurde die Master-Fläche als starre Fläche über die *rigid body* Funktion erzeugt.

4.4.4 Berechnungsablauf

Im Berechnungsablauf wurde zunächst nur das an den Systemrändern unverschieblich gelagerte Kontinuum erzeugt und diesem ein Initialspannungszustand (initial conditions) zugewiesen. Dieser Initialspannungszustand wies eine mit der Tiefe z linear zunehmende Vertikalspannung auf, dem über den Zusammenhang nach Gl. 4-2 eine Horizontalspannung in Größe des Erdruhedrucks eingepreßt wurde. Weiterhin wurde darin dem Kontinuum eine der zu untersuchenden Lagerungsdichte D entsprechende Anfangsporenzahl e_0 zugewiesen.

$$\sigma_h = \gamma \cdot z \cdot k_0 \quad \text{Gl. 4-2}$$

In dem ersten Berechnungsschritt wurde das Eigengewicht des Bodenkörpers durch Zuweisung der vertikalen Volumenkraft in Größe der porenzahlabhängigen Wichte des Bodens aktiviert. Damit stellte sich auch eine mit der Systemtiefe abnehmende Porenzahl im Kontinuum ein. Die sich dadurch ergebende mittlere Abweichung zur Ausgangsporenzahl Δe_0 betrug für das System des Modellkastens bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,38$ $\Delta e_0 \approx 0,025$. Diese Abweichung wurde als gering angesehen und daher im Weiteren vernachlässigt.

An diesen Schritt anschließend wurden die Lagerungsbedingungen an dem Kontinuumsrand der Messebene entfernt, durch vier Master-Slave Flächen ersetzt und der Kontakt zwischen den vier Wänden und dem Kontinuum adressiert. In einem dritten Berechnungsschritt wurde die für die drei Wandbewegungsarten erforderliche Verschiebung des Bauteils u aufgebracht. Dabei wurde dem mit der Master-Fläche verbundenen, zunächst unverschieblich gelagerten Referenzknoten die erforderliche Verschiebungsgröße inkrementell durch horizontale Translation -im Fall der Parallelverschiebung- bzw. Rotation -im Fall der Kopf- und Fußpunktdrehung- aufgegeben. Die Berechnung erfolgte geometrisch nicht linear.

4.4.5 Ergebnisse aus der Nachrechnung der Modellversuche

Die Ergebnisse aus den Nachrechnungen der Modellversuche sind für die drei untersuchten Wandbewegungsarten in Abbildung 4-5, Abbildung 4-6 und Abbildung 4-7 dargestellt. Darin ist die auf das verschobene Bauteil wirkende horizontale Erddruckkraft $E_{ah}(u/h)$ auf die Erdruhedruckkraft E_0 gemäß Gl. 3-10 bezogen und über die bezogene Verschiebung u/h aufgetragen.

Für alle drei Wandbewegungsarten gilt, dass mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n die bezogene Erddruckkraft $\kappa(n)$ abnimmt. Für die Parallelverschiebung wie auch für die Kopfpunktdrehung ist im Gegensatz zur Fußpunktdrehung für alle untersuchten Räumlichkeitsverhältnisse n ein ausgeprägtes Minimum identifizierbar.

Zur Ermittlung der auf das verschobene Bauteil wirkenden mobilisierten räumlichen aktiven Erddruckkraft wurden sowohl für die parallel verschobenen Bauteile als auch für die Bauteile mit der Drehung um den Kopfpunkt die kleinsten am Referenzpunkt ermittelten horizontalen Reaktionskräfte verwendet. Da im Fall der Fußpunktdrehung kein eindeutiges Minimum identifiziert werden konnte, wurde ausgehend von den Ergebnissen der Modellversuche nach Tabelle 3-7 (Kapitel 3.4) angenommen, dass die räumliche aktive Erddruckkraft bei einer Verschiebung $u/h \approx 4,5 \text{ ‰}$ aktiviert wurde. Dies wurde als zulässig angesehen, da es bei größeren Verschiebungen zu keiner weiteren signifikanten Abnahme der Erddruckkraft kam (vgl. Abbildung 4-6).

Tabelle 4-1 : Vergleich der Ergebnisse aus den Modellversuchen mit den Ergebnissen aus der numerischen Modellierung mit der FEM

Räumlichkeits- verhältnis n	$E_{ah,3D}$					
	Modellversuch			FEM		
	par	rf	rh	par	rf	rh
[1]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
2	16,3	14,7	12,9	18,3	16,5	27,0
3	30,2	44,8	41,3	31,9	32,5	45,0
4	37,8	65,8	57,8	43,1	52,8	62,1
5	59,7	88,5	92,1	54,5	72,5	80,7
6	76,0	105,2	113,0	69,9	94,7	97,0
7	88,1	131,9	123,8	82,7	121,5	112,4
8	87,1	83,6	117,8	95,6	147,2	125,6

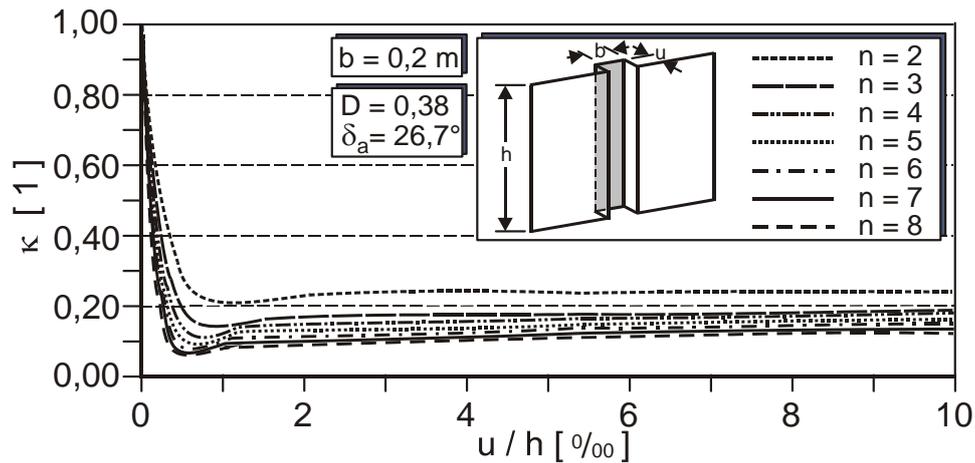


Abbildung 4-5 : Darstellung von κ in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung u/h für die parallelverschobenen Bauteile im FEM-Modell des Versuchskastens

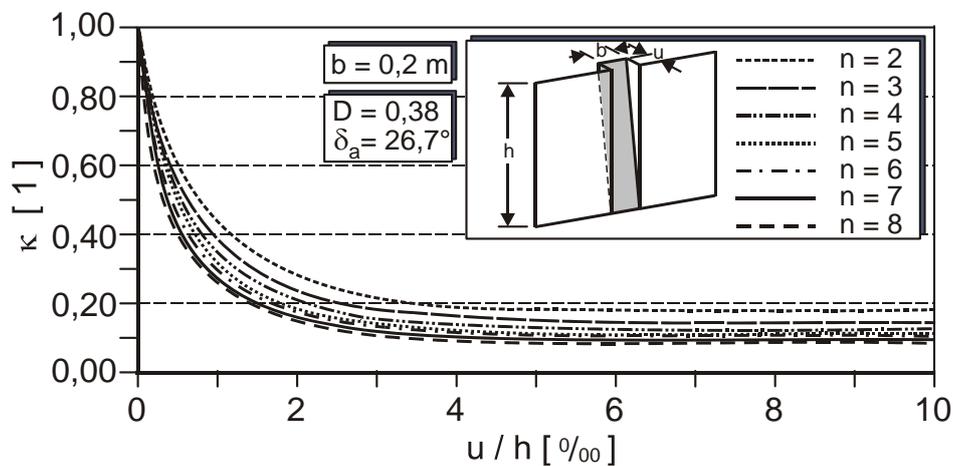


Abbildung 4-6 : Darstellung von κ in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung u/h für die um den Fußpunkt gedrehten Bauteile im FEM-Modell des Versuchskastens

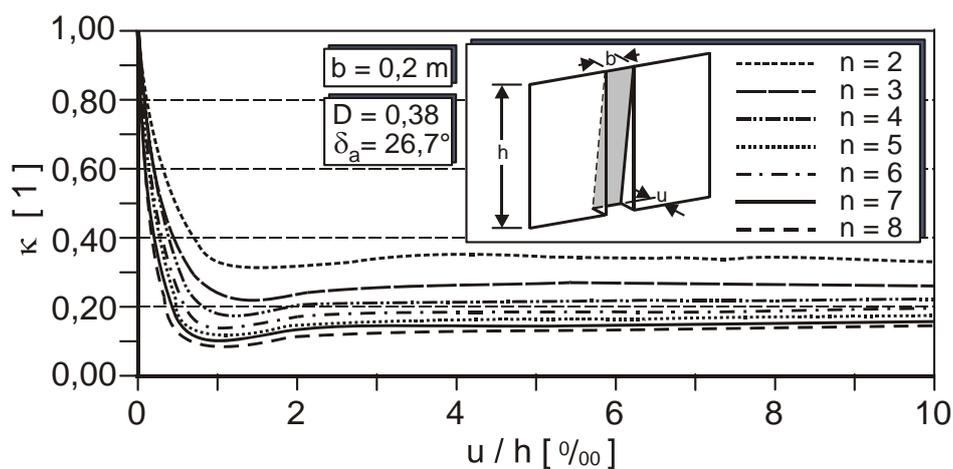


Abbildung 4-7 : Darstellung von κ in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung u/h für die um den Kopfpunkt gedrehten Bauteile im FEM-Modell des Versuchskastens

Tabelle 4-1 zeigt einen Vergleich zwischen den im Modellversuch gemessenen räumlichen aktiven Erddruckkräften $E_{ah,3D}$ und den Ergebnissen aus den numerischen Nachrechnungen dieser Versuche. In Abbildung 4-8 sind diese Ergebnisse grafisch gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass die numerischen Ergebnisse den durch die Modellversuchsergebnisse vorgegebenen Trend für alle drei Wandbewegungsarten gut widerspiegeln. Weiterhin zeigt sich eine weitgehende Übereinstimmung zwischen den Größen der gemessenen und den numerisch ermittelten räumlichen aktiven Erddruckkräften.

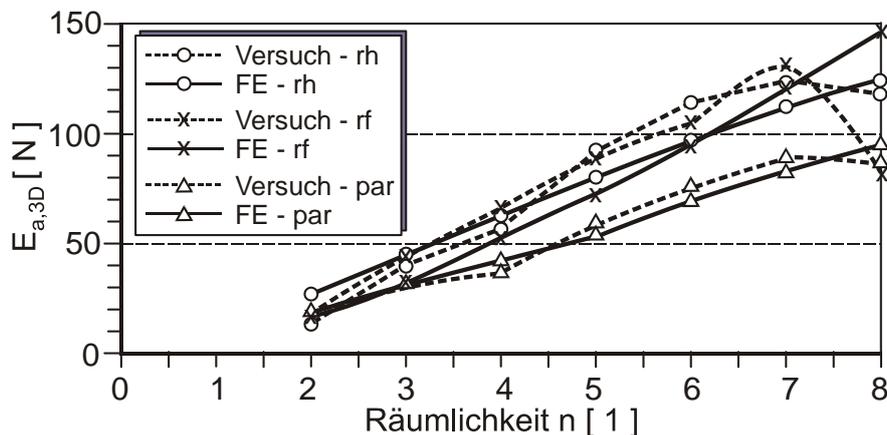


Abbildung 4-8 : Vergleichende Darstellung der berechneten und gemessenen räumlichen aktiven Erddruckkräfte $E_{ah,3D}$ im Versuch mit $D = 0,38$

Die Abbildung 4-9, Abbildung 4-10 und Abbildung 4-11 stellen beispielhaft für das Räumlichkeitsverhältnis $n = 4$ die bezogene mobilisierte Erddruckkraft, ausgedrückt durch den Reduktionsfaktor κ , zur bezogenen Bauteilverschiebung u/h dar. Die Versuchswerte sind darin mit dem Silokorrekturfaktor ω korrigiert. Für die Parallelverschiebung wie auch für die Kopfpunktdrehung des Bauteils zeigen sowohl die numerischen Ergebnisse als auch die Modellversuchsergebnisse einen starken Abfall der mobilisierten Erddruckkraft nach einer Verschiebung u von rd. 0,5 ‰ bis rd. 1,0 ‰ der Wandhöhe h . Mit zunehmender Verschiebung steigen sowohl die gemessenen als auch die mit der FEM berechneten mobilisierten Erddruckkräfte wieder an. Im Fall der Fußpunktdrehung ist eine größere Verschiebung zur Aktivierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft erforderlich. Die Ergebnisse der Nachrechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den korrigierten Ergebnissen der Modellversuche. Unter Berücksichtigung des vereinfachten Ansatzes des Siloeffektes und der unvermeidlichen Schwankungen aus der Versuchstechnik sowie der vereinfachenden Annahmen im numerischen Modell und eventuellen Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der Stoffparameter, lassen sich anhand der Ergebnisdarstellungen gute Übereinstimmungen zwischen den numerischen Berechnungsergebnissen mit Ergebnissen der Modellversuche feststellen. Daher wurde davon ausgegangen, dass das verwendete numerische Modell das Verhalten eines Bauteils mit begrenzter Breite b bei einer aktiven Verschiebung in einem nichtbindigen Boden mit ausreichender Genauigkeit widerspiegelt und daher zur Verwendung in einer Parameterstudie geeignet ist.

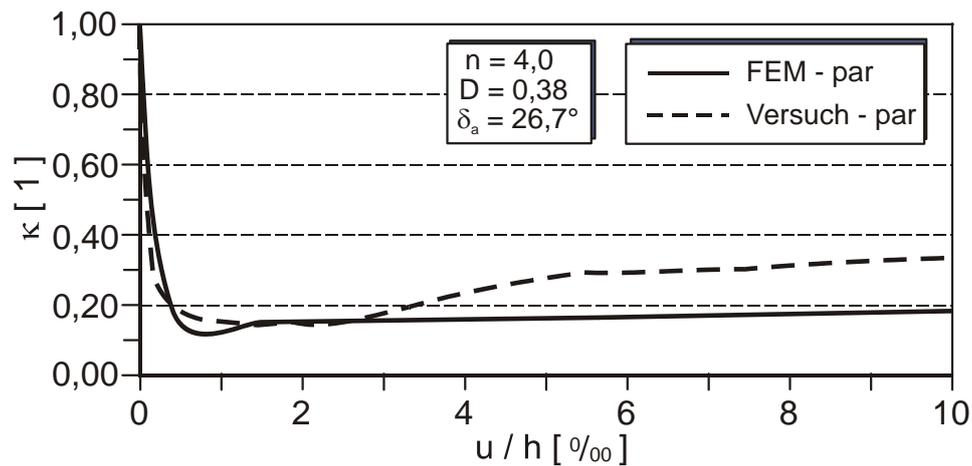


Abbildung 4-9: Ergebnisvergleich der FEM-Berechnung mit den Ergebnissen des Modellversuchs für $n = 4$ und $D = 0,38$ mit $\delta_a = 26,7^\circ$ im Fall der Parallelverschiebung

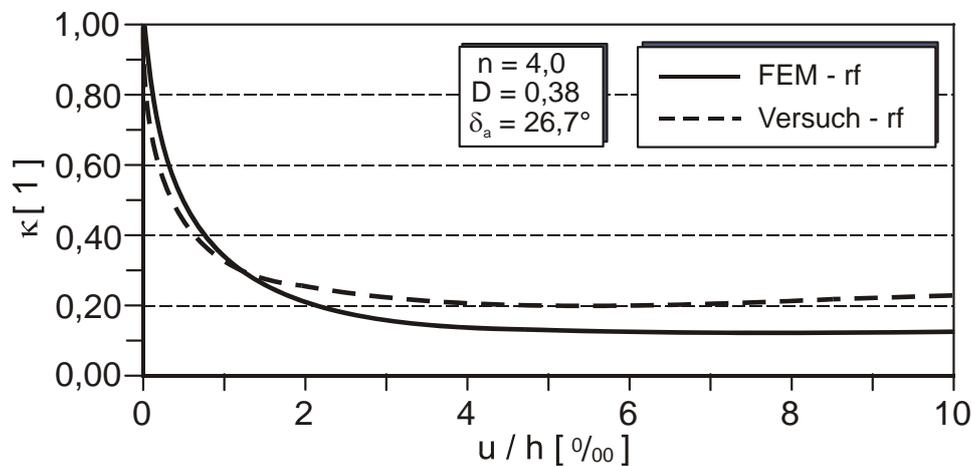


Abbildung 4-10: Ergebnisvergleich der FEM-Berechnung mit den Ergebnissen des Modellversuchs für $n = 4$ und $D = 0,38$ mit $\delta_a = 26,7^\circ$ im Fall der Fußpunktdrehung

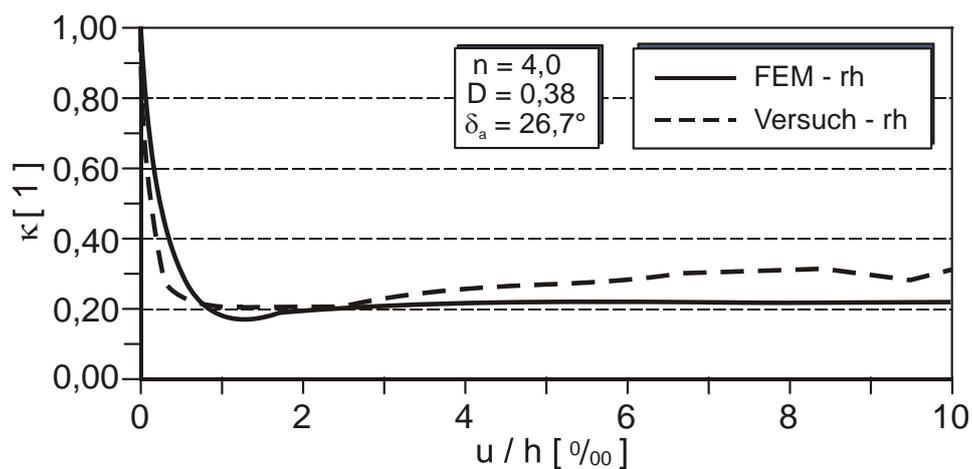


Abbildung 4-11: Ergebnisvergleich der FEM-Berechnung mit den Ergebnissen des Modellversuchs für $n = 4$ und $D = 0,38$ mit $\delta_a = 26,7^\circ$ im Fall der Kopfpunktdrehung

4.5 Parameterstudie mit der FEM

4.5.1 Allgemeines

Die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks wird von verschiedenen Randbedingungen beeinflusst. Zur Quantifizierung dieser Einflüsse wurden die in Tabelle 4-2 dargestellten Parameter untersucht. Dafür kam der im vorangegangenen Abschnitt validierte numerische Modellaufbau zur Anwendung.

Tabelle 4-2 : Parameter der FEM-Untersuchung

Variationsparameter		Bandbreite
Wandbewegungsarten		par, rf, rh
Räumlichkeitsverhältnisse	n	0,3; 0,5; 0,7; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; 4,0; 6,0; 9,0; 12,0; 15,0
Lagerungsdichten	D	0,2; 0,5; 0,7
Wandreibungswinkel	δ_a	0° ; $1/3 \varphi'$; $2/3 \varphi'$; φ'

Ein maßgebender Einflussfaktor auf die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks ist das Räumlichkeitsverhältnis n . Über die Verwendung von drei numerischen Modellen mit unterschiedlicher Elementierung konnte der Einfluss der Bauteilgeometrie in einer großen Bandbreite untersucht werden. Neben der Bauteilgeometrie wurde der Einfluss eines nichtbindigen Baugrunds mit unterschiedlicher Lagerungsdichte sowie mit unterschiedlichen Kontaktbedingungen zwischen Baugrund und dem Bauteil nach Tabelle 4-3 untersucht. Weiterhin wird die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks sowie die erforderliche Verschiebung zur Mobilisierung durch die Wandbewegungsart beeinflusst.

Tabelle 4-3 : Verwendete Boden- und Kontaktreibungskennwerte in der Parameterstudie

D	φ'	δ_a			
		0	$1/3 \varphi'$	$2/3 \varphi'$	φ'
[1]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
0,2	33,2	0	11,1	22,1	33,2
0,5	38,6	0	12,9	25,7	38,6
0,7	42,1	0	14,0	28,1	42,1

4.5.2 Modellbildung und Diskretisierung

Untersucht wurden die Räumlichkeitsverhältnisse von $0,3 \leq n \leq 15$. Bei einer Bauteilbreite von $b = 5,0 \text{ m}$ ergaben sich damit Bauteilhöhen von $1,5 \text{ m} \leq h \leq 75,0 \text{ m}$. Die zur numerischen Berechnung von kleinen Räumlichkeitsverhältnissen erforderliche Netzfeinheit hätte bei der angestrebten regelmäßigen Netzeinteilung bei großen Räumlichkeitsverhältnissen zu einer

nicht erforderlichen Netzfeinheit und damit zu unnötig großen Rechenzeiten geführt. Zur Minimierung der Gesamtrechenzeit wurde daher die Durchführung der Parameterstudie unter Verwendung von drei Modellen mit unterschiedlichen Netzfeinheiten und Abmessungen gewählt (vgl. Tabelle 4-4).

Tabelle 4-4 : Abmessungen der verwendeten numerischen Modelle

Modell	untersuchte Räumlichkeiten	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	Knotenanzahl	Elementanzahl
		[m]	[m]	[m]	[1]	[1]
<i>vsmall</i>	$0,3 \leq n \leq 1,5$	12,5	25,0	15,0	55944	49500
<i>small</i>	$2,0 \leq n \leq 4,0$	30,0	35,0	20,0	9760	7980
<i>big</i>	$6,0 \leq n \leq 15,0$	90,0	45,0	25,0	10586	9000

Die Räumlichkeitsverhältnisse $0,3 \leq n \leq 1,5$ wurden mit einem Modell mit den Abmessungen $A = 12,5 \text{ m}$, $B = 25,0 \text{ m}$ und $C = 15,0 \text{ m}$ nach Abbildung 4-12 untersucht, das im Weiteren als *vsmall* bezeichnet wird. Die Räumlichkeitsverhältnisse $2,0 \leq n \leq 4,0$ wurden mit einem als *small* bezeichneten Modell mit den Abmessungen $A = 30,0 \text{ m}$, $B = 35,0 \text{ m}$ und $C = 20,0 \text{ m}$ nach Abbildung 4-13 untersucht. Für die Räumlichkeitsverhältnisse $6,0 \leq n \leq 15,0$ wurde ein im Weiteren als *big* bezeichnetes Modell gewählt, das die Abmessungen $A = 90,0 \text{ m}$, $B = 45,0 \text{ m}$ und $C = 25,0 \text{ m}$ nach Abbildung 4-14 aufwies.

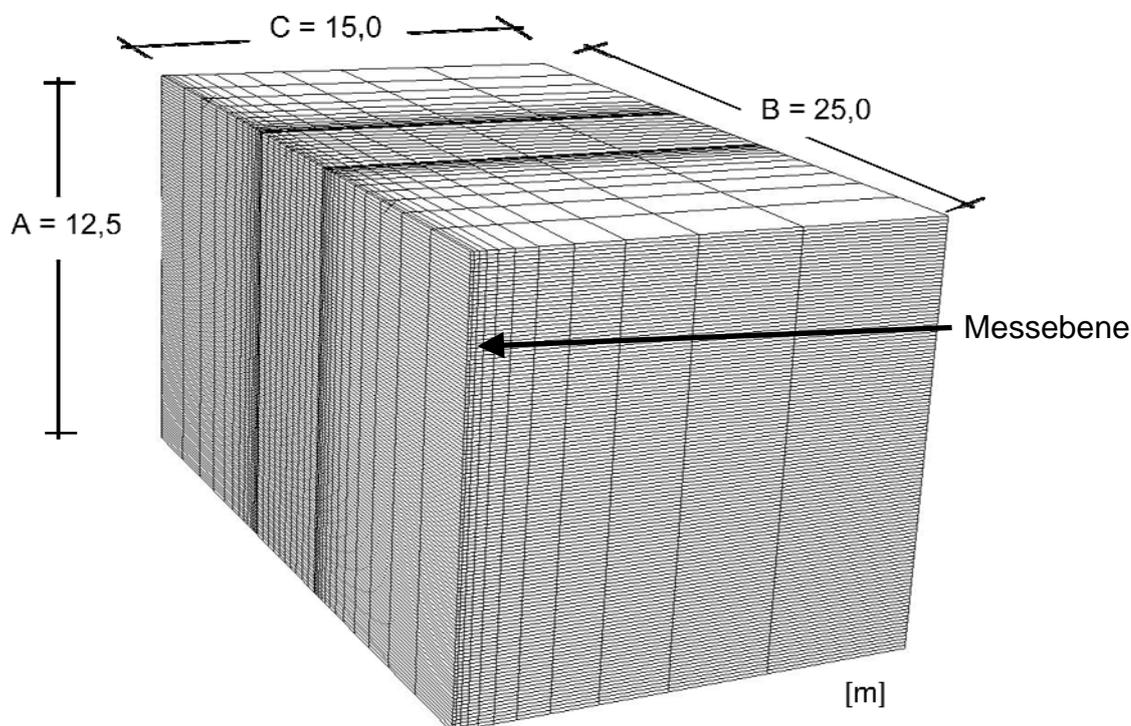


Abbildung 4-12: Abmessungen des numerischen Modells *vsmall* für $0,3 \leq n \leq 1,5$

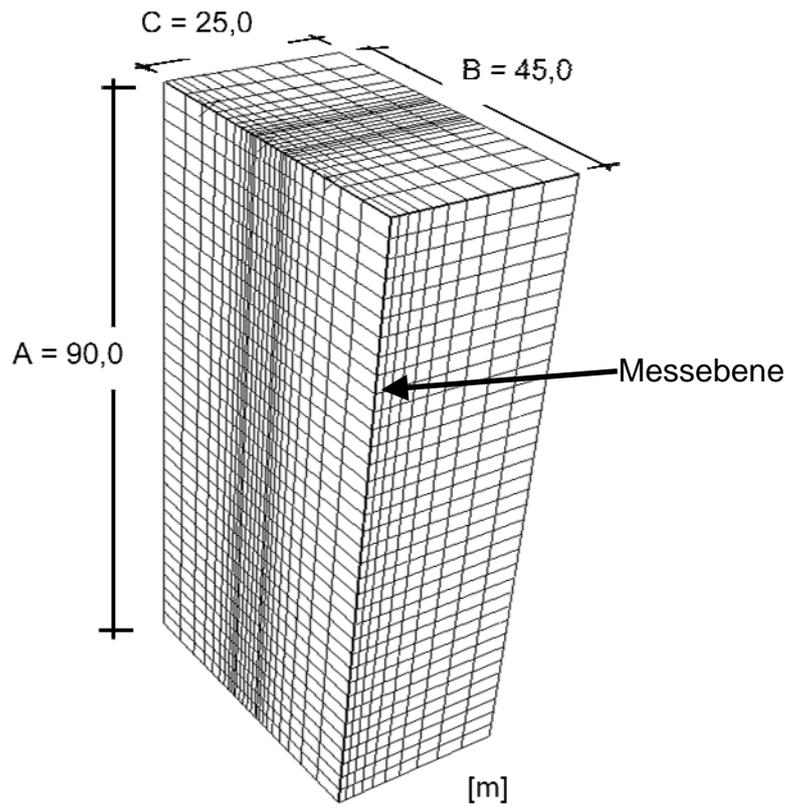


Abbildung 4-13: Abmessungen des numerischen Modells *small* für $2,0 \leq n \leq 4,0$

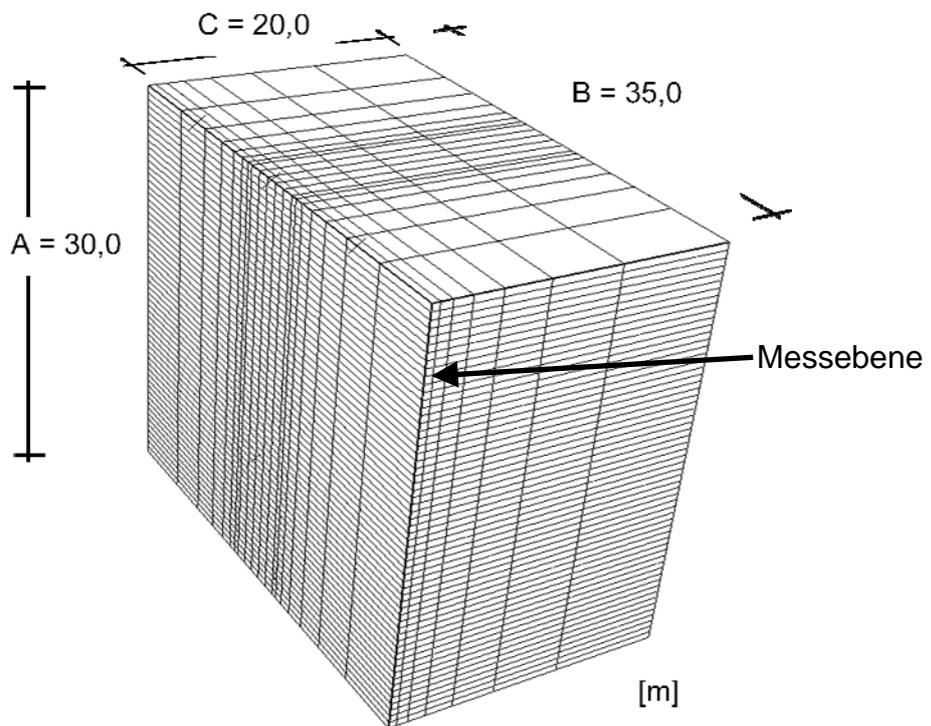


Abbildung 4-14: Abmessungen des numerischen Modells *big* für $6,0 \leq n \leq 15,0$

Da mit diesen Modellen jeweils verschiedene Räumlichkeitsverhältnisse n untersucht wurden, wurde in vertikaler Richtung eine regelmäßige Netzeinteilung gewählt. Bei der Diskretisierung wurde die horizontale Elementbreite im Bereich des Bauteils im Modell *vsmall* mit 0,5 m und einer Elementhöhe mit 0,1 m verwendet. In den Modellen *small* bzw. *big* wurde eine Elementhöhe von 0,5 m bzw. 2,5 m bei einer jeweiligen Elementbreite von 1,0 m gewählt.

Die Abmessungen A , B und C der drei Modelle ergaben sich aus der Bedingung, dass der Einfluss der Modellränder auf das durch die Bauteilverschiebung induzierte Spannungs-Verformungsverhalten vernachlässigbar gering sein sollte. Durch die aktive Verschiebung eines Bauteils begrenzter Breite kommt es infolge von horizontalen und vertikalen Spannungsumlagerungen in den dem Bauteil angrenzenden Bodenbereichen zu einer Erhöhung der Spannungen über die Größe des Ruhedruckzustands hinaus (vgl. Kapitel 3.4.6). Die Abmessungen der Modelle *vsmall*, *small* und *big* wurden daher so gewählt, dass sich sowohl die Einflusszonen der Spannungsumlagerungen in horizontaler als auch in vertikaler Richtung nahezu unbeeinflusst von den Seitenrändern ausbilden konnten. Die Modellabmessungen wurden durch Vergleichsberechnungen an Systemen mit einer Lagerungsdichte $D = 0,70$ festgelegt.

Die Abmessung A der Systeme ergab sich aus der Höhe des Bauteils mit dem größten Räumlichkeitsverhältnis n sowie einer Einflusszonenhöhe, die sich aus einer vertikalen Spannungsumlagerung infolge einer aktiven Bauteilverschiebung einstellt. Für die Systeme *vsmall* und *small* erreichten die Horizontalspannungen nach rd. $1 \cdot b$ unterhalb der Bauteilunterkante wieder die Größe der Erdruhedruckspannungen während für das System *big* bei einem Räumlichkeitsverhältnis von $n = 15$ diese erst nach rd. $1,5 \cdot b$ wieder den Ruhedruckwert erreichte.

Die Größe der Einflusszone aus der horizontalen Spannungsumlagerung bestimmte die Festlegung der Systembreite B . Ng et al. (1995) geben anhand von numerischen Berechnungen zu einer Schlitzwandherstellung im steifen Ton die Spannungseinflusszone mit der einfachen Bauteilbreite an ($1 \cdot b$). Nach numerischen Untersuchungen von Schäfer (2004), der den Einfluss des Herstellungsablaufes von mehreren Schlitzwandlamellen in weichen bindigen Böden untersuchte, kann die horizontale Einflusszone der Spannungsumlagerung ebenfalls mit der einfachen Bauteilbreite angenommen werden. Die eigenen numerischen Untersuchungen für aktiv verschobene starre Bauteile im nichtbindigen Boden ergaben jedoch für den Grenzzustand Spannungsumlagerungen in einer Zone neben dem Bauteil von bis zu $2,5 \cdot b$ (vgl. Abbildung 4-15).

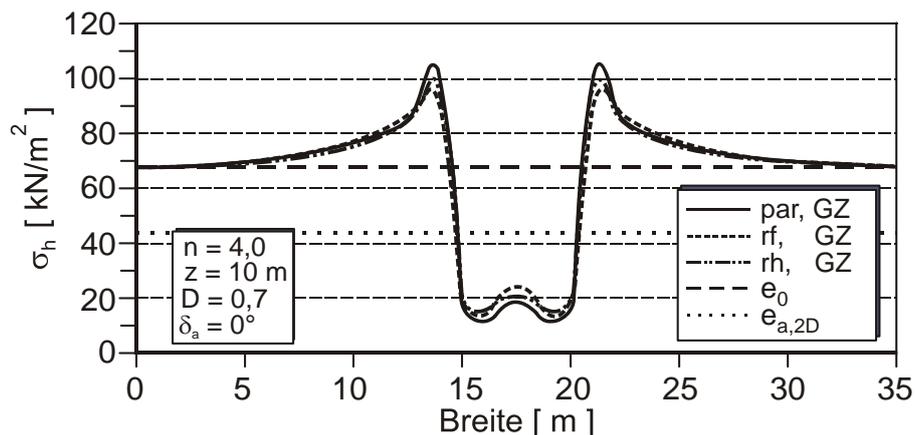


Abbildung 4-15: Darstellung des Einflussbereiches der Spannungsumlagerung im Grenzzustand für $n = 4$, $D = 0,70$ und $\delta_a = 0^\circ$ in der Tiefe $z = 10,0 \text{ m}$ im System *small*

Die Größe der Systemabmessung C wurde unter der Forderung festgelegt, dass sich infolge der aktiven Wandverschiebung ein aktiver räumlicher Bruchkörper ohne Beeinflussung aus den Systemrändern frei ausbilden kann. Es wurde dabei angenommen, dass sich die größte Abmessung des Bruchkörpers als Rand einer Setzungsmulde an der Oberfläche beschreiben lässt. Die Abmessung C wurde als ausreichend angenommen, wenn sich für das System *big* im Grenzzustand eine Setzungsmulde mit einem Setzungsmaß von $0,05 \text{ m}$ frei ausbilden konnte bzw. in den Systemen *small* und *vsml* im Grenzzustand eine Setzungsmulde mit einem Setzungsmaß von $0,01 \text{ m}$ frei ausbilden konnte.

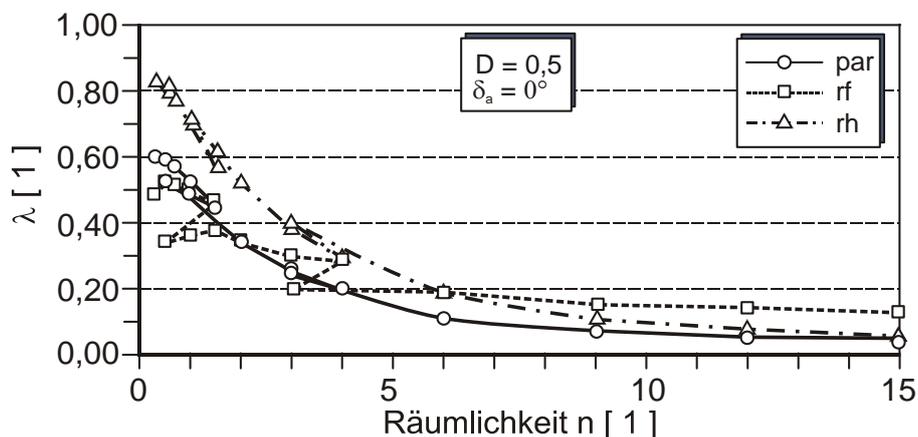
Die für die Parameterstudie verwendeten FEM-Modelle *vsml*, *small* und *big* sind an ihren unteren Rändern vertikal unverschieblich gelagert. Die aufgehenden Modellränder sind jeweils orthogonal zur Wandfläche unverschieblich gelagert. Lediglich die Wandseite mit den zu verschiebenden Bauteilen sind über an Referenzknoten verbundene Master-Slave-Flächen in allen Ebenen und Achsen unverschieblich gelagert.

In Kapitel 4.5.3 werden die Berechnungsergebnisse zusammengeführt und ausgewertet. Der sich aus den unterschiedlichen Elementierungen der verwendeten Modelle *vsml*, *small* und *big* ergebende Einfluss auf die Berechnungsergebnisse wurde anhand der Bauteilgeometrien $n = 0,5$, $n = 1,0$, $n = 1,5$ und $n = 3,0$ durch Vergleichsberechnungen mit jeweils zwei Modellen redundant untersucht. Abbildung 4-16 stellt exemplarisch das Ergebnis als $\lambda = f(n)$ -Diagramm für $D = 0,50$ und $\delta_a = \varphi'$ mit den Bauteilgeometrien nach Spalte 2 der Tabelle 4-5 für den Grenzzustand dar. Die in Abbildung 4-16 gegebenen λ -Werte für die doppelt berechneten Bauteilgeometrien $n = 0,5$, $n = 1,0$, $n = 1,5$ und $n = 3,0$ zeigen sowohl für die Parallelverschiebung als auch für die Kopfpunktdrehung nahezu identische Ergebnisse. Daher wurde für die Auswertung der Berechnungsergebnisse angenommen, dass der Einfluss der Elementierung für die hier betrachteten Geometrien gering ist und in der weiteren Betrachtung vernachlässigt werden konnte. Für die weitere Auswertung wurde daher pro Räumlichkeitsverhältnis n nur ein Berechnungsergebnis verwendet.

Tabelle 4-5 : Zusammenstellung der untersuchten und der zur weiteren Auswertung verwendeten Bauteilgeometrien

Modell	Bandbreite der Räumlichkeitsverhältnisse	untersuchte Räumlichkeitsverhältnisse
<i>vsmall</i>	$0,3 \leq n \leq 1,5$	$0,3 \leq n \leq 1,5$
<i>small</i>	$0,5 \leq n \leq 4,0$	$2,0 \leq n \leq 4,0$
<i>big</i>	$4,0 \leq n \leq 15,0$	$6,0 \leq n \leq 15,0$

Abbildung 4-16 zeigt weiterhin die mit den drei Modellen *vsmall*, *small* und *big* ermittelten Ergebnisse für die Fußpunktdrehung. Es ist erkennbar, dass die ermittelten Reduktionsfaktoren weniger eindeutig sind wie in den Fällen der Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung. Als dafür ursächlich wird die große Netzverzerrung in den oberen Bereichen infolge der großen erforderlichen Verdrehung zur Mobilisierung des Grenzzustands im Fall der Fußpunktdrehung angesehen.

Abbildung 4-16: Einfluss der Modelle *vsmall*, *small* und *big* für $0,3 \leq n \leq 15$ für $D = 0,50$ und $\delta_a = 0^\circ$

4.5.3 Ergebnisse

Der Reduktionsfaktor κ stellt das Verhältnis der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ auf das Bauteil zur Erdruhedruckkraft E_0 nach Gl. 3-10 dar. Für den Fall des ebenen aktiven Erddrucks, d.h. für $n = 0$ ergibt sich κ unter Berücksichtigung von Gl. 4-3 zu Gl. 4-4.

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta_a) \cdot \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Gl. 4-3}$$

$$\kappa(n = 0) = \frac{k_{ah}}{k_0} \quad \text{Gl. 4-4}$$

Im ebenen Fall lässt sich somit der Einfluss des Winkels der inneren Reibung φ' sowie der Kontaktreibung δ_a unter Verwendung von Gl. 4-3 und Gl. 3-5 durch den Wert $\kappa(n=0)$ nach Tabelle 4-6 beschreiben.

Tabelle 4-6 : $\kappa(n=0)$ -Werte für $\alpha = \beta = 0^\circ$

φ'	$\kappa(n=0)$			
	$\delta_a = 0$	$\delta_a = 1/3 \varphi'$	$\delta_a = 2/3 \varphi'$	$\delta_a = \varphi'$
[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
27,5	0,68	0,63	0,58	0,53
30	0,67	0,61	0,56	0,51
32,5	0,65	0,59	0,54	0,50
35	0,64	0,58	0,53	0,48
37,5	0,62	0,56	0,51	0,46
40	0,61	0,55	0,50	0,45
42,5	0,60	0,54	0,49	0,44

Unter der Voraussetzung, dass es sich um normalkonsolidierte Verhältnisse handelt, lässt sich das Verhältnis des räumlichen aktiven Erddrucks $E_{ah,3D}$ zum aktiven Erddruck im ebenen Fall $E_{ah,2D}$ durch den Reduktionsfaktor λ gemäß Gl. 2-1 ausdrücken. Mit Gl. 4-4 folgt daraus Gl. 4-5.

$$\lambda = \frac{E_{ah,3D}}{E_{ah,2D} \cdot b} = \frac{\kappa_{min} \cdot k_0}{k_{ah}} = \frac{\kappa_{min}}{\kappa(n = 0)} \tag{Gl. 4-5}$$

Bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse der numerischen Parameterstudie wurde für die Parallelverschiebung sowie für die Kopfpunktdrehung angenommen, dass sich die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ infolge einer aktiven Wandbewegung als kleinster Wert der Erddruckkraft einstellt. Da sich bei der Fußpunktdrehung ein solcher Minimalwert nicht eindeutig bestimmen lässt, wurde die räumliche aktive Erddruckkraft in diesem Fall mit dem Kriterium nach Gl. 4-6 bestimmt. Demnach wird angenommen, dass die räumliche aktive Erddruckkraft erreicht ist, wenn die Steigung in der $\kappa = f(u/h)$ -Kurve kleiner als 0,075 ist. Dieser Wert gilt für alle Systeme unabhängig von dem Räumlichkeitsverhältnis n , der Lagerungsdichte D oder der Wandreibung δ_a .

$$\frac{\Delta \kappa}{\Delta \frac{u}{h}} < 7,5 \cdot 10^{-2} \tag{Gl. 4-6}$$

4.5.3.1 Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks

In Abbildung 4-17, Abbildung 4-18 und Abbildung 4-19 ist beispielhaft für $D = 0,50$ und eine Kontaktreibung von $\delta_a = 2/3 \varphi'$ die Abnahme der auf das bewegte Bauteil wirkenden bezogenen Erddruckkraft κ für die drei Wandbewegungsarten über die bezogene Verschiebung u/h aufgetragen. Wie bei den Modellversuchen und in deren Nachrechnungen mit der FEM zeigen diese Abbildungen die mit zunehmender Verschiebung auftretende Abnahme der auf das Bauteil wirkenden horizontalen Erddruckkraft. Weiterhin wird darin deutlich, dass mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n auch die Größe der Abminderung zunimmt.

Tabelle 4-7 stellt die aus der numerischen Parameterstudie ermittelten erforderlichen Verschiebungen zur vollen Mobilisierung des ebenen aktiven Grenzzustands $(u/h)_{min}$ den Werten aus den Modellversuchen sowie denen aus der Literatur für den ebenen Fall gegenüber. Die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie und die Ergebnisse der eigenen Modellversuche zeigen, dass unabhängig vom Räumlichkeitsverhältnis n die größten erforderlichen Verschiebungen $(u/h)_{min}$ zur Mobilisierung des aktiven Grenzzustands im Fall der Fußpunktdrehung auftreten, während die kleinsten Verschiebungen bei der Parallelverschiebung erforderlich sind. Rd. 50 % bis 100 % größere Verschiebungen sind im Fall der Kopfpunktdrehung erforderlich (vgl. Abbildung 4-20). Für den ebenen aktiven Fall ist nach Weißenbach (1975) und der DIN 4085 allerdings bei der Kopfpunktdrehung die größte Verschiebung zur vollen Mobilisierung des aktiven Grenzzustands nötig.

Tabelle 4-7 : Vergleich der erf. bezogenen Verschiebungen $(u/h)_{min}$ zur Mobilisierung des ebenen und des räumlichen aktiven Erddrucks

Lagerungsdichte	Wandbewegungsart	ebener Fall	räumlicher Fall	
		Weißenbach (1975)	nach Versuchen Kapitel 3.4	FEM-Parameterstudie
		$(u/h)_{min}$	$(u/h)_{min}$	$(u/h)_{min}$
		[‰]	[‰]	[‰]
mitteldicht bis dicht	par	0,5 - 1,0	1,2 - 1,5	1,0 - 3,0
	rf	1,0 - 2,0	4,6 - 8,8	(7,0 - 16,0)
	rh	2,0 - 4,0	2,0 - 3,0	3,0 - 8,0
mitteldicht	par	1,0 - 2,0	0,7 - 2,2	1,0 - 4,0
	rf	2,0 - 4,0	3,6 - 5,2	(10,0 - 18,5)
	rh	4,0 - 8,0	1,7 - 4,0	2,0 - 8,0
locker	par	2,0 - 3,0	2,0 - 2,2	1,5 - 4,0
	rf	4,0 - 5,0	5,5 - 13,7	(12,0 - 18,0)
	rh	8,0 - 10,0	4,0 - 4,9	2,0 - 5,0

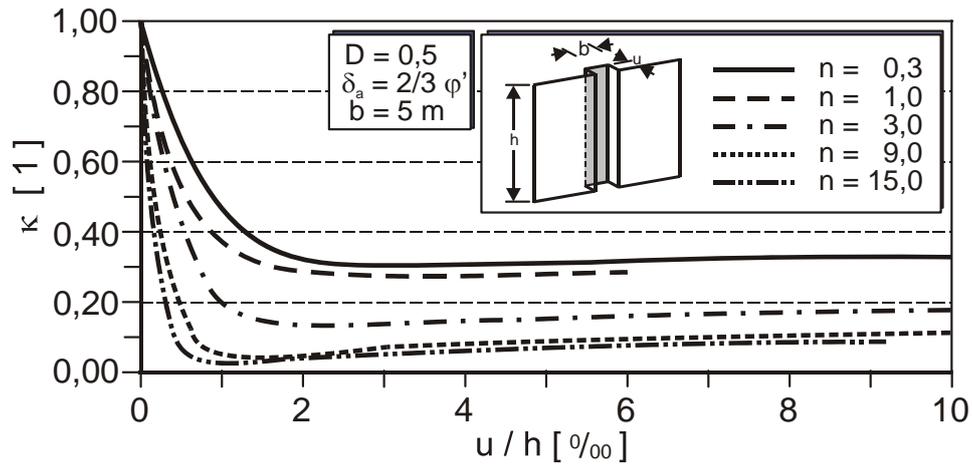


Abbildung 4-17: Darstellung der $\kappa=f(u/h)$ -Verläufe für $D = 0,50$ und $\delta_a = 2/3 \varphi'$ im Fall der Parallelverschiebung

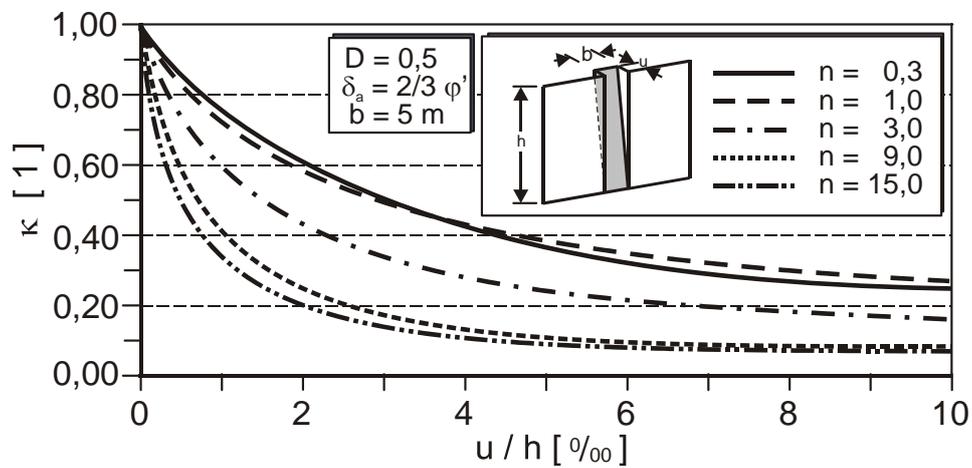


Abbildung 4-18: Darstellung der $\kappa=f(u/h)$ -Verläufe für $D = 0,50$ und $\delta_a = 2/3 \varphi'$ im Fall der Fußpunktdrehung

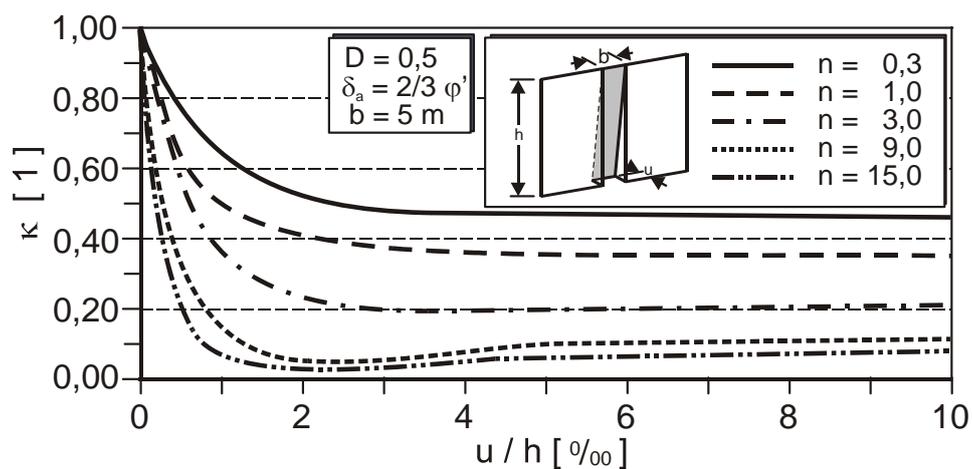


Abbildung 4-19: Darstellung der $\kappa = f(u/h)$ -Verläufe für $D = 0,50$ und $\delta_a = 2/3 \varphi'$ im Fall der Kopfpunktdrehung

Weiterhin ist der Abbildung 4-20 für die drei Wandbewegungsarten zu entnehmen, dass die zur Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft erforderliche Verschiebung $(u/h)_{min}$ mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n abnimmt.

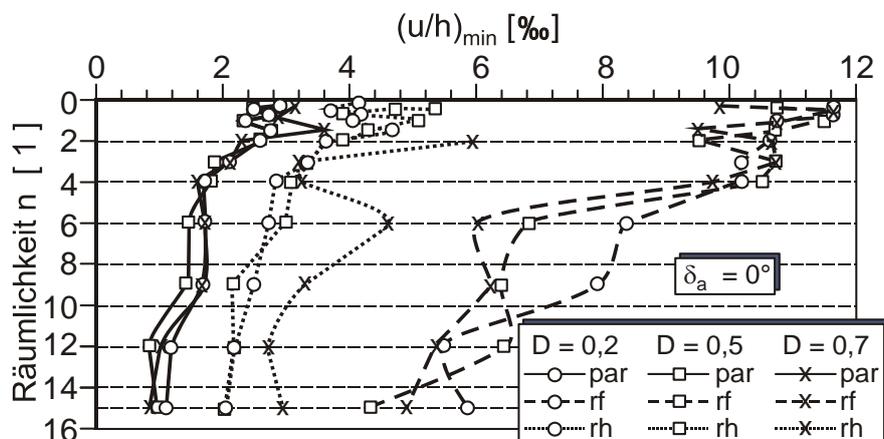


Abbildung 4-20: Erforderliche bezogene Verschiebung $(u/h)_{min}$ in Abhängigkeit des Räumlichkeitsverhältnisses n , der Lagerungsdichte D und der Wandbewegungsart für $\delta_a = 0^\circ$

Die im Fall der Fußpunktdrehung erforderliche Verschiebung zur Mobilisierung des Minimalwertes ist im Vergleich zur Kopfpunktdrehung und Parallelverschiebung deutlich größer. Damit bestätigen die eigenen Untersuchungen die Aussagen von Potts et Fourie (1986) bzw. Hettler et Abdel-Rahman (2000) für den ebenen aktiven Fall, wonach die zur Mobilisierung des Grenzzustands erforderliche Verschiebung im Vergleich zu den anderen Wandbewegungsarten wesentlich größer ist. Allerdings konnte mit der Parameterstudie nicht bestätigt werden, dass $(u/h)_{min}$ mit zunehmender Lagerungsdichte abnimmt.

4.5.3.2 Einfluss der Wandbewegungsart

Abbildung 4-21 stellt die in der Parameterstudie ermittelten räumlichen aktiven Erddruckkräfte $E_{ah,3D}$ für die drei Wandbewegungsarten in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D und des Räumlichkeitsverhältnisses n dar. Demnach werden die Ergebnisse der Modellversuche sowie deren Nachrechnung mit der FEM nach Kapitel 4.4.5 bestätigt, wonach die Kopfpunktdrehung im Vergleich zu den anderen beiden Wandbewegungsarten unabhängig von der Lagerungsdichte D und dem Räumlichkeitsverhältnis n i.d.R. die größte räumliche aktive Erddruckkraft zur Folge hat. Die Größe dieses Unterschieds ist abhängig von der Lagerungsdichte. Infolge einer Parallelverschiebung beträgt diese bei $D = 0,20$ nur rd. 70 % bis 80 % jener infolge einer Kopfpunktdrehung. Bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,70$ hingegen sind es nur noch 50 % bis 60 %. Die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie stehen damit in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus den Modellversuchen.

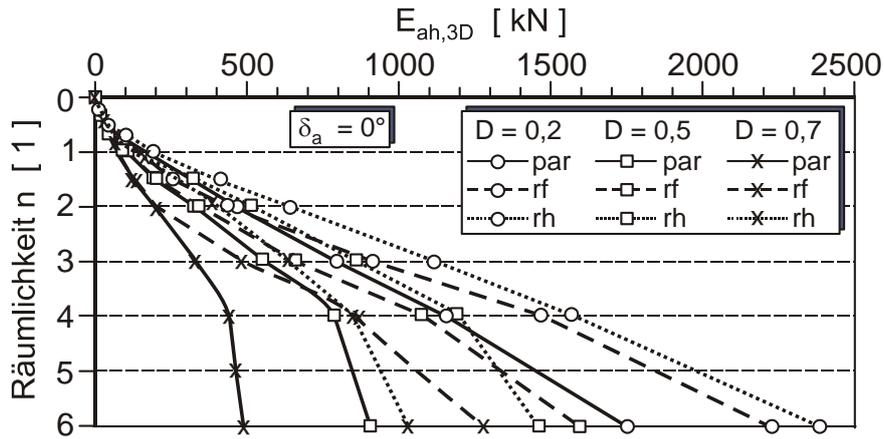


Abbildung 4-21: Einfluss der Wandbewegungsart und der Lagerungsdichte D auf die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ in Abhängigkeit des Räumlichkeitsverhältnisses n für $\delta_a = 0^\circ$

4.5.3.3 Einfluss der Lagerungsdichte D

Der Abbildung 4-21 ist zu entnehmen, dass die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ wie auch die ebene aktive Erddruckkraft $E_{ah,2D}$ in einem locker gelagerten nichtbindigen Boden größer ist als in einem dicht gelagerten. Der Einfluss der Lagerungsdichte auf die verschiebungsabhängige Größe der bezogenen Erddruckkraft κ ist exemplarisch für die Parallelverschiebung und das Räumlichkeitsverhältnis $n = 3$ für die untersuchten Lagerungsdichten in Abbildung 4-22 dargestellt. Es zeigt sich darin, dass sich mit zunehmender Verschiebung u/h die Kurven unabhängig von der Ausgangslagerungsdichte einem gemeinsamen Grenzwert annähern.

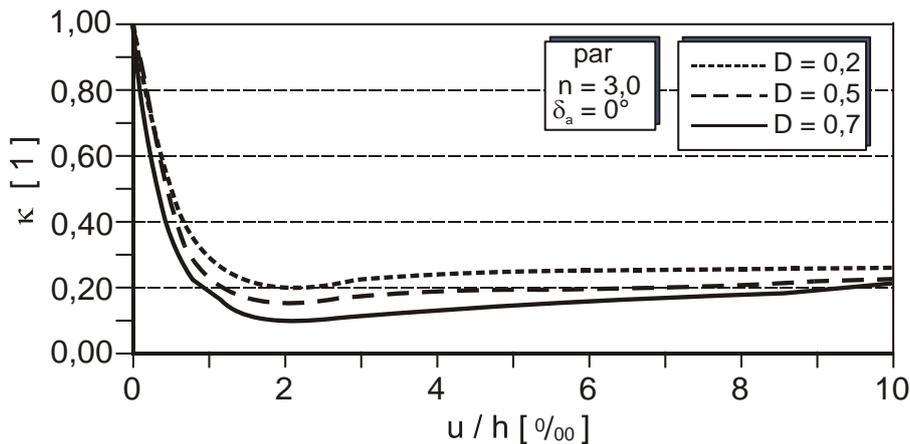


Abbildung 4-22: Einfluss der Lagerungsdichte D auf die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft für $n = 3$, Parallelverschiebung, $\delta_a = 0^\circ$

Den Einfluss der Lagerungsdichte D auf den Reduktionsfaktor κ stellt Tabelle 4-8 dar. Es zeigt sich für Systeme mit gleichem Räumlichkeitsverhältnis n , dass mit zunehmender Lagerungsdichte D eine größere Abminderung eintritt. In Abhängigkeit des

Räumlichkeitsverhältnisses n kann der Einfluss der Lagerungsdichte in einem Bereich von $0,20 \leq D \leq 0,70$ auf die Größe des Reduktionsfaktors $\kappa(n)$ für die in der numerischen Parameterstudie untersuchten Systeme zwischen rd. 8 % – rd. 40 % angegeben werden. Dabei gilt, dass der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Größe des Reduktionsfaktors $\kappa(n)$ mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n zunimmt.

4.5.3.4 Einfluss der Wandreibung δ_a

Tabelle 4-6 stellt für den ebenen Fall den Einfluss der Wandreibung δ_a auf die Größe des aktiven Erddrucks quantitativ dar. Für ebene Systeme mit $\alpha = \beta = 0^\circ$ kann dieser Einfluss zwischen einem reibungsfreiem Zustand mit $\delta_a = 0^\circ$ und einer vollen Verzahnung mit $\delta_a = \varphi'$ zu einem Unterschied in der aktiven horizontalen Erddruckkraft von rd. 30 % führen (vgl. Tabelle 4-6).

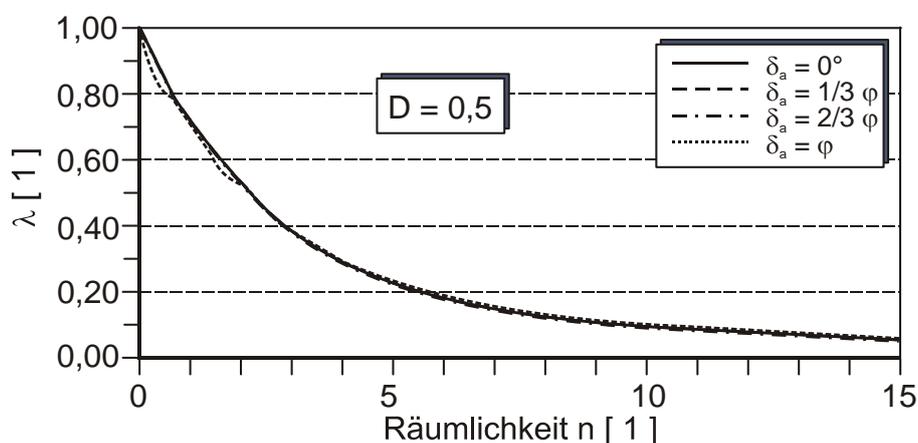


Abbildung 4-23: Einfluss der Wandreibung δ_a auf den $\lambda(n)$ -Verlauf für die Wandbewegungsart Kopfpunktdrehung für $D = 0,5$

Mit den Ergebnissen der numerischen Parameterstudie konnte der Einfluss der Wandreibung δ_a auf die Größe der räumlichen Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ untersucht werden. Die Abbildung 4-23 stellt beispielhaft den Reduktionsfaktor $\lambda(n)$ nach Gl. 4-5 in Abhängigkeit des Räumlichkeitsverhältnisses n für die Lagerungsdichten $D = 0,50$ für unterschiedliche Wandreibungswinkel δ_a dar. Es zeigt sich, dass der Einfluss der Wandreibung im räumlichen aktiven Erddruckfall nahezu vollständig über den ebenen Erddruckbeiwert k_{ah} berücksichtigt werden kann und sich somit kein spezifisch räumlicher Reibungsanteil einstellt. Entsprechende Darstellungen für $D = 0,20$ und $D = 0,70$ sind dem Anhang B zu entnehmen.

4.5.3.5 Einfluss des Räumlichkeitsverhältnisses n

Die Größe der Abminderung der räumlichen aktiven Erddruckkraft im Vergleich zum ebenen Fall wird am stärksten durch das Räumlichkeitsverhältnis n beeinflusst. Die Abbildung 4-23

sowie die Tabelle 4-8 stellen für die Kopfpunktdrehung die Größe der Reduktionsfaktoren λ für die untersuchten Räumlichkeitsverhältnisse n dar.

Tabelle 4-8: Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse der numerischen Parameterstudie für die Kopfpunktdrehung für $\delta_a = 0^\circ$

n	D = 0,20			D = 0,5			D = 0,70		
	$E_{ah,3D}$	κ_{min}	λ	$E_{ah,3D}$	κ_{min}	λ	$E_{ah,3D}$	κ_{min}	λ
	[kN]	[1]	[1]	[kN]	[1]	[1]	[kN]	[1]	[1]
0		0,65	1		0,62	1		0,60	1
0,3	22	0,60	0,93	19	0,57	0,93	14	0,50	0,83
0,5	58	0,56	0,87	48	0,52	0,84	40	0,48	0,80
0,7	107	0,53	0,81	87	0,48	0,78	72	0,44	0,73
1,0	201	0,48	0,74	164	0,44	0,71	132	0,39	0,66
1,5	393	0,43	0,64	317	0,38	0,61	242	0,34	0,53
2,0	640	0,36	0,56	514	0,33	0,53	387	0,27	0,46
3,0	1115	0,28	0,43	860	0,24	0,39	636	0,20	0,33
4,0	1567	0,22	0,33	1186	0,18	0,30	846	0,15	0,24
6,0	2384	0,16	0,24	1460	0,11	0,17	1028	0,08	0,14
9,0	3412	0,10	0,15	2175	0,07	0,11	1347	0,05	0,08
12,0	4494	0,07	0,11	2683	0,05	0,08	1798	0,04	0,06
15,0	5269	0,05	0,08	3114	0,03	0,06	2148	0,03	0,04

4.6 Zusammenfassung

In der gesichteten FEM-Literatur werden räumliche aktive Erddruckprobleme bisher i.d.R. nur randständig im Rahmen von Verformungsanalysen von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten behandelt. Es lässt sich jedoch anhand dieser feststellen, dass es im Zuge einer aktiven Verformung eines Bodenkörpers im Schlitzbereich zu einer Abnahme der horizontalen Spannung bei gleichzeitiger Erhöhung der horizontalen Spannung im Bereich neben dem Schlitz kommt. Durch den Ergebnisvergleich von zweidimensionalen und dreidimensionalen FEM-Berechnungen lässt sich zudem feststellen, dass eine räumliche FEM-Berechnung eine zutreffendere Ermittlung der tatsächlichen Belastung bzw. Verformungen ermöglicht [Gourvenec et Powrie (1999), Gourvenec et al. (2002)]. Aus zweidimensionalen Berechnungen gekoppelte Ergebnisse ergaben größere Erddruckspannungen als räumliche Berechnungen der gleichen Situation. Ng et al. (1995) führen dies auf einen räumlichen Effekt von sich gegenseitig beeinflussenden horizontalen und vertikalen Spannungsumlagerungen zurück.

In den eigenen numerischen Berechnungen wurde eine Parameterstudie zur Identifizierung der maßgebenden Einflussgrößen auf die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre

Bauteile durchgeführt. Dafür wurden neben dem Räumlichkeitsverhältnis n die bodenmechanischen Parameter eines nichtbindigen Bodens sowie die Kontaktbedingung zwischen Bauteil und Baugrund variiert. Das dabei verwendete numerische Modell sowie das zum Einsatz gekommene Stoffgesetz musste dabei in der Lage sein, die Verhältnisse des Modellversuchs sowie realitätsnahe Bauteilgeometrien abbilden zu können.

Anhand der Ergebnisse der Modellversuche nach Kapitel 3.4 konnte das numerische Modell validiert werden. Das verwendete hypoplastische Stoffgesetz ist außerdem in der Lage, Maßstabeffekte bei einer Untersuchung des Erddruckproblems abzubilden [Abdel-Rahman (1999)]. Mit der Parameterstudie konnten somit Räumlichkeitsverhältnisse von $0,3 \leq n \leq 15$ untersucht werden. Weiterhin wurde der Kontaktreibungswinkel δ_a sowie die Lagerungsdichte D und damit indirekt der Winkel der inneren Reibung φ' variiert.

Im Ergebnis lässt sich feststellen, dass das Räumlichkeitsverhältnis n den größten Einfluss auf eine Abminderung des räumlichen aktiven Erddrucks ausübt, während für die Lagerungsdichte D ein geringer und für die Wandreibung δ_a ein vernachlässigbar kleiner Einfluss festgestellt werden konnte (Abbildung 4-23).

Die numerische Parameterstudie ergab weiterhin, dass unabhängig vom Räumlichkeitsverhältnis n die größten erforderlichen Verschiebungen $(u/h)_{min}$ zur Mobilisierung des aktiven Grenzzustands im Fall der Fußpunktdrehung auftreten. Mit $(u/h)_{min} \approx 1 \text{ ‰}$ bis 2 ‰ sind die kleinsten Verschiebungen zur Mobilisierung im Fall Parallelverschiebung erforderlich. Rd. 50 % bis 100 % größere Verschiebungen sind im Fall der Kopfpunktdrehung notwendig (vgl. Abbildung 4-20).

Es konnte zudem festgestellt werden, dass die Wandbewegungsart einen Einfluss auf die Größe der räumlichen Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ hat. Unabhängig von dem Räumlichkeitsverhältnis n , der Lagerungsdichte D und der Wandreibung δ_a zeigte sich bei der Kopfpunktdrehung die größte aktive räumliche Erddruckkraft.

5 Modellierung des räumlichen aktiven Erddrucks mit der DEM

5.1 Einführung

Mit der Diskreten-Elemente-Methode (DEM) lässt sich ein nichtbindiger Boden als Diskontinuum bestehend aus einem Haufwerk von diskreten Körpern oder Partikeln modellieren. In der vorliegenden Untersuchung wurde mit einem numerischen DEM-Programm ein nichtbindiger Bodenkörper als ein Partikelhaufwerk aus Kugeln gleichen Durchmessers modelliert, dem durch entsprechende Parameterwahl makroskopische bodenmechanische Eigenschaften eines nichtbindigen Bodens eingeprägt wurden. Mit diesem Partikelhaufwerk konnten numerische Experimente zur Untersuchung des räumlichen aktiven Erddruckproblems durchgeführt werden.

Unter dem Ausdruck Diskrete-Elemente-Methode sind Algorithmen zu verstehen, die auf endliche Verschiebungen und Rotationen von diskreten Körpern einschließlich ihrer vollständigen Trennung von einander angewendet werden und ihr Kontaktverhalten beschreiben. Weiterhin sind diese Algorithmen in der Lage, innerhalb eines Zeitschritts neu gebildete Kontakte zwischen diesen Körpern zu erkennen. Dies wird in den Naturwissenschaften auch durch den Begriff zeitgesteuerte Molekulardynamik (MD) beschrieben.

Mit der DEM können die Elemente eines Partikelhaufwerks unabhängig von einer Gesamtstruktur modelliert werden und sich unabhängig voneinander bewegen und miteinander in Kontakt treten. Während die Elemente dabei als starr angesehen werden, ist der Kontakt zwischen den Elementen als weich formuliert, d.h. die starren Elemente dürfen sich an den Kontaktpunkten durchdringen. Dabei gilt die Annahme, dass die Verformungen im Kontaktbereich der Elemente keine Auswirkungen auf ihre Abmessungen haben. Im Berechnungsalgorithmus der DEM wird die Interaktion zwischen den Elementen als dynamischer Prozess behandelt, der im statischen Gleichgewichtszustand ist, wenn die Kräfte aller Elemente innerhalb des endlichen Haufwerks ausgeglichen sind. Durch den Berechnungsalgorithmus werden in jedem Rechenzyklus die Kräfte, Verschiebungen und Rotationen am Einzelement bestimmt. Störungen des Gleichgewichtes durch äußere Einwirkungen werden über die Kontaktbedingungen auf benachbarte Elemente übertragen. Die Fortpflanzung dieser Störungen innerhalb eines Systems von Elementen wird als dynamischer Prozess behandelt, der numerisch über die Methode der finiten Differenzen innerhalb von äquidistanten Zeitschritten gelöst wird. Als Voraussetzung wird dafür angenommen, dass der Zeitschritt ausreichend klein ist, sodass sich die Störungen nur auf unmittelbar benachbarte Elemente innerhalb dieses Zeitschrittes übertragen [Cundall et Strack (1979)].

Mit einer zutreffenden Beschreibung der Partikeleigenschaften sowie deren Kontaktbedingungen lässt sich das mikroskopische Verhalten, d.h. das mechanische

Verhalten des Einzelpartikels, wie auch das makroskopische Verhalten, also das mechanische Verhalten des gesamten Partikelhaufwerks, modellieren. Vergleichbar mit physikalischen Experimenten können partikelmechanische Untersuchungen dann Messwerte im Sinne von numerischen Experimenten liefern [Cundall et al. (1982), Wang et al. (2007)]. Im Gegensatz zu physikalischen Experimenten, wie z.B. bodenmechanischen Laborversuchen, ermöglichen die numerischen Experimente mit der DEM jedoch relativ leicht „Messungen“ im Inneren einer Probe auch während des Versuchsablaufs.

Diesen Vorteilen gegenüber den Laborversuchen steht jedoch der mit dem Detaillierungsgrad -und damit auch der Partikelanzahl- progressiv ansteigende Rechenaufwand gegenüber [Jensen et al. (1999)]. Es gilt bei einer realitätsnahen Abbildung von Partikelsystemen daher immer einen Kompromiss zwischen dem erforderlichen Detaillierungsgrad und dem Rechenaufwand zu finden.

Mit den eigenen DEM-Untersuchungen wurden räumliche aktive Erddruckversuche zur Untersuchung der mikromechanischen Lastumlagerungsvorgänge durchgeführt.

5.2 Diskrete Elemente Methode in der Geotechnik

5.2.1 Allgemeines

Die Anwendung der DEM ist heute in zahlreichen verschiedenen Bereichen der Natur- und Ingenieurwissenschaften wie z.B. der chemischen Moleküldynamik, der Mikromechanik, dem Maschinenbau und der Geotechnik verbreitet. Nachfolgend wird nur für einige Anwendungsgebiete aus dem Bereich der Geotechnik ein Überblick über den Stand des Wissens gegeben.

5.2.2 DEM im Elementversuch

Da die DEM ermöglicht, Informationen über Verschiebungen, Rotationen und Interaktionen am Einzelpartikel während eines numerischen Versuchs zu ermitteln, kommt sie in den letzten Jahren zunehmend in der theoretischen Bodenmechanik zum Einsatz. Ein Großteil dieser Grundlagenuntersuchungen ist mit den mikromechanischen Ursachen von Anisotropie, Dilatanz, Scherfestigkeit, Kraftnetzwerken und der Ausbildung von Scherbändern infolge statischer oder zyklischer Kompression bzw. Scherung befasst. Bei der numerischen Modellierung der Elementversuche werden verschiedene Ansätze zur Abbildung des mikromechanischen Verhaltens verfolgt. So weist die gesichtete Literatur zum einen Arbeiten auf, die sich mit einer möglichst exakten Abbildung eines realen granularen Mediums wie Sand befassen. Zum anderen sind Untersuchungen beschrieben, die das makromechanische Verhalten eines allgemeinen granularen Mediums zum Gegenstand haben.

Entgegen der bisherigen Annahme, dass die makroskopische Scherfestigkeit und die Dilatanz eines Partikelhaufwerks hauptsächlich auf die Reibung zwischen den Partikeln zurückgeführt werden kann, weisen Oda et al. (1997) mittels Untersuchungen mit der zweidimensionalen DEM nach, dass auch die Partikelrotation als maßgebender Einflussfaktor auf das Scherverhalten anzusehen ist. In den von Oda et al. (1997) und Iwashita et Oda (1998) verwendeten Modellen werden die Rotationen von kreisförmigen Partikeln bei einem ausreichend großen Moment zugelassen. Einen experimentellen Nachweis, dass die Partikelrotation ein maßgebender Einflussfaktor auf das Scherverhalten im Triaxialversuch ist, wurde durch Alramahi et Alshibli (2006) erbracht. Durch eine computertomografische Beobachtung der Bewegungen von Kunststoffkugeln gleicher Größe im Triaxialversuch konnte nachgewiesen werden, dass die verwendeten Kugeln während des Schervorgangs im Mittel eine vertikale Rotation von rd. 38° sowie eine horizontale Rotation von im Mittel rd. 60° durchlaufen.

In den Untersuchungen von Ni et al. (2000) wurden Rahmenscherversuche mit der dreidimensionalen DEM modelliert. Dabei wurde ebenfalls die Partikelrotation als maßgebender Einflussfaktor auf die Scherfestigkeit identifiziert. Allerdings wurden die Sandkörner des Leighton Buzzard Sands mittels numerisch erzeugten als Cluster bezeichneten Partikeln modelliert, die aus zwei zusammengesetzten Kugeln bestanden. Durch die Form dieser Cluster konnten die Partikelrotationen im Haufwerk begrenzt werden. Zudem wiesen Ni et al. (2000) Einflüsse aus der Partikelgröße sowie der Partikelreibung auf die Scherfestigkeit nach.

Ebenfalls mit Partikelhaufwerken aus Clustern, die aus zwei Kugeln bestanden, untersuchten Powrie et al. (2005) mit räumlichen DEM-Berechnungen das Makroverhalten von Leighton Buzzard Sand im Triaxialversuch. Dabei wurde u.a. die Abhängigkeit der Peakscherfestigkeit von der Porosität nachgewiesen (Abbildung 5-1). Auf dem Weg zu einer realitätsnahen Abbildung eines Triaxialversuchs wurde weiterhin der Einfluss der Partikelanzahl, der Korngrößenverteilung, der Clusterform, der Lastplattenrauigkeit sowie der Partikelreibung untersucht. Die Partikelreibung wurde bei diesen Untersuchungen mit 26° angenommen, was der intergranularen Reibung der zu modellierenden Sandkörner entsprach. Zudem zeigte auch die Lastplattenrauigkeit einen Einfluss auf die Form der plastifizierten Bereiche.

Ebenfalls mit dem Bestreben einer realitätsnahen Abbildung der Versuchsbedingungen untersuchten O'Sullivan et al. (2004), Cui et O'Sullivan (2006) und Cui et al. (2007) das Interaktionsverhalten von Partikeln auf der Mikroebene während eines Rahmenscherversuchs bzw. eines Triaxialversuchs. Zielstellung dieser Untersuchungen war die Weiterentwicklung eines numerischen Modells zur Identifizierung und Untersuchung der maßgebenden mikromechanischen Vorgänge, die das makroskopische Scherverhalten eines Partikelhaufwerks bestimmen. Entgegen der Untersuchungen von Powrie et al. (2005) wurde eine qualitative Validierung über Versuche mit Stahlkugeln durchgeführt, die gegenüber Partikelsystemen aus Sand für jede Kugel identische und bekannte geometrische und mikromechanische Eigenschaften aufweisen. In den numerischen Untersuchungen wurden sowohl die Spannungszustände als auch die Randbedingungen der Versuche möglichst exakt

abgebildet. Als maßgebende Einflussgröße werden der Spannungszustand sowie die Porosität der Probe im DEM-Versuch genannt.

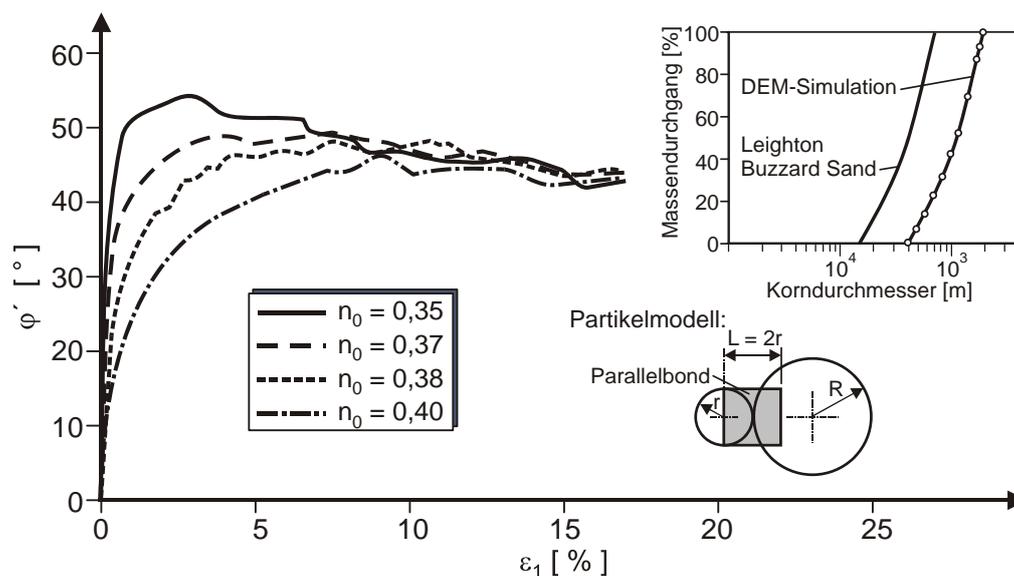


Abbildung 5-1 : Ergebnis numerischer Triaxialversuche mit 10^4 Partikeln dargestellt als mobilisierter Reibungswinkel φ' in Abhängigkeit von ε_1 und der Porosität n [Powrie et al. (2005)]

Neben dem Einsatz der DEM zur mikromechanischen Untersuchung von Scher- und Kompressionsvorgängen gibt es auch Ansätze, die mit Hilfe der DEM Stoffgesetze erweitern oder neu formulieren [Nicot et Darve (2006), Walsh et al. (2007)]. Tordesillas et al. (2004) geben dafür zwei Möglichkeiten an: Die auf der Plastizitätstheorie basierenden Stoffgesetze können zum einen durch eine phänomenologische Beschreibung aus den Ergebnissen der DEM mittels „Curve Fitting“ ergänzt werden. Oder die DEM kann dazu eingesetzt werden, höherwertige Stoffgesetze auf Grundlage der Mikromechanik neu zu entwickeln. Die dafür erforderlichen Eingangsparameter ließen sich aus der Mikromechanik ableiten. Thornton (2000) weist in diesem Zusammenhang darauf hin, dass die Partikelsteifigkeit einen geringen Einfluss auf das Spannungs- Dehnungsverhalten zeigt. Allerdings erhöht nach Thornton (2000) eine größere Partikelnormalensteifigkeit die Scherfestigkeit bei geringer Dehnung. Damit ist als Haupteinfluss auf die Scherfestigkeit die Partikelnormalkraft zu nennen, während der Beitrag der tangentialen Kräfte zur Größe der Scherfestigkeit gering ist. Inwieweit diese Parameter als Eingangsgröße für ein Stoffgesetz Verwendung finden können, ist allerdings noch ungeklärt.

Unabhängig von Fragestellungen aus der Bodenmechanik führten Bosko et Tordesillas (2006) zweidimensionale DEM-Berechnungen an dichten Packungen aus kreisförmigen Partikeln unterschiedlichen Durchmessers durch. Zielstellung war dabei über die Beobachtungen auf der Mikro- und Mesoebene Ableitungen für das Makroverhalten zu erhalten, die bei der Weiterentwicklung von Stoffgesetzen dienlich sein können. Dabei wurde der mikromechanischen Ursache der Dilatanz und des „Strain-softenings“ im Biaxialversuch nachgegangen. Für den Fall der Scherung wurde dabei festgestellt, dass bei zunehmender Verformung die Anisotropie innerhalb der Probe ebenfalls zunimmt, die Anzahl der Kontakte

allerdings abnimmt. Zudem wurde für den Fall der reinen Kompression eine Verfestigung der Probe beobachtet, die mit der Ausbildung und Verlängerung von Kraftketten (Mikrobrücken) einherging, an denen jedoch nur eine geringfügig veränderte Partikelanzahl beteiligt war.

Bei einem Großteil der numerischen Untersuchungen zeigte sich, dass die Porosität ein maßgebender Einflussparameter auf das Scherverhalten ist. Sofern in der gesichteten Literatur die Methode zur Erzielung einer Zielporosität dargestellt wurde, handelte es sich dabei um Verfahren, die auf einer Anpassung der Kugelradien innerhalb der Probenabmessung basierten.

5.2.3 DEM zur Abbildung geotechnischer Strukturen

Ein weiterer Anwendungsbereich der DEM in der Geotechnik ist die phänomenologische Untersuchung von Grenzzuständen geotechnischer Strukturen. Der Einsatz der DEM bietet sich hierbei insbesondere bei Fragestellungen an, die große Diskontinuitäten innerhalb eines Bodenkörpers erwarten lassen. Die Eigenschaften der dafür verwendeten Partikel werden bisher im Allgemeinen anhand von makromechanischen Größen wie den Ergebnissen aus Scher- und Kompressionsversuchen oder auch an Ergebnissen ebener Erddruckversuche kalibriert.

Chang et Chao (1994) führten einfache zweidimensionale DEM-Untersuchungen zum ebenen aktiven und passiven Erddruck durch. Dafür wurden polygonale Elemente verwendet, deren Kontaktbedingungen untereinander durch orthogonale und tangentielle Federn definiert wurden. Da die Form der Elemente im aktiven Fall der Coulombschen Bruchkinematik angepasst wurde, konnten die Ergebnisse der Coulombschen Lösung bestätigt werden. Im passiven Fall wurde durch einfache Elemente die Bruchkinematik einer logarithmischen Spirale angepasst. Die Einteilung des Bruchkörpers in Lamellen ermöglichte eine Berechnung der Spannungsverteilung auf die Wand. Die Berechnungen setzten konkrete Annahmen zum Scherflächenverlauf voraus.

Herten (1999) und Herten et Pulsfort (1999) untersuchten die Ausbildung des räumlichen aktiven Erddrucks auf zylindrische Schächte mit Hilfe der dreidimensionalen DEM. Der nichtbindige Bodenkörper wurde dabei als Haufwerk aus Kugeln gleichen Durchmessers betrachtet. Zur Reduktion der erforderlichen Rechenzeit wurde die Berechnung an einem Segment durchgeführt (Abbildung 5-2). Der Bodenkörper wurde durch die Methode des Einrieselns erzeugt, mit der ein geostatischer Spannungszustand im Partikelhaufwerk hergestellt werden konnte. Durch eine Kalibrierung der Partikelparameter über numerische ebene Erddruckversuche und durch eine Validierung an Modellversuchsergebnissen konnte Herten (1999) zeigen, dass geotechnische Strukturen in einem nichtbindigen Baugrund mit der DEM zu berechnen sind. Die Ergebnisse dienen der Weiterentwicklung eines analytischen Ansatzes zur Berechnung der Beanspruchung auf zylindrische Schachtbauwerke.

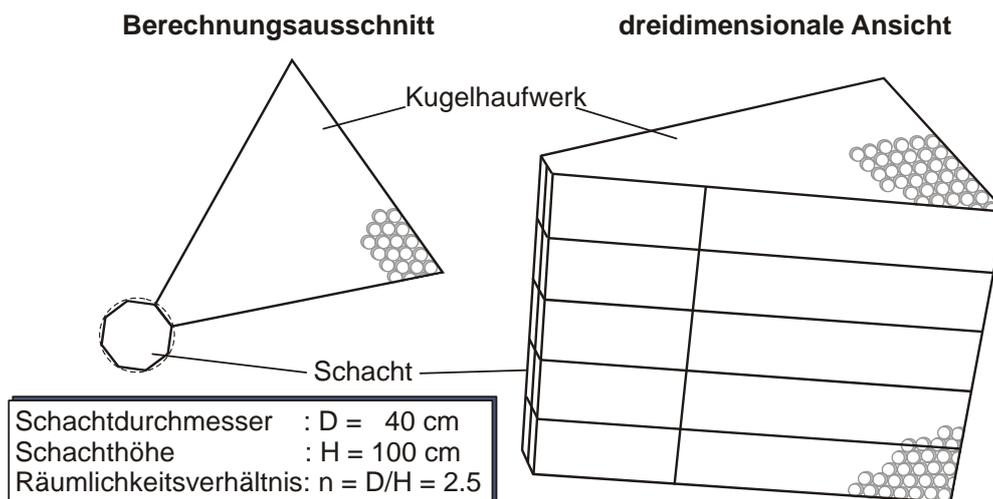


Abbildung 5-2 : Darstellung der untersuchten Geometrie und des Partikelhaufwerks zur Bestimmung des räumlichen Erddrucks auf zylindrische Schächte mit der DEM [nach Herten (1999)]

Mörchen et Walz (2003) führten mit der dreidimensionalen DEM Berechnungen zur Ermittlung von Last-Setzungskurven von Pfählen durch. Weiterhin sollte mit dieser Untersuchung die am Pfahlmantel herrschende Spannungsverteilung infolge einer Belastung des Pfahls ermittelt werden. Der Bodenkörper wurde von Mörchen et Walz (2003) ebenfalls mit der Methode des Einrieselns erzeugt. Die Partikelparameter wurden zum einen abgeschätzt und zum anderen über modellierte ebene Erddruckversuche und Triaxialversuche kalibriert. Es konnte anhand der numerischen Berechnung festgestellt werden, dass durch die axiale Pfahlbelastung ein Bereich mit einem horizontalen Abstand des einfachen Pfahldurchmessers und mit einer Tiefe des 3-fachen Pfahldurchmessers beeinflusst wird.

Hainbüchner et al. (2003) führten mit der zweidimensionalen DEM numerische Versuche an Streifenfundamenten unter horizontaler, vertikaler und kombinierter Belastung durch. Zur Kalibrierung der Partikelparameter wurden zweidimensionale Rahmenscherversuche modelliert und durchgeführt. Die dafür verwendeten Partikelhaufwerke bestanden aus Zylindern unterschiedlichen Durchmessers, die in ihrer Größenverteilung einer realen Korngrößenverteilung angenähert war. Das Verhältnis von Partikelnormalensteifigkeit zur Partikelschersteifigkeit betrug 3. Die Partikelreibung wurde iterativ bestimmt. Wie auch durch Herten (1999) wurde dabei festgestellt, dass bei einer einzigen Kombination von Partikelnormalen- zu Partikelschersteifigkeit eine Vergrößerung der Partikelreibung zu einer Vergrößerung des makroskopischen Peakreibungswinkels bis zu einem Grenzwert führt.

Von Schmitt et Katzenbach (2003), Katzenbach et Schmitt (2004) und Schmitt (2004) wurde die DEM zur Modellierung einer diskontinuierlichen Bohrpfahlherstellung verwendet. Ziel dieser Untersuchungen war es, die Veränderungen der Porosität im Bereich des Bohrkopfes genauer und damit das Tragverhalten eines Bohrpfahls zutreffender abbilden zu können. Die makroskopischen bodenmechanischen Eigenschaften verschiedener aus Kugeln und aus Clumps bestehenden Kornverteilungen wurden anhand von numerischen Kompressions- und Triaxialversuchen untersucht. Ein Vergleich der Triaxialversuchsergebnisse ergab die besten Übereinstimmungen für ein aus Clumps bestehendes Partikelhaufwerk, dessen

Korngrößenverteilung um den Faktor 40 gegenüber der tatsächlichen Verteilung vergrößert wurde. Bei diesen numerischen Triaxialversuchen konnte ein großer Einfluss der Partikelreibung festgestellt werden. Entgegen der Aussage von Thornton (2000) wurde der Normal- und Tangentialsteifigkeit der Partikel ein untergeordneter Einfluss auf die Scherfestigkeit zugewiesen. Die Kalibrierung der Partikelparameter der Clumps wurde auf Grundlage von Triaxialversuchsergebnissen an Karlsruher Sand vorgenommen. Weiterhin wurden numerische Kompressionsversuche mit der DEM durchgeführt. Da es sich jedoch um starre Verbindungen der Kugeln in den verwendeten Clumps handelte und kein Bruchkriterium dieser Verbindungen definiert war, zeigten sich zu den Laborversuchsergebnissen keine Übereinstimmungen. Die Untersuchungen zum Tragverhalten eines Bohrpfahls wurden daher auf die Mantelreibung beschränkt. Der Betoniervorgang im Herstellungsablauf eines Bohrpfahls wurde an einem numerischen Modell über eine Hohlräumauflösung simuliert. Zur Reduktion der Rechenzeit wurde dabei ein Viertelpfahl untersucht. Für die Untersuchung des radialen Einflussbereiches wurde ein modifiziertes quaderförmiges Pfahl-Boden-Modell verwendet. Schmitt (2004) konnte mit seiner numerischen Modellierung zeigen, dass die Pfahlmantelreibung von der Porosität sowie von einer herstellungsbedingten Bodenverdrängung abhängig ist. Die mit dem verwendeten DEM-Modell berechneten Pfahlmantelreibungen lagen jedoch deutlich unter den experimentell ermittelten Werten.

Durch die Modellierung einer regelmäßigen Kugelpackung bildete Neuberg (2002) einen nichtbindigen Bodenkörper ab, in dem ein pfahlartiges Bauteil horizontal verschoben wurde (Abbildung 5-3). Anhand des entstehenden Bruchkörpers und der Kontaktkräfte am Bauteil konnte Neuberg (2002) auf den räumlichen Erdwiderstand rückschließen und den Ansatz von Weißenbach (1961) zur Berechnung des räumlich passiven Erddrucks bestätigen.

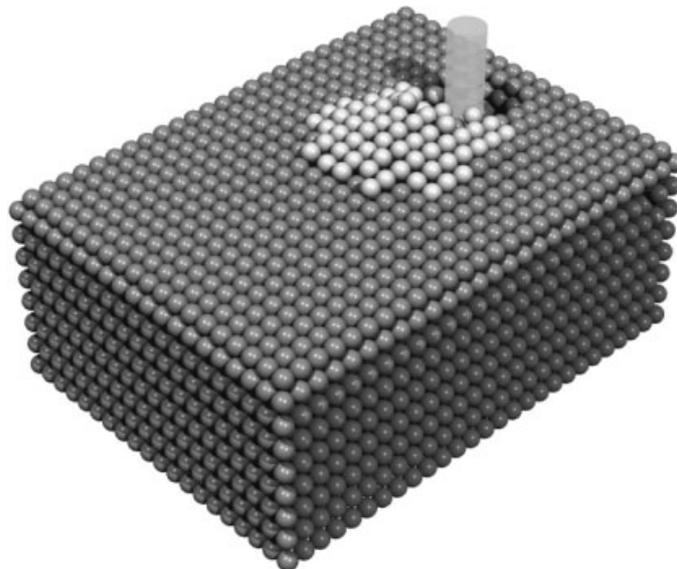


Abbildung 5-3 : Diskrete-Elemente-System einer regelmäßigen Partikelanordnung zur Untersuchung des räumlichen Erdwiderstands im Bruchzustand [Neuberg et al. (2007)]

Maynar et Rodríguez (2005) modellierten mit der dreidimensionalen DEM den Tunnelvortrieb einer Tunnelbohrmaschine (TBM) zum Bau der Madrider U-Bahn im Bereich der Ortsbrust. Ziel war es dabei, den Herstellungsprozess einer TBM mit der DEM abzubilden und somit die zum Vortrieb erforderliche Andruckkraft sowie das erforderliche Drehmoment abzuschätzen. Der Baugrund wurde durch Clumps abgebildet, die aus zwei sich überlappenden Kugeln gleichen Durchmessers bestanden. Die bodenmechanischen Eigenschaften der einzelnen Baugrundsichten wurden durch eine Kalibrierung der Clumps im numerischen Triaxialversuch abgebildet. Der Ausgangszustand des Bodenkörpers wurde durch zufälliges Generieren verkleinerter Clumps in einem Behälter erzeugt, die anschließend bis zum Erreichen der Zielporosität vergrößert wurden. Nach Herstellung des Gleichgewichtszustands im Partikelhaufwerk wurde den Partikeln ihr Eigengewicht zugewiesen. Durch Rotation eines in der Form numerisch angenäherten Schneidkopfes wurden die Partikel aus dem Haufwerk gelöst. Mit dem numerischen Modell konnten die während der Tunnelherstellung ermittelten Andruckkräfte sowie Drehmomente angenähert werden.

In grundsätzlichen Untersuchungen wurden von Mattutis et al. (2000) die Spannungsverteilung unter Kegel- und Dammschüttungen auf starrem Untergrund experimentell sowie mit der DEM untersucht. Dabei ist der Frage nach der Lage der Spannungsextreme in der Sohlfuge nachgegangen worden. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass neben dem Schüttmaterial der Herstellungsablauf einen Einfluss auf die Dichteverteilung in der Schüttung und damit auf die Spannungsverteilung in der Sohlfuge hat. So wurde gezeigt, dass bei einer über einem Mittelpunkt aufgetragenen Schüttung ein Minimum in der Sohlnormalspannungsverteilung im Zentrum der Sohle auftritt, wohingegen bei einer lagenweisen Herstellung eines Dammes die Spannungsverteilung kein Minimum in der Mitte aufwies.

Der Überblick zeigt, dass die DEM bei einer Vielzahl von geotechnischen Problemstellungen zur Anwendung kommt. An dieser Stelle konnte nur ein Überblick über einige Arbeiten gegeben werden, die für die eigenen Untersuchungen von Relevanz sind. In diesem Zusammenhang sei der Vollständigkeit halber jedoch noch erwähnt, dass das Kontaktverhalten von Bauteil und Baugrund einen weiteren Untersuchungsschwerpunkt bildet. Weiterhin bietet die DEM vielversprechende Möglichkeiten zur Erklärung des Verhaltens von Böden unter zyklischer Belastung [Thornton et Sun (1994), Bolton et Cheng (2002), Cheng et al. (2004), Allonso-Morroquín (2004)].

5.3 Particle Flow Code

5.3.1 Allgemeines

In der vorliegenden Untersuchung wurden die eigenen dreidimensionalen numerischen DEM-Berechnungen mit der Software „Particle Flow Code in Three Dimensions“ (PFC^{3D}) Version 3.0 der Firma Itasca durchgeführt. Darin wird ein Element als starre Kugel mit drei translatorischen und drei rotatorischen Freiheitsgraden betrachtet, die mit einer anderen Kugel

nur in einem Punkt in Kontakt treten kann (vgl. Abbildung 5-4 b)). Den Elementen -oder auch Partikeln- können neben der Geometrie Eigenschaften wie Wichte und Bewegungen eingepreßt werden. Zusätzlich zu den Partikeln lassen sich in der verwendeten Version von PFC^{3D} auch ebene, zusammengesetzte oder zylindrische Wände modellieren, die durch die Definition von Geschwindigkeit, Wandreibung und Wandsteifigkeit mit Partikeln in Interaktion treten können. Das Verhalten eines Partikelhaufwerks wird somit auch durch das Kontaktverhalten von eventuell vorhandenen Wänden beeinflusst.

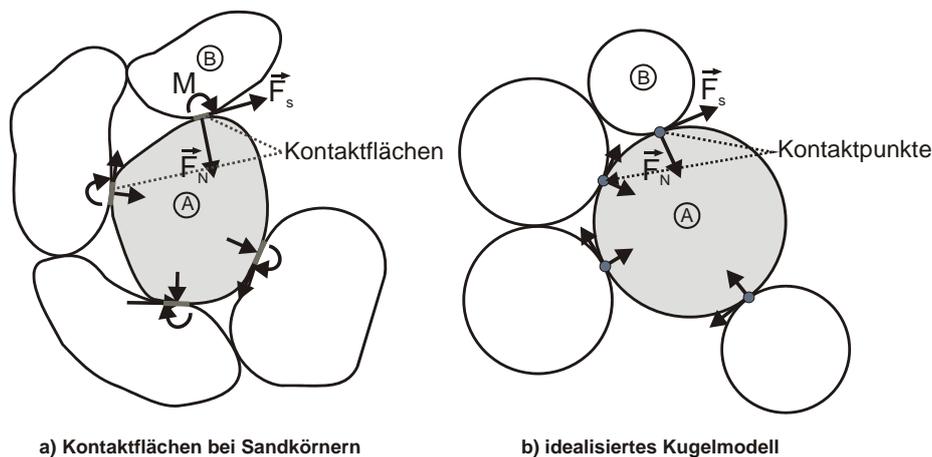


Abbildung 5-4 : a) Darstellung eines Kontaktmodells mit Kontaktflächen zwischen realen Partikeln
b) mit vereinfachter, punktförmiger Partikel- und Kontaktbetrachtung durch kugelförmige Partikel in PFC^{3D}

5.3.2 Berechnungsalgorithmus

Das Interaktionsverhalten zwischen den Partikeln wird in der DEM als dynamischer Prozess abgebildet, der im Gleichgewicht ist, sobald ein Ausgleich der inneren Kräfte, d.h. der Kontaktkräfte erfolgt ist. Der in dem Programm PFC^{3D} zur Anwendung kommende Rechenalgorithmus geht davon aus, dass innerhalb des Zeitschritts die Geschwindigkeiten und Beschleunigungen konstant sind. Innerhalb eines Zeitschritts werden die statischen Randbedingungen unter Verwendung des 2. Newtonschen Gesetzes berechnet, um damit die kinematische Verträglichkeit nach dem Kraft-Verschiebungsgesetz zu prüfen (Abbildung 5-5). Nach jedem Zeitschritt werden nach dem Kraft-Verschiebungsgesetz für jedes Partikel die Anzahl der Kontakte ermittelt und die Kontaktkräfte und die Bewegungen der Partikel im Raum über das Bewegungsgesetz berechnet. Dafür werden die statischen Größen der Kräfte und Momente unter Berücksichtigung der Partikel- und Kontakteigenschaften sowie des Einflusses von äußeren Feldern wie z.B. Gravitation numerisch ermittelt. Die Größe des Zeitschritts Δt wird dabei als ausreichend klein angenommen, so dass Interaktionen nur zwischen unmittelbar benachbarten Partikeln auftreten können. Zwischen den einzelnen Zeitschritten kann es jederzeit zu einer Aufhebung oder Neubildung von Kontakten kommen.

Nachfolgend wird die Anwendung des Bewegungsgesetzes sowie des Kraftverschiebungsgesetzes auf Kugel-Kugel-Systeme kurz dargestellt. Eine umfassendere

Darstellung dieser Zusammenhänge ist u.a. ITASCA (1999), Herten (1999), Gröger (1999) zu entnehmen.

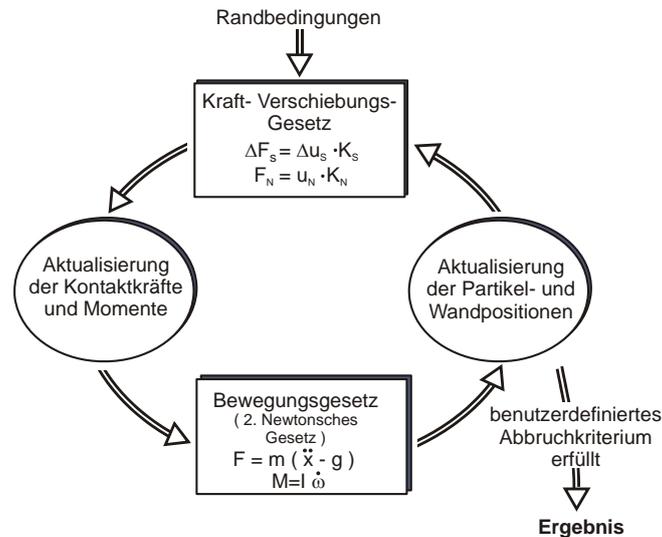


Abbildung 5-5 : Darstellung des Berechnungsablaufs innerhalb eines Zeitschritts in PFC^{3D}

5.3.3 Kraft-Verschiebungsgesetz in PFC^{3D}

Die Kontakteigenschaften werden beschrieben durch die Parameter Partikelnormalensteifigkeit k_n , Partikelschersteifigkeit k_s sowie Partikelreibungsbeiwert μ . Der Kontakt zwischen zwei Partikeln wird als weich angesehen und führt zu keiner Gestaltänderung der an dem Kontakt beteiligten Partikel. Der Kontaktbereich zwischen zwei Partikeln wird auf einen Kontaktpunkt C reduziert, der zwischen den beiden Partikelschwerpunkten liegt. In diesem Kontaktpunkt liegt die Kontaktebene als Tangentialebene (vgl. Abbildung 5-6).

Bei Kugel-Kugel-Kontakten entspricht der Normalenvektor \vec{n} der Verbindungsgeraden zwischen den beiden Kugelschwerpunkten.

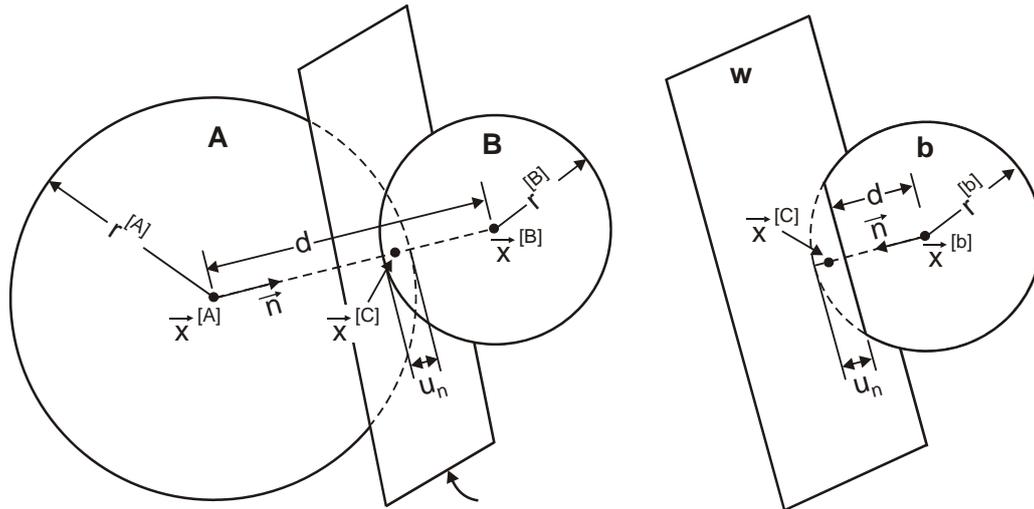
$$\vec{n} = \frac{\vec{x}^{[A]} - \vec{x}^{[B]}}{d^{[AB]}} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Darin berechnet sich der Abstand $d^{[AB]}$ nach Gl. 5-2.

$$d^{[AB]} = |\vec{x}^{[A]} - \vec{x}^{[B]}| \quad \text{Gl. 5-2}$$

Die Größe der Verformung im Kontaktbereich wird als Überlappung u_N nach Gl. 5-3 beschrieben (vgl. auch Abbildung 5-6). $r^{[A]}$ und $r^{[B]}$ bezeichnen darin die Radien der Kugeln A und B.

$$u_N = r^{[A]} + r^{[B]} - d^{[AB]} \quad \text{Gl. 5-3}$$

Abbildung 5-6 : Definition des Kontakts in PFC^{3D}

Die Kontakte sind in dem Kontaktpunkt C definiert. Die Position des Kontaktpunktes $\vec{x}^{[C]}$ lässt sich nach Gl. 5-4 ermitteln.

$$\vec{x}^{[C]} = \vec{x}^{[A]} + \left(r^{[A]} - \frac{1}{2} \cdot u_N \right) \cdot \vec{n} \quad \text{Gl. 5-4}$$

Die Überlappung u_N im Kontaktbereich steht über einen elastischen Verformungsansatz des Kraft-Verschiebungsgesetzes mit der Kontaktkraft \vec{F} in Beziehung. Jeder Kontaktpunkt liegt innerhalb des überschrittenen Volumens der beiden Körper in einer Kontaktebene, die durch den Normalenvektor \vec{n} definiert ist. Die Kontaktkraft \vec{F} wird in der Kontaktebene in eine Normalkomponente \vec{F}_N , die in Richtung des Normalenvektors \vec{n} wirkt und in eine tangentielle Scherkomponente \vec{F}_S aufgeteilt (vgl. Abbildung 5-7).

$$\vec{F} = \vec{F}_N + \vec{F}_S \quad \text{Gl. 5-5}$$

Das Kraftverschiebungsgesetz verknüpft diese beiden Kraftkomponenten mit Hilfe der Normalen- und Schersteifigkeit am Kontakt mit den dazugehörigen Bewegungskomponenten der relativen Verschiebung.

Die Normalenkontaktkraft \vec{F}_N ist abhängig von der Größe der Überlappung u_N und der gemittelten Normalensteifigkeit K_n der Kugeln A und B nach Gl. 5-6.

$$K_N = \frac{k_N^{[A]} \cdot k_N^{[B]}}{k_N^{[A]} + k_N^{[B]}} \quad \text{Gl. 5-6}$$

Damit wird die Normalenkontaktkraft \vec{F}_N zu

$$\vec{F}_N = K_N \cdot u_N \cdot \vec{n} \quad \text{Gl. 5-7}$$

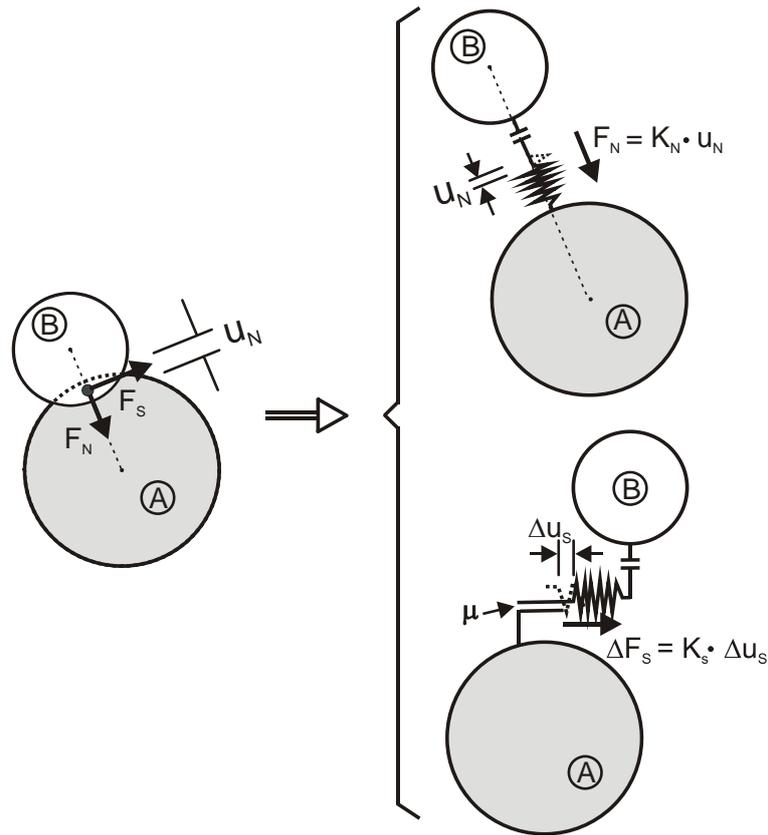


Abbildung 5-7 : Kontaktbedingung zwischen den Kugeln A und B

Wenn ein Kontakt erzeugt wird, wird die Gesamtscherkontaktkraft zu Null initialisiert. Alle folgenden relativen Scherverschiebungen ergeben eine Zunahme der elastischen Scherkraft, die dem gegenwärtigen Wert hinzugefügt wird. Mit Hilfe der Kontaktverschiebung Δu_s über den Zeitschritt Δt und der Scherkomponente des Kontaktgeschwindigkeitsvektors V_S nach Gl. 5-8

$$\Delta u_s = V_S \cdot \Delta t \quad \text{Gl. 5-8}$$

lässt sich der elastische Scherkraftzuwachsvektor $\Delta \vec{F}_S$ mit der gemittelten Schersteifigkeit K_S nach Gl. 5-9 ermitteln (vgl. Gl. 5-10).

$$K_S = \frac{k_S^{[A]} \cdot k_S^{[B]}}{k_S^{[A]} + k_S^{[B]}} \quad \text{Gl. 5-9}$$

$$\Delta F_S = -K_S \cdot \Delta u_s \quad \text{Gl. 5-10}$$

Die neue Scherkontaktkraft $F_{S,t=t+\Delta t}$ wird durch die Summierung des aktualisierten Scherkraftvektors seit Beginn des Zeitschrittes mit dem elastischen Scherkraftzuwachsvektor berechnet.

$$\vec{F}_{S,t=t+\Delta t} = \vec{F}_{S,t=t} + \Delta \vec{F}_S \quad \text{Gl. 5-11}$$

Außerdem kann ein Gleitmodell für die Interaktion zweier sich berührender Partikel verwendet werden, das keine Übertragung von Zugkräften in Richtung der Normalen erlaubt. Das verwendete Gleitmodell wird durch den Partikelreibungsbeiwert μ beschrieben, der als kleinster Reibungsbeiwert der beiden sich berührenden Partikel definiert ist. Ist die Überlappung $u_N < 0$, werden Normal- und Scherkontaktkraft gleich Null gesetzt. Bei $u_N > 0$ wird die maximal zulässige Scherkontaktkraft $F_{S,max}$ über Gl. 5-12 ermittelt.

$$F_{S,max} = \mu \cdot |\vec{F}_N| \quad \text{Gl. 5-12}$$

Wenn die Scherkontaktkraft größer als die maximal zulässige Scherkontaktkraft $F_{S,max}$ ist, wird Gleiten durch das Gleichsetzen des Werts von $|\vec{F}_S|$ mit $F_{S,max}$ zugelassen.

5.3.4 Bewegungsgesetz in PFC^{3D}

Nach dem Bewegungsgesetz (2. Newtonsches Gesetz) ist die Bewegung eines Partikels von den angreifenden Kraft- und Momentenvektoren abhängig und kann über seine Verschiebung und Drehung beschrieben werden. Damit ergeben sich für das Partikel zwei Vektorgleichungen, von denen die eine die angreifenden Kräfte sowie die translatorischen Verschiebungen enthält (Gl. 5-13) und die andere die angreifenden Momente und die Drehungen berücksichtigt (Gl. 5-14).

$$\vec{F} = m \cdot (\vec{\ddot{x}} - \vec{g}) \quad \text{Gl. 5-13}$$

Die Gleichung für die Drehbewegung kann in der Vektorform nach Gl. 5-14 geschrieben werden.

$$\vec{M} = I \cdot \vec{\ddot{\omega}} \quad \text{Gl. 5-14}$$

Die Größe des Zeitschritts Δt ergibt sich aus der Bedingung, dass sich Störungen und Anregungen zwischen zwei Zeitschritten nur auf direkt benachbarte Partikel übertragen können. Damit ist die Größe des verwendeten Zeitschritts Δt abhängig von der durch die physikalischen Partikeleigenschaften begrenzten Größe des kleinsten kritischen Zeitschritts t_{crit} . In dem Programm PFC^{3D} wird die Größe des kritischen Zeitschritts t_{crit} vereinfacht beschrieben durch

$$t_{crit} = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{m/k_{trans}} \\ \sqrt{I/k_{rot}} \end{array} \right. \quad \text{Gl. 5-15}$$

Darin beschreibt für die translatorische Bewegung m die Masse und k_{trans} die Steifigkeit eines Partikels. Für die rotatorische Bewegung lässt sich der kritische Zeitschritt t_{crit} aus dem

Massenträgheitsmoment I und aus der Drehsteifigkeit k_{rot} ermitteln. Als kritischer Zeitschritt t_{crit} ist der kleinste im Partikelsystem ermittelte Zeitschritt maßgebend. Nach Gl. 5-15 führen kleine Massen und große Steifigkeiten zu einer Verkleinerung des Zeitschritts und damit zu einer Verlängerung der Berechnungszeit.

Über die Anwendung eines zentralen Differenzenquotienten können die Beschleunigungen eines Partikels über den Zeitschritt Δt aus der Integration der Gleichungen Gl. 5-13 und Gl. 5-14 ermittelt werden.

$$\vec{\ddot{x}}_{(t)} = \frac{d\vec{\dot{x}}_{(t)}}{dt} = \frac{1}{\Delta t} \cdot \left(\vec{\dot{x}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} - \vec{\dot{x}}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} \right) \quad \text{Gl. 5-16}$$

$$\vec{\ddot{\omega}}_{(t)} = \frac{d\vec{\dot{\omega}}_{(t)}}{dt} = \frac{1}{\Delta t} \cdot \left(\vec{\dot{\omega}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} - \vec{\dot{\omega}}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} \right) \quad \text{Gl. 5-17}$$

Durch Einsetzen von Gl. 5-16 in Gl. 5-13 bzw. von Gl. 5-17 in Gl. 5-14 ergeben sich die Partikelgeschwindigkeiten zum Zeitpunkt $(t+\Delta t/2)$ nach Gl. 5-18 bzw. Gl. 5-19.

$$\vec{\dot{x}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \vec{\dot{x}}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \left(\frac{\vec{F}_{(t)}}{m} + \vec{g} \right) \Delta t \quad \text{Gl. 5-18}$$

$$\vec{\dot{\omega}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \vec{\dot{\omega}}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \left(\frac{\vec{M}_{(t)}}{I} \right) \Delta t \quad \text{Gl. 5-19}$$

Schließlich erfolgt die Aktualisierung der Partikelposition über

$$\vec{x}_{(t+\Delta t)} = \vec{x}_{(t)} + \vec{\dot{x}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \Delta t \quad \text{Gl. 5-20}$$

Über das Kraft-Verschiebungsgesetz werden $\vec{F}_{(t+\Delta t)}$ und $\vec{M}_{(t+\Delta t)}$ berechnet und als Eingangparameter für den folgenden Berechnungszyklus übernommen.

Innerhalb des Berechnungsalgorithmus von PFC^{3D} wird das Bewegungsgesetz zwar auf die Partikel, jedoch nicht auf die Wände angewendet. Daraus folgt, dass Kräfte, die auf eine Wand einwirken, nicht ihre Verschiebung beeinflussen. Eine definierte Wandbewegung bleibt somit von den auf sie einwirkenden Kontaktkräften unbeeinflusst. Weiterhin können keine Kräfte zwischen Wänden übertragen werden.

5.3.5 Zusammengesetzte Partikel in PFC

In dem verwendeten Programm PFC^{3D} lassen sich mittels der „clump logic“ aus einzelnen Kugeln komplexere Partikel zu so genannten Clumps zusammensetzen, deren Kontakteigenschaften untereinander definiert werden können. Die einzelnen Partikel eines

Clumps können sich dabei im Kontaktbereich überschneiden oder nur in einem Punkt berühren. Die Scherkraft- oder Normalkraftübertragung zwischen den Einzelpartikeln innerhalb eines Clumps erfolgt über einen Punkt. Momente können nicht übertragen werden. Clumps verhalten sich ebenfalls starr und sind unverformbar.

In der eigenen Untersuchung konnte auf die Verwendung von zusammengesetzten Partikeln verzichtet werden, da eine Kalibrierung über das mechanische Verhalten des gesamten Partikelhaufwerks erfolgte. Dabei verliert das Einzelpartikel seine mikromechanische Identität, die sich durch Kornform, Oberflächenrauigkeit, Granulathärte, etc. definiert. Es wird davon ausgegangen, dass sich Scherprobleme mit der Verwendung eines Partikelhaufwerks aus Kugeln hinreichend genau abbilden lassen. Sofern Verformungen eines Partikelhaufwerks zutreffend abgebildet werden sollen, kann auf Clumps mit definierten Bruchigenschaften zurück gegriffen werden [Thornton (2000), Bolton et Cheng (2002), Cheng et al. (2004)].

5.4 Eigene Untersuchungen mit der DEM

5.4.1 Allgemeines

Mit den eigenen DEM-Untersuchungen sollten räumliche aktive Erddruckversuche im Sinne numerischer Experimente durchgeführt werden (vgl. Kapitel 5.2.3). Untersucht werden sollten damit die mikromechanischen Vorgänge, die zu einer Reduktion des räumlichen aktiven Erddrucks führen. Dafür war das Verhalten eines nichtbindigen Bodenkörpers infolge einer aktiven Verschiebung eines Bauteils mit begrenzter Breite b abzubilden. Es wurde dabei der Ansatz verfolgt, dass dafür das makromechanische Verhalten des gesamten Bodenkörpers maßgebend ist und somit eine mikromechanisch exakte Abbildung des Einzelpartikels nicht erforderlich ist. Damit verlieren allerdings die Partikelparameter ihren mechanischen Bezug. Die Zuordnung der Partikelparameter kann nur noch durch eine Kalibrierung an einem Haufwerk von Partikeln erfolgen. Da zur Abbildung des nichtbindigen Bodenkörpers vereinfachend von einem Partikelhaufwerk aus Kugeln gleichen Durchmessers ausgegangen wurde, konnte gegenüber einem Partikelhaufwerk mit einer angenäherten Korngrößenverteilung bzw. gegenüber einem Partikelhaufwerk aus zusammengesetzten Partikeln sowohl die Anzahl der erforderlichen Partikel als auch die Anzahl der zu betrachtenden Einflussparameter reduziert werden. Erst mit diesen Voraussetzungen konnte ein Partikelhaufwerk von ausreichender Größe für die Modellierung des räumlichen aktiven Erddruckproblems umgesetzt werden. Die Berechnungen wurden mit einem PC mit 4 x 3,0 GHz und 2 GB Arbeitsspeicher durchgeführt.

Das für die eigenen Untersuchungen maßgebende Verhalten des verwendeten Partikelhaufwerks wurde beeinflusst durch die Partikelparameter k_n , k_s und μ , die Porosität des Partikelhaufwerks sowie durch die Spannungsverteilung im Partikelhaufwerk, die wiederum von der Art der Partikelgenerierung abhängig ist. Daher war es erforderlich eine

Kalibrierung des Partikelhaufwerks bezüglich dieser Einflussfaktoren vorzunehmen. Mit den eigenen DEM-Untersuchungen wird gezeigt, dass das kalibrierte Partikelhaufwerk in der Lage ist, die Lastumlagerungsvorgänge und die daraus resultierende Belastung auf das bewegte Bauteil mit hinreichender Genauigkeit abbilden zu können. Der schematische Ablauf zur Erzeugung des kalibrierten Partikelhaufwerks, wie er in den eigenen Untersuchungen zur Anwendung kam, ist in Abbildung 5-8 gegeben.

Zur Berechnung des räumlichen Erddruckproblems musste ein Partikelhaufwerk mit einer definierten Lagerungsdichte und einem geostatischen Spannungszustand erzeugt werden. Erreicht wurde dies indem die Partikel mit zuvor in numerischen Triaxialversuchen kalibrierten Partikelsteifigkeiten in ein vorgegebenes Volumen numerisch eingerieselt wurden. Durch Zuweisung eines minimalen und eines maximalen Partikelreibungsbeiwertes konnten in dem eingerieselten Volumen minimale und maximale Porenanteile erzeugt werden. Mit diesen war es nachfolgend möglich, iterativ einen Partikelreibungsbeiwert für einen weiteren Einrieselvorgang zu bestimmen, welche die Zielporosität im Partikelhaufwerk zur Folge hatte.

I.d.R. herrscht in dem Partikelhaufwerk nach dem numerischen Einrieselvorgang noch nicht der gewünschte Primärspannungszustand. Durch eine minimale Partikelverkleinerung unter Zuweisung eines bestimmten Partikelreibungsbeiwertes μ_v konnte in dem Partikelhaufwerk die gewünschte geostatische Spannungsverteilung erzeugt werden, mit der die numerischen räumlichen aktiven Erddruckversuche durchgeführt werden konnten. Vor den numerischen Erddruckversuchen wurde den Partikeln der durch die Triaxialversuche kalibrierte Partikelreibungsbeiwert μ_s zugewiesen.

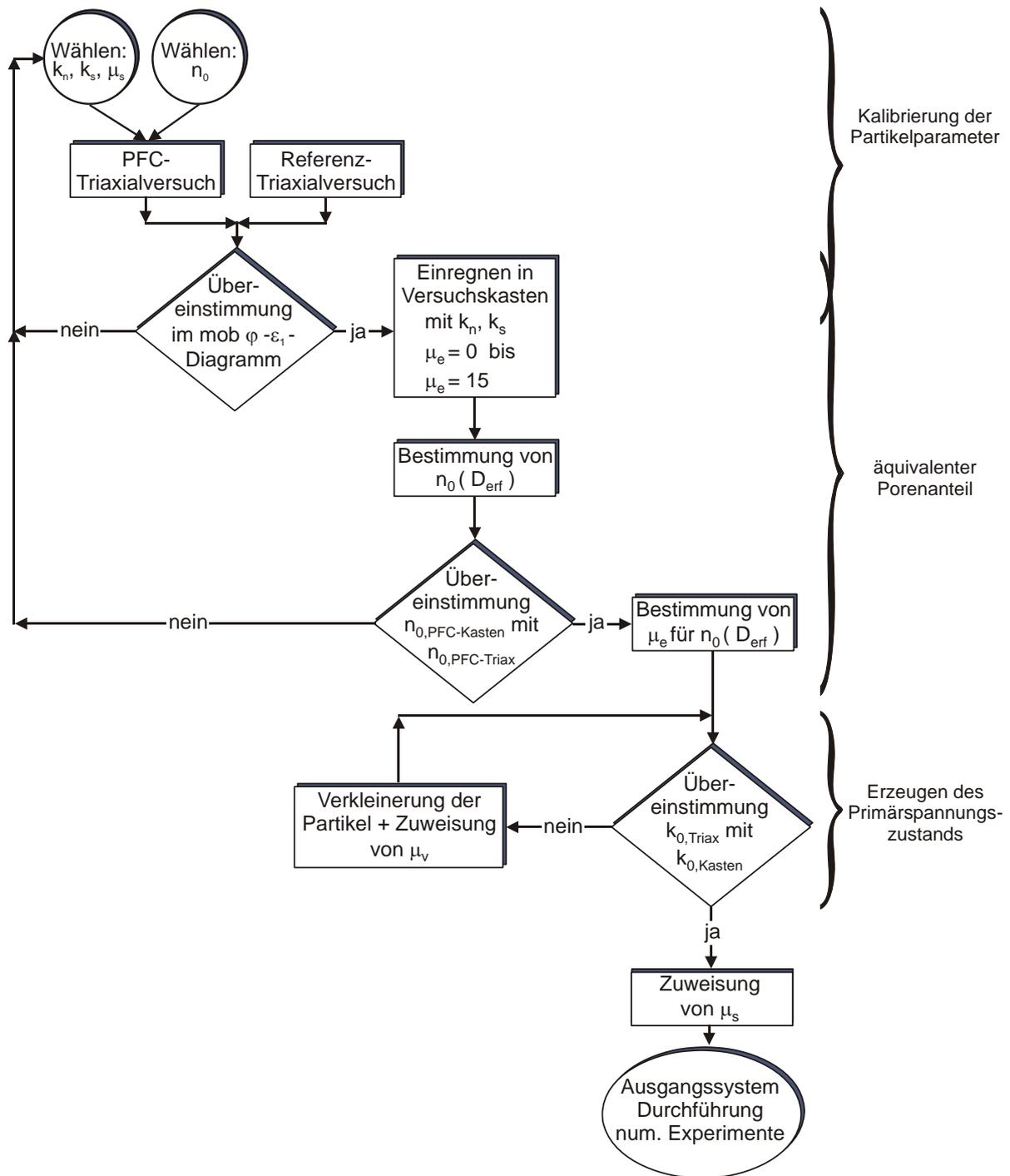


Abbildung 5-8 : Ablauf der Kalibrierung zur Erzeugung eines Partikelhaufwerks aus Kugeln gleichen Durchmessers mit bodenmechanischen Schereigenschaften eines nichtbindigen Bodens mit PFC^{3D}

5.4.2 Modellbildung für die eigenen Untersuchungen mit der DEM

Ein Partikelhaufwerk innerhalb eines Endvolumens mit starren Wänden kann mit der DEM auf verschiedene Arten erzeugt werden. Die Art der Partikelgenerierung beeinflusst sowohl die dafür erforderliche Rechenzeit als auch die mechanischen Eigenschaften des Partikelhaufwerks. Nach Bagi (2005) lassen sich zur Generierung von Partikelhaufwerken grundsätzlich konstruktive Methoden, die die Partikel anhand von geometrischen Bedingungen positionieren und dynamische Methoden, bei denen die Positionen Ergebnis eines dynamischen Prozesses sind, unterscheiden. Bei den dynamischen Methoden stehen die endgültigen Partikelpositionen erst nach einer Berechnung über eine Reihe von Zeitschritten fest. Das Ende dieser Berechnung ist durch geeignete Abbruchkriterien zu definieren. Die Kontaktbedingungen innerhalb des Partikelhaufwerks sind Ergebnis dieser Art der Partikelgenerierung.

Bei den konstruktiven Verfahren zur Generierung von Partikelhaufwerken werden die Partikel bereits in ihrer Endlage positioniert. Die Kontaktbedingungen stehen mit ihrer Positionierung fest. Zu den konstruktiven Verfahren lassen sich z.B. rein geometrische Partikelanordnungen zählen (Abbildung 5-9 c)). Zwar ermöglicht eine geometrische Partikelanordnung eine schnelle Haufwerksgenerierung mit einer definierten Porosität, allerdings ist für eine in der DEM übliche Partikelanzahl, insbesondere bei Scherproblemen, die Entwicklung des Scherbandes geometrisch vordefiniert. Auch ist eine realitätsnahe Ausbildung von Anisotropien mit dieser Methode nicht zu realisieren [Bagi (2005)]. Zu den konstruktiven Verfahren lassen sich zudem Methoden zählen, die die Partikel ausgehend von der inneren Berandung eines gegebenen Volumens in konzentrischen Kreisen oder spiralförmig erzeugen (Abbildung 5-9 a)). Ebenso lassen sich die Partikelhaufwerke ausgehend von einem zentralen Partikel in Kreisen oder spiralförmig erzeugen (Abbildung 5-9 b)) [Bagi (2005)]. Bei diesen Verfahren ist zwar die Lage des jeweiligen nachfolgend zu erzeugenden Partikels vorgegeben, die Größe und damit die exakte Position kann jedoch zufällig erzeugt werden. Diese Verfahren erzeugen ausschließlich dichte Partikelpackungen und lassen keine Variation in der Porosität zu. Ein angestrebter Spannungszustand kann allerdings über die Kombination mit einem dynamischen Verfahren dem System eingeprägt werden.

Sofern ein Partikelhaufwerk das mechanische Verhalten eines Haufwerks mit zufälliger Mikrostruktur abbilden soll, kommen bei der Anwendung der DEM in der Geotechnik häufig die im Vergleich zu den konstruktiven Verfahren viel rechenintensiveren dynamischen Verfahren zur Anwendung. Zu den dynamischen Verfahren gehören jene Verfahren, bei denen entweder die Geometrie der zufällig positionierten Partikel feststeht und das Volumen durch ein Verschieben der Wände solange angepasst wird, bis ein Abbruchkriterium erreicht ist (Abbildung 5-9 d)) oder die Partikeldurchmesser bis zum Erreichen des Abbruchkriteriums in einem Endvolumen mit feststehenden Wänden angepasst werden (Fill-and-Expand-Methode) (Abbildung 5-9 e)) [Boutt et McPherson (2002), Cui et O'Sullivan (2003)].

Ebenfalls zu den dynamischen Methoden lässt sich die Partikelgenerierungsart zählen, bei der die Partikel mit ihrem Enddurchmesser in zufälliger Verteilung in einem vergrößerten

Ausgangsvolumen erzeugt werden. Durch Aktivierung der Gravitationskraft sinken die Partikel zu Boden, wo sie in einer Gleichgewichtslage zur Ruhe kommen (Abbildung 5-9 f)). Mit dieser Methode lassen sich Partikelhaufwerke erzeugen, deren Spannungsverteilung von der Wirkung ihres Eigengewichts beeinflusst ist. Im Weiteren wird diese Methode als Methode des Einrieselns bezeichnet.

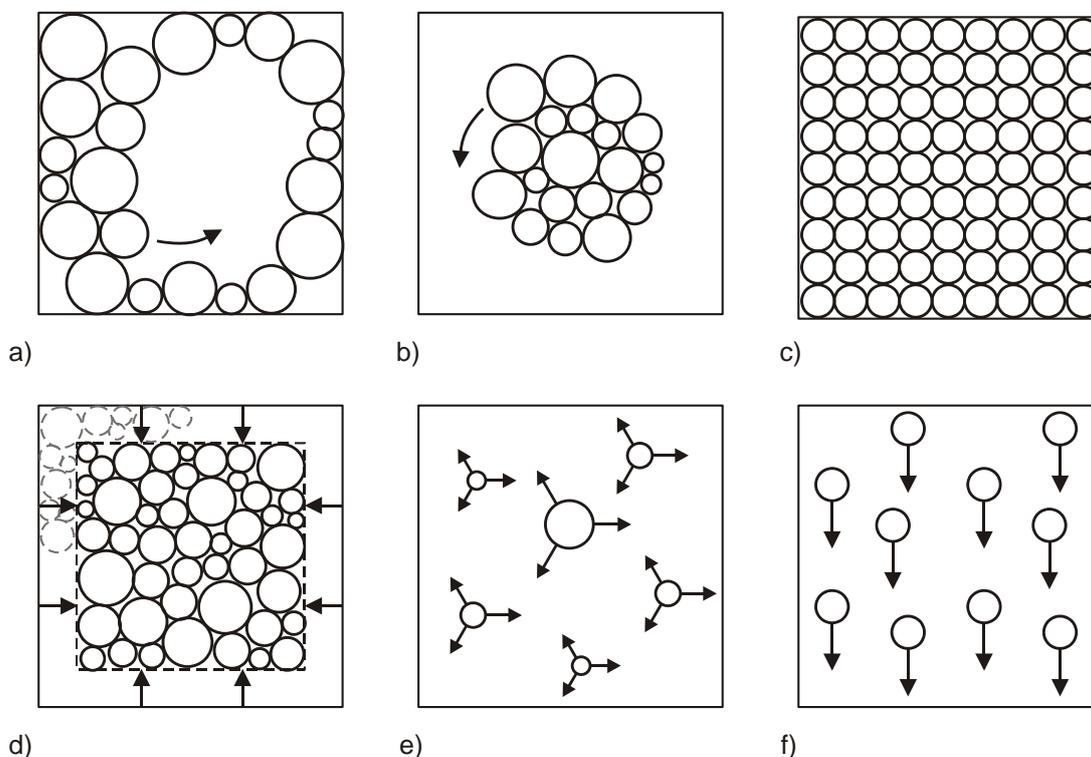


Abbildung 5-9 : Darstellung konstruktiver und dynamischer Partikelgenerierungsarten

Boutt et McPherson (2002) haben den Einfluss der Partikelgenerierung auf das mechanische Verhalten eines Partikelhaufwerks für den ebenen Fall mittels PFC^{2D} mit der Fill-and-Expand-Methode sowie mit der Methode des Einrieselns untersucht. Dabei konnte im numerisch modellierten Biaxialversuch festgestellt werden, dass unter Verwendung identischer Kontaktparameter ein unterschiedliches mechanisches Verhalten zu beobachten war. Es wurde daher gefolgert, dass dieser Unterschied aus der Art der Partikelgenerierung herrühren muss. Die mechanischen Eigenschaften eines Partikelhaufwerks werden somit sowohl durch die Kontaktparameter als auch durch die Art der Partikelgenerierung bestimmt.

Da in den eigenen Untersuchungen das Partikelhaufwerk, an dem die numerischen Erddruckversuche durchgeführt wurden, aus Kugeln gleichen Durchmessers bestand und einen geostatischen Spannungszustand aufweisen sollte, wurde die Methode des Einrieselns zur Erzeugung des Partikelhaufwerks verwendet. Dabei wurden den Partikeln Partikelparameter zugewiesen, die über numerische Triaxialversuche kalibriert wurden. Die Partikelhaufwerke der numerischen Triaxialversuche konnten hingegen mit der Fill-and-Expand Methode erzeugt werden.

Neben der Art der Partikelgenerierung und der Partikelsteifigkeit nach Gl. 5-15 hat auch die Partikelanzahl einen wesentlichen Einfluss auf die erforderliche Rechenzeit. Zur annähernden Abbildung der Verhältnisse im Modellversuch wurde der Versuchsboden durch ein Partikelhaufwerk aus Kugeln gleichen Durchmessers von 0,02 m repräsentiert. Die räumlichen aktiven Erddruckversuche wurden an einem Partikelhaufwerk durchgeführt, das in einem Volumen erzeugt wurde, welches gegenüber den Abmessungen des Versuchskastens reduzierte Abmessungen von 1,7 m x 0,8 m x 0,4 m (Höhe x Breite x Tiefe) aufwies (Abbildung 5-10). Mit der Verringerung der Breite und der Tiefe gegenüber den Abmessungen des Versuchskastens in den Modellversuchen und damit der Partikelanzahl auf rd. 75800 konnten die erforderlichen Rechenzeiten reduziert werden.

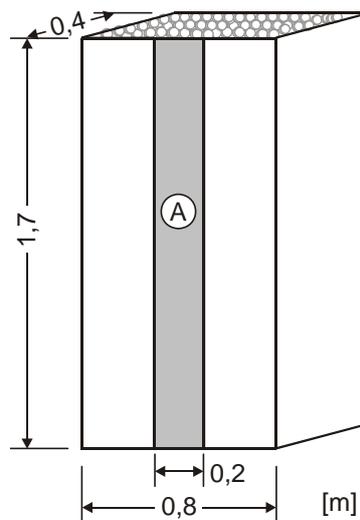


Abbildung 5-10: Darstellung der Abmessungen des numerischen Modells

Für die numerischen Untersuchungen mit der DEM setzte die Ableitung des Makroverhaltens eine Homogenisierung der diskreten Kraft- und Verschiebungsgrößen der Partikel voraus. Zur Ermittlung der Spannungen auf eine bestimmte Fläche wurden alle im zu betrachtenden Zeitpunkt mit dieser Fläche in Kontakt stehenden Partikel identifiziert und deren gesuchter Kraftvektor bestimmt. Die summierten Kräfte der Einzelpartikel wurden dann durch die Größe der Kontaktfläche dividiert. Durch die Kraftübertragung innerhalb des Partikelhaufwerks über Mikrobrücken setzt dies eine ausreichend große Anzahl von Partikeln voraus, die mit dieser Fläche in Kontakt stehen, um eine repräsentative Spannungsgröße zu erhalten. Herten (1999) nimmt aus dieser Überlegung heraus an, dass eine repräsentative Spannung ermittelt werden kann, sofern die Fläche eine Breite des 6-fachen Partikeldurchmessers aufweist. Schmitt (2004) nimmt eine Fläche mit einer Breite an, die rd. dem 9-fachen des größten Partikeldurchmessers entspricht. In den eigenen Untersuchungen wurden während des Kalibriervorgangs Spannungen auf Flächen des numerischen Modells des Versuchskastens ermittelt, die eine Breite von mind. dem 10-fachen des Partikeldurchmessers aufwiesen. Für die Darstellung der Spannungsverteilung auf die Messebene infolge der aktiven Bauteilbewegung in Kapitel 5.5.3 wurde die gesamte Messebene in Teilflächen von 0,05 m x 0,10 m aufgeteilt.

Den starren Wänden des numerischen Versuchskastenmodells wurde die Normalsteifigkeit der jeweils zu untersuchenden Partikelnormalensteifigkeit k_n zugewiesen. Der Einfluss des durch die begrenzte Querschnittsgeometrie verursachten Siloeffektes wurde durch reibungsfreie vertikale Wände verringert. Lediglich der vorderen Wand der Messebene wurde für den letzten Schritt der Wandverschiebung eine Reibung μ_W zugewiesen, um den Einfluss der Wandreibung zu untersuchen. Eine geometrieabhängige Verspannung der Partikel über Kontaktkraftnetzwerke konnte aber dennoch nicht ausgeschlossen werden.

Zur Kalibrierung der Partikelparameter wurden an rd. 1700 Partikeln einer 0,4 m hohen und 0,2 m breiten zylindrischen Probe numerische Triaxialversuche durchgeführt (vgl. Kapitel 5.4.3). Zur Untersuchung der äquivalenten Porenzahl $n_{0,PFC}$ kam ein weiteres System mit den Abmessungen 0,3 m x 0,3 m x 0,3 m (Höhe x Breite x Tiefe) zur Anwendung (vgl. Kapitel 5.4.4).

5.4.3 Kalibrierung der Partikelparameter

Als maßgebender bodenmechanischer Kennwert zur Ermittlung des aktiven Erddrucks in nichtbindigen Böden wird für die numerischen Berechnungen mit der DEM vereinfachend der maximal mobilisierbare Winkel der inneren Reibung φ' angesehen. Die Kalibrierung der Partikelparameter k_n , k_s und μ erfolgte daher über den maximal mobilisierbaren Winkel der inneren Reibung φ' im numerischen Triaxialversuch. Von einer Kalibrierung des Partikelhaufwerks bezüglich eines angepassten Verformungsverhaltens über die Formulierung von Clumps nach Kapitel 5.3.5 wurde abgesehen. Daher war davon auszugehen, dass das Verformungsverhalten des Partikelhaufwerks nur näherungsweise dem eines realen Sandkörpers entsprach.

Ebenso wie bei einem nichtbindigen Boden wird das Scherverhalten eines numerischen Partikelhaufwerks durch den in ihm herrschenden Spannungszustand und seine Porosität beeinflusst. Für die Kalibrierung der Partikelparameter wurden Ergebnisse aus Elementversuchen verwendet, die mit der FEM ermittelt wurden [tom Wörden et al. (2004)]. Das dabei verwendete hypoplastische Stoffgesetz ist in der Lage sowohl die Einflüsse aus dem Spannungsniveau als auch aus der Porosität in geeigneter Weise zu berücksichtigen (vgl. Kapitel 4.3). Als maximale vertikale Spannung im Versuchskasten konnte im Ausgangszustand $\sigma_v = \gamma \cdot h \approx 16 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,7 \text{ m} \approx 27 \text{ kN/m}^2$ angenommen werden. Die in Abbildung 5-11 dargestellten FEM-Ergebnisse von Triaxialversuchen für eine Lagerungsdichte von $D = 0,40$ zeigen den Einfluss der Barotropie auf die Größe des mobilisierbaren Winkels der inneren Reibung φ' . Mit zunehmender Spannung σ_3 verringert sich zwar φ' , jedoch für den im Modellkasten herrschenden Spannungsbereich zeigt sich keine signifikante Änderung von φ' . Eine Kalibrierung der DEM-Triaxialversuche wurde daher mit einer Radialspannung von $\sigma_3 = 5 \text{ kN/m}^2$ vorgenommen. Als Zielgröße der Kalibrierung ist ein maximal mobilisierbarer Winkel der inneren Reibung φ' von $43,1^\circ$ nach Gl. 5-21 angenommen worden.

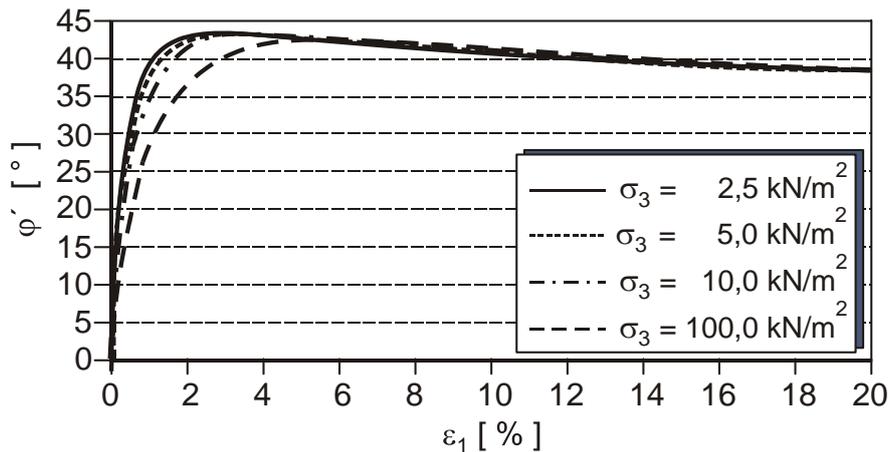


Abbildung 5-11: Einfluss des Spannungsniveaus auf die Größe des im Triaxialversuch ermittelten Winkels der inneren Reibung φ' für $\sigma_3 = 5 \text{ kN/m}^2$ bis 100 kN/m^2 bei $D = 0,40$ (FEM-Ergebnisse)

$$\varphi' = \arcsin \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad \text{Gl. 5-21}$$

Nach Kapitel 5.2.2 sind die numerisch mit der DEM ermittelten Ergebnisse eines Triaxialversuchs abhängig von zahlreichen Faktoren. Für Partikelhaufwerke aus Kugeln gleichen Durchmessers sind dies die Versuchsrandbedingungen, d.h. die Geometrien und die Partikelanzahl, die Steifigkeiten der Lastplatten und der Gummimembran, die Verschiebegeschwindigkeit der Lastplatten sowie die drei Partikelparameter k_n , k_s und μ . Sofern die Versuchsrandbedingungen so gewählt werden, dass ein Einfluss auf die Versuchsergebnisse ausgeschlossen werden kann, ist das Ergebnis des numerischen Triaxialversuchs mit der DEM nur noch von den Partikelparametern abhängig.

Für die numerischen Triaxialversuche mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,40$ wurden rd. 1700 Partikel in zufälliger Verteilung in einem Zylinder mit 0,2 m Durchmesser und einer Höhe von 0,4 m mit einem zunächst verkleinerten Durchmesser positioniert. Anschließend wurde der Partikeldurchmesser auf 0,02 m vergrößert und das Partikelsystem in dem Zylinder in einen Gleichgewichtszustand gebracht. Die Steifigkeit der oberen und unteren Lastplatte hatte die Größe der Partikelnormalensteifigkeit k_n . Die Steifigkeit der Zylindermembran betrug $1/100$ der Partikelnormalensteifigkeit k_n . Sowohl den Lastplatten als auch der Zylindermembran wurden keine Reibung zugewiesen (Powrie et al. (2005)).

Durch die numerischen Triaxialversuche konnte der Einfluss der Partikelparameter k_n , k_s und μ auf den Winkel der inneren Reibung φ' für $\sigma_3 = 5 \text{ kN/m}^2$ ermittelt werden. Dabei wurde die Partikelnormalensteifigkeit k_n in einem Bereich von 10^5 N/m bis 10^8 N/m variiert. Es war dabei zu berücksichtigen, dass eine Veränderung der Partikelsteifigkeit auch eine Veränderung der Lagerungsdichte zur Folge hatte (vgl. Abbildung 5-8 und Kapitel 5.4.4).

Bei kleineren Partikelnormalensteifigkeiten als $k_n = 10^5 \text{ N/m}$ führten die Berechnungen zu keinem Gleichgewichtszustand während größere Partikelnormalensteifigkeiten als $k_n = 10^8 \text{ N/m}$ sehr große Rechenzeiten erforderlich machten. Da für die Lösung der

Kalibrierungsaufgabe größere Partikelnormalensteifigkeiten als $k_n = 10^8 \text{ N/m}$ und kleinere Partikelnormalensteifigkeiten als $k_n = 10^5 \text{ N/m}$ nicht erforderlich waren, konnte auf diese Berechnungen verzichtet werden.

Abbildung 5-12 zeigt den Einfluss der Partikelnormalensteifigkeit k_n auf die Größe des Winkels der inneren Reibung φ' für Partikelsysteme mit $D = 0,40$ und einer Schersteifigkeit k_s in Größe von k_n ($k_n/k_s = 1$). Der Abbildung 5-12 ist zu entnehmen, dass ab einer Partikelnormalensteifigkeit von $k_n > 10^6 \text{ N/m}$ der maximal mobilisierbare Reibungswinkel φ' mit der Größe von k_n zunimmt. Im untersuchten Bereich der Partikelnormalensteifigkeiten konnte φ' über die Variation der Partikelnormalensteifigkeit um bis zu 13° angepasst werden.

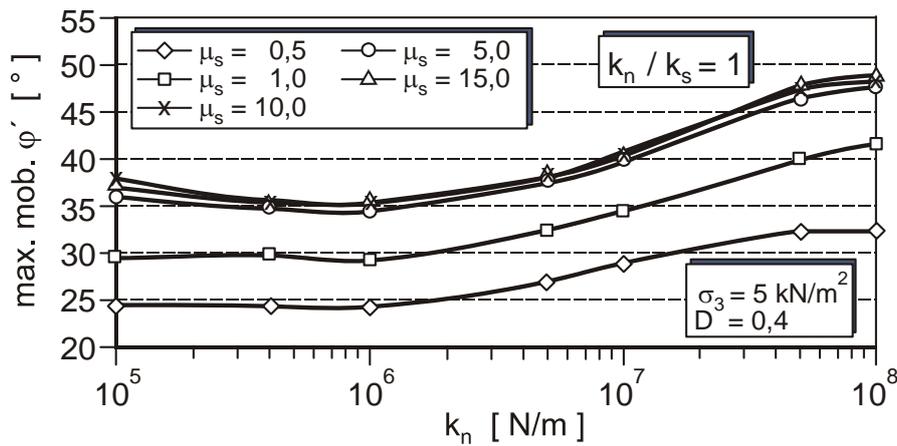


Abbildung 5-12: Einfluss der Partikelnormalensteifigkeit k_n auf die Größe des Winkels der inneren Reibung φ' für $D = 0,40$ bei $k_n/k_s = 1$ im numerischen Triaxialversuch

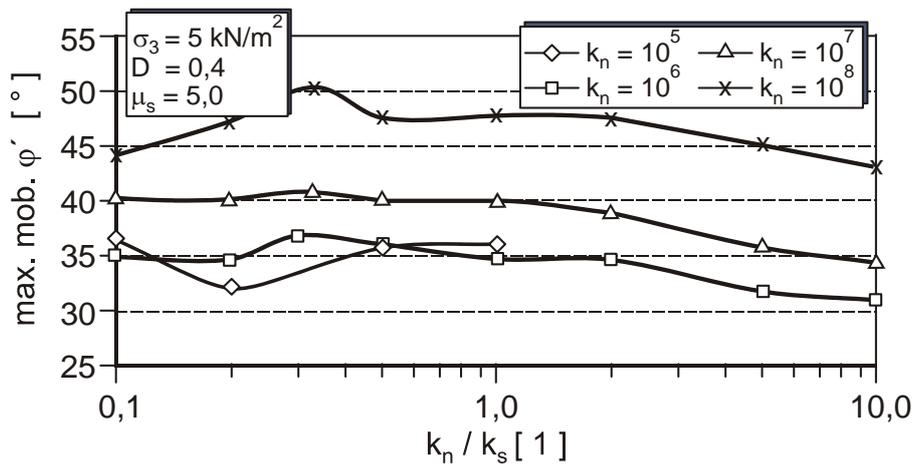


Abbildung 5-13: Einfluss der Partikelschersteifigkeit k_s auf die Größe des Winkels der inneren Reibung φ' für $D = 0,40$ und $\mu_s = 5$ im numerischen Triaxialversuch

Der Einfluss der Schersteifigkeit k_s auf die Größe des Winkels der inneren Reibung φ' ist exemplarisch in Abbildung 5-13 für einen Partikelreibungsbeiwert $\mu_s = 5$ dargestellt. Für die untersuchten Partikelnormalensteifigkeiten wurde die Schersteifigkeit k_s in einem Verhältnis

von $0,1 \leq k_n/k_s \leq 10$ variiert. Durch die Variation von k_s in diesem Bereich konnte der Winkel der inneren Reibung φ' um bis zu 6° angepasst werden.

Der Partikelreibungsbeiwert μ ist als Tangens des Kontaktreibungswinkels zwischen zwei Partikeln definiert. Der mit den numerischen DEM-Triaxialversuchen kalibrierte Partikelreibungsbeiwert wird im Weiteren als μ_s bezeichnet. Ab einer Größe von $\mu_s = 5$ war mit keinem signifikanten Einfluss auf die Scherfestigkeit der Triaxialprobe zu rechnen. Dies wird durch die Ergebnisdarstellung der Abbildung 5-12 bestätigt. Gleiches ist auch der Abbildung 5-15 zu entnehmen, in der der Einfluss der Schersteifigkeit k_s für ausgewählte Partikelnormalensteifigkeiten k_n dargestellt ist.

Die Scherfestigkeit des Versuchsbodens, ausgedrückt durch den maximal mobilisierbaren Winkel der inneren Reibung φ' , von $\varphi' = 43,1^\circ$ konnte in den numerischen DEM-Versuchen durch die Partikelsteifigkeiten $k_n = k_s = 3 \cdot 10^7 \text{ N/m}$ sowie mit $\mu_s = 5$ gut abgebildet werden (Abbildung 5-14). Es wurde angenommen, dass ein Partikelhaufwerk aus Kugeln gleichen Durchmessers von 0,02 m mit diesen Partikelparametern in der Lage ist, für den untersuchten Spannungsbereich von $0 < \sigma < 30 \text{ kN/m}^2$ und eine Lagerungsdichte von $D = 0,40$ Erddruckprobleme im aktiven Grenzzustand hinreichend genau abzubilden.

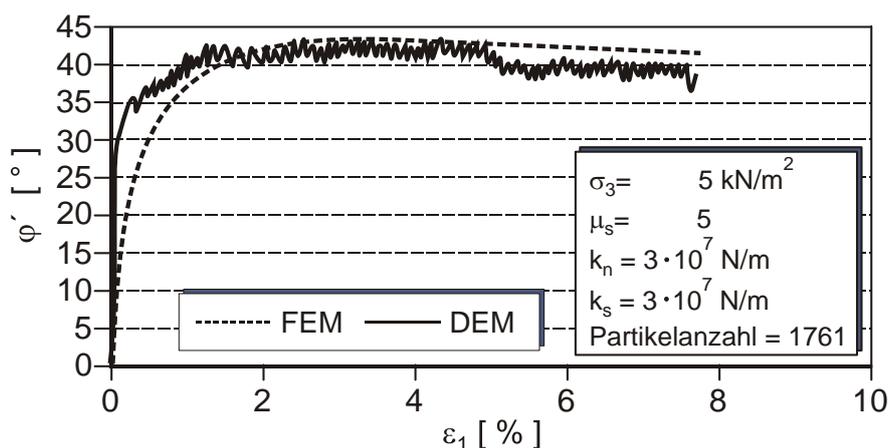


Abbildung 5-14: Triaxialversuchsergebnis für $\sigma_3 = 5 \text{ kN/m}^2$, $D = 0,40$, $k_n = k_s = 3 \cdot 10^7 \text{ N/m}$, $\mu_s = 5$

Die eigenen numerischen Untersuchungen bestätigen, dass sich durch den Partikelreibungsbeiwert μ_s eine Anpassung des Scherverhaltens erzielen lässt [Herten (1999), Katzenbach et Schmitt (2004)]. Ein Vergleich mit dem Einfluss aus der Partikelnormalensteifigkeit k_n belegt allerdings auch, dass die Partikelnormalensteifigkeit k_n ebenfalls einen großen Einfluss auf das Scherverhalten ausübt. Damit kann auch die Aussage von Thornton (2000) bestätigt werden, wonach das Scherverhalten eines Partikelhaufwerks maßgeblich durch die Größe der Partikelnormalensteifigkeit k_n bestimmt wird (vgl. Abbildung 5-12 und Abbildung 5-15).

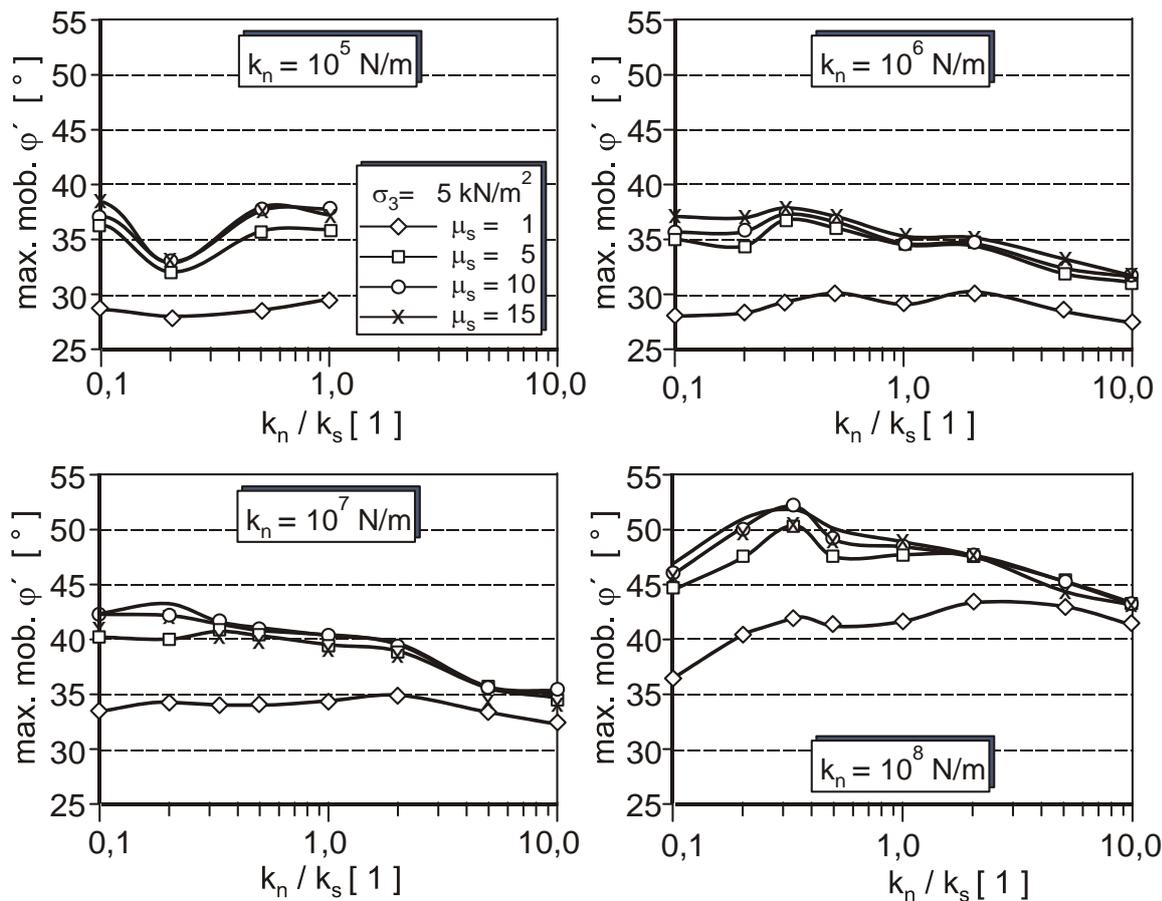


Abbildung 5-15: Darstellung des Einflusses der Partikelschersteifigkeit k_s auf die Größe des Winkels der inneren Reibung φ' für $k_n = 10^5 \text{ N/m}$, $k_n = 10^6 \text{ N/m}$, $k_n = 10^7 \text{ N/m}$ und $k_n = 10^8 \text{ N/m}$ bei $D = 0,40$ im numerischen Triaxialversuch

5.4.4 Lagerungsdichte D und äquivalenter Porenanteil $n_{0,PFC}$

Neben dem herrschenden Spannungszustand in einem nichtbindigen Bodenkörper bestimmt maßgeblich seine Porosität, z.B. ausgedrückt durch die Lagerungsdichte D , seine bodenmechanischen Eigenschaften. Daher war es erforderlich, dem numerisch mit der DEM erzeugten Partikelhaufwerk, an dem die numerischen Erddruckversuche durchgeführt werden, eine Porosität zuzuweisen, die der Lagerungsdichte des Sandkörpers im Modellversuch entsprach. Die Porosität des numerisch mit der DEM erzeugten Partikelhaufwerkes im Versuchskasten konnte durch die Zuweisung eines Partikelreibungsbeiwertes μ_e während der Erzeugung des Partikelhaufwerkes eingestellt werden (Abbildung 5-8).

Für die Simulation der Erddruckversuche war zudem eine geostatische Spannungsverteilung im Partikelhaufwerk erforderlich. Diese lässt sich mit der Methode des Einrieselns nach Kapitel 5.4.2 herstellen [Herten (1999), Boutt et McPherson (2002), Mörchen et Walz (2002)]. In den eigenen Berechnungen wurden die für das Zielvolumen erforderlichen Partikel über eine Zufallsfunktion ohne Überlappung in einem in der Höhe vergrößerten Volumen erzeugt. Durch Zuweisung der Schwerkraft sanken die Partikel mit den zuvor nach Kapitel

5.4.3 kalibrierten Partikelsteifigkeiten k_n und k_s zu Boden des Versuchskastens, wo sie in einer energetisch günstigen Gleichgewichtslage zur Ruhe kamen. Die Lagerungsdichte D in dem numerischen Modell des Versuchskastens konnte über einen äquivalenten Porenanteil $n_{0,PFC}$ mittels eines Partikelreibungsbeiwertes während des Einrieselns μ_e eingestellt werden. Es wurde angenommen, dass die Porosität des Partikelhaufwerks, das mit einem Partikelreibungsbeiwert von $\mu_e = 0$ erzeugt wurde, der dichtesten Lagerung entsprach und die Porosität des Partikelhaufwerks, das mit einem Partikelreibungsbeiwert von $\mu_e = 15$ eingerieselt wurde, der lockersten Lagerung entsprach. Der für die Ziellagerungsdichte D erforderliche äquivalente Porenanteil des Partikelhaufwerks $n_{0,PFC}$ ergibt sich nach Gl. 5-22. Somit ließ sich durch die Wahl eines angepassten Partikelreibungsbeiwertes μ_e während des Einrieselns eine Porosität in dem Partikelhaufwerk erzeugen, die der Lagerungsdichte D in den Modellversuchen entsprach.

$$n_{0,PFC} = n_{max} - D \cdot (n_{max} - n_{min}) \quad \text{Gl. 5-22}$$

Der durch das Einrieseln erzeugte Porenanteil ist neben dem Partikelreibungsbeiwert μ_e auch von den Partikelsteifigkeiten k_n und k_s abhängig. Ihr Einfluss wurde an Partikelsystemen untersucht, die zur Reduktion der Rechenzeit in ein Volumen von 0,3 m x 0,3 m x 0,3 m (Höhe x Breite x Tiefe) eingerieselt wurden. Dafür wurden 4512 Kugeln gleichen Durchmessers von 0,02 m in einem Volumen erzeugt, das eine Vergrößerung der Höhe um den Faktor 2,5 aufwies. Die Abbildung 5-16 und Abbildung 5-17 stellen die mit diesem System ermittelten maximalen und minimalen Porenanteile dar und zeigen, dass insbesondere der maximale Porenanteil n_{max} abhängig von der Partikelnormalensteifigkeit k_n ist. Vereinfachend gilt, dass mit zunehmender Partikelnormalensteifigkeit der maximale Porenanteil n_{max} abnimmt.

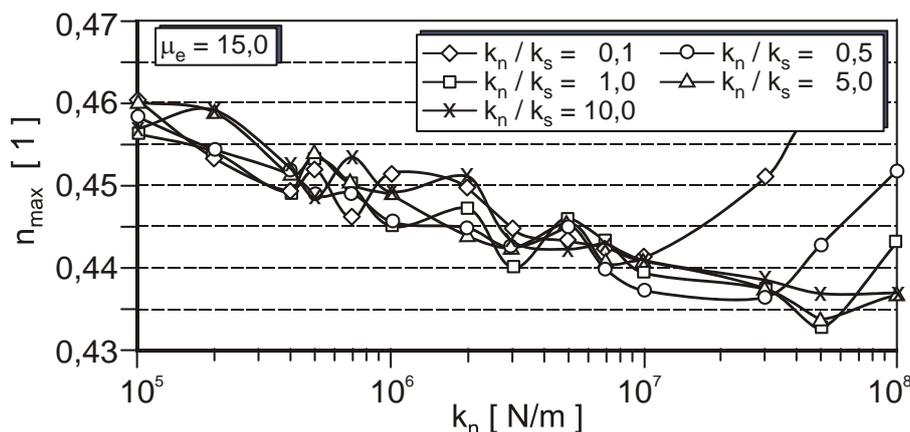


Abbildung 5-16: Maximaler Porenanteil n_{max} eines aus 4512 Kugeln bestehenden Partikelsystems mit quadratischer Grundfläche in Abhängigkeit der Partikelsteifigkeiten

Die numerischen Triaxialversuche wurden mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,40$ durchgeführt. Aufgrund des Einflusses der Partikelsteifigkeiten auf die Porosität des Partikelhaufwerks wurde bei diesen Triaxialversuchen der äquivalente Porenanteil $n_{0,PFC}$ zunächst durch Einrieseln in das 0,3 m x 0,3 m x 0,3 m (Höhe x Breite x Tiefe) - System

bestimmt und dann dem Partikelhaufwerk des numerischen Triaxialversuchs zugewiesen. Daher variiert in Abhängigkeit der untersuchten Partikelsteifigkeit die Partikelanzahl in den numerischen Triaxialversuchen zwischen 1674 und 1773.

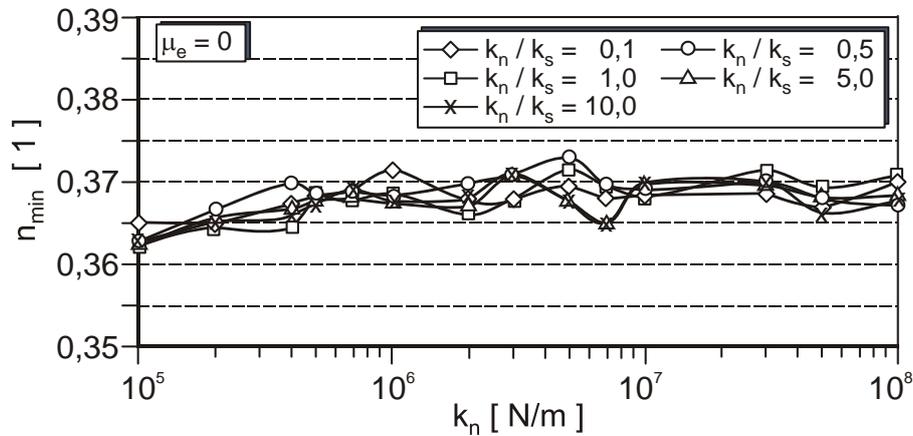


Abbildung 5-17: Minimaler Porenanteil n_{min} eines aus 4512 Kugeln bestehenden Partikelsystems mit quadratischer Grundfläche in Abhängigkeit der Partikelsteifigkeiten

Die Ermittlung des erforderlichen Partikelreibungsbeiwertes μ_e zur Erzeugung des äquivalenten Porenanteils $n_{0,PFC}$ für das Partikelsystem des Versuchskastens wurde an dem System mit den Abmessungen 1,7 m x 0,8 m x 0,4 m (Höhe x Breite x Tiefe) durchgeführt. Dabei wurden die Partikel ebenfalls in einem Volumen erzeugt, das bei gleicher Grundfläche die 2,5-fache Höhe des Systems aufwies. Abbildung 5-18 stellt für $k_n = k_s = 3 \cdot 10^7$ N/m diese Ergebnisse denen des kleineren 0,3 m x 0,3 m x 0,3 m-Systems gegenüber.

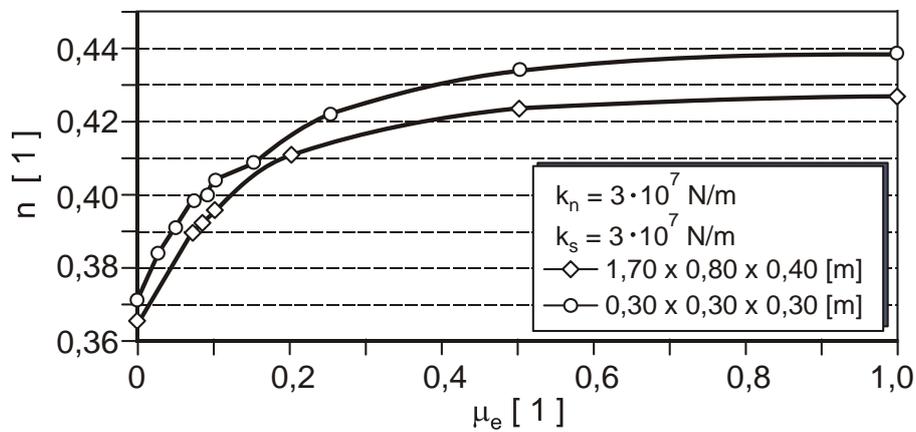


Abbildung 5-18: Ermittlung des äquivalenten Porenanteils für Systeme mit großer und kleiner Fallhöhe

Darin zeigt sich, dass die ermittelten Porenanteile des kleineren Systems größer als die des großen Systems sind. Dies ist maßgeblich darin begründet, dass einige Partikel des größeren Systems durch eine größere Fallhöhe eine größere kinetische Energie beim Auftreffen aufwiesen. Da die Fallgeschwindigkeit der numerisch erzeugten Partikel nicht durch Reibung mit einem umgebenden Fluid beschränkt wird, existiert im Gegensatz zu den Einrieselverfahren der Modellversuche (Kapitel 3.3.4.1) keine Grenzfallhöhe ab der die Fallgeschwindigkeit mit der Höhe nicht weiter zunimmt. Die aus der größeren Fallhöhe des

1,7 m x 0,8 m x 0,4 m–Systems resultierende größere Energie führte daher zu einer größeren Verdichtung der von dem Aufprall beeinflussten Partikel.

Tabelle 5-1 stellt die von der Systemabmessungen abhängigen Porositäten und Partikelreibungen für eine Lagerungsdichte von $D = 0,40$ dar. Die erforderliche Rechenzeit für $k_n = k_s = 3 \cdot 10^7$ N/m in dem großen Modell betrug rd. 4 Wochen, während das Einrieseln im kleinen Modell rd. 1 Tag benötigte.

Für eine erste Näherung kann zur Reduktion der erforderlichen Rechenzeit die Verwendung eines kleineren Partikelsystems zur Bestimmung von n_{min} und n_{max} empfohlen werden. Diese sollten allerdings am System mit den Endabmessungen noch überprüft werden, da neben der Fallhöhe auch die Geometrie des einzurieselnden Systems einen Einfluss haben kann.

Tabelle 5-1 : Porositäten und Partikelreibungsbeiwerte für eine Lagerungsdichte von $D = 0,40$

Abmessungen	n_{max}	n_{min}	n_0	μ_e
[m]	[1]	[1]	[1]	[1]
0,3 x 0,3 x 0,3	0,371	0,438	0,398	0,075
1,7 x 0,8 x 0,4	0,366	0,429	0,391	0,075

5.4.5 Erzeugung des Primärspannungszustands

Durch die Partikelgenerierung mit der Methode des Einrieselns in ein durch starre Wände vorgegebenes Volumen weist das Partikelhaufwerk i.d.R. zunächst keinen zutreffenden geostatischen Primärspannungszustand auf. Ursächlich dafür ist, dass die durch die Partikelgenerierung eingebrachte fallhöhenabhängige Energie sich z.T. über elastische Verformungen in Kontaktkraftnetzwerken im System akkumuliert. Bei geringen Partikelsteifigkeiten ist daher von einer größeren Verspannung der Partikel untereinander sowie mit den starren Wänden auszugehen.

Der angestrebte geostatische Primärspannungszustand ergibt sich in vertikaler Richtung aus der Multiplikation der von der Porosität abhängigen Wichte γ mit der Tiefe z . Für die Größe der Horizontalspannung im Primärspannungszustand wird diese üblicherweise mit dem Erdruhedruckbeiwert k_0 multipliziert. Mit einem Winkel der inneren Reibung von $\varphi' = 43,1^\circ$ ist $k_0 = 1 - \sin \varphi' = 0,32$. Um eine annähernd lineare Spannungsverteilung über die Tiefe in dem erzeugten Partikelhaufwerk zu erhalten, wurden die internen Verspannungen durch eine minimale Verkleinerung der Partikel aufgehoben und den Partikeln eine Reibung μ_v zugewiesen [Herten (1999)]. Bei den anschließenden Berechnungszyklen kommt es dadurch zunächst zu einer kurzzeitigen Auflösung der Kontakte und damit zum Abbau der Verspannungen. Die Verkleinerung der Partikel ist so klein zu wählen, dass es zu keiner signifikanten Änderung des äquivalenten Porenanteils $n_{0,PFC}$ kommt. Die Ermittlung der erforderlichen Verkleinerung sowie des zugehörigen Partikelreibungsbeiwertes μ_v erfolgte iterativ (vgl. Abbildung 5-8). Als Messgröße wurde die Verteilung der horizontalen Spannung

e_0 aus dem Partikelhaufwerk auf die unverschobene vertikale Wand A des numerischen Versuchskastenmodells nach Abbildung 5-10 verwendet. Wand A bezeichnet dabei ein 0,2 m breites Bauteil in der Mitte der 0,8 m breiten vorderen Messebene. Ausgewertet wurden die horizontalen Komponenten der Kontaktkräfte auf die Wand A. Abbildung 5-19 zeigt die Horizontalspannungsverteilung auf die Wand A für unterschiedliche Verkleinerungsfaktoren v_{PFC} und Partikelreibungsbeiwerte μ_v . Mit einer Verkleinerung der Partikel um den Faktor $v_{PFC} = 5 \cdot 10^{-6}$ unter Zuweisung von $\mu_v = 2,0$ konnte eine gute Übereinstimmung mit der theoretischen Verteilung im Primärspannungszustand mit $k_0 = 0,32$ hergestellt werden. Dieses Partikelhaufwerk wurde für die Durchführung der numerischen räumlichen aktiven Erddruckversuche als Ausgangssystem verwendet.

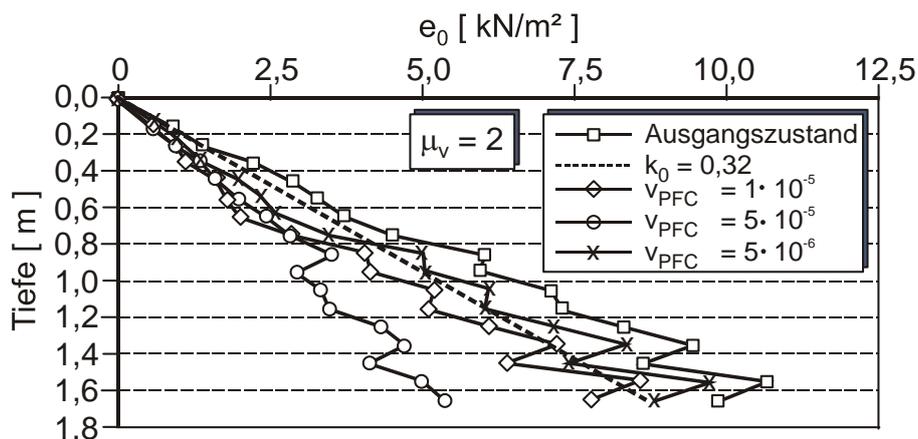


Abbildung 5-19: Anpassung des Primärspannungszustands des Partikelhaufwerks im numerischen Modell des Versuchskastens für die Wand A über eine Verkleinerung der Partikeldurchmesser mit einem Partikelreibungsbeiwert $\mu_v = 2,0$

5.5 Numerische räumliche aktive Erddruckversuche mit PFC^{3D}

5.5.1 Berechnungsablauf

Nachdem in dem Partikelhaufwerk ein annähernd geostatischer Primärspannungszustand hergestellt war, konnte den Partikeln der Partikelreibungsbeiwert μ_s nach Kapitel 5.4.3 zugewiesen werden. Damit stand ein numerisch erzeugtes Partikelhaufwerk zur Verfügung, das neben der Lagerungsdichte von $D = 0,40$ eine geostatische Spannungsverteilung sowie die Scherfestigkeit eines realen Sandkörpers aufwies. Vor der Durchführung der numerischen Erddruckversuche wurde der Messebene ein Wandreibungswinkel von $\delta_a = 26,6^\circ$ zugewiesen. Die anderen Wände blieben reibungsfrei. Mit diesem kalibrierten Partikelhaufwerk konnten der Einfluss des Räumlichkeitsverhältnisses n sowie der Einfluss der Wandbewegungsart auf die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks über numerische Versuche bestimmt und die Spannungsumlagerungsvorgänge dargestellt werden. Dafür wurde in der Mitte der Messebene ein vertikales Bauteil mit dem Räumlichkeitsverhältnis n erzeugt und in Abhängigkeit der zu untersuchenden Wandbewegungsart aktiv verschoben bzw.

verdreht. Der Bereich unterhalb des bewegten Bauteils wurde durch ein unbewegtes Wandelement verschlossen. Der sich bei zunehmender Verschiebungsgröße einstellende Spalt zwischen bewegtem Bauteil und dem Versuchskasten wurde durch einen umlaufenden Rand aus drei außenliegenden orthogonal auf der Messebene stehenden Wandelementen geschlossen, um so ein Ausrieseln der Partikel zu verhindern.

Untersucht wurden für die Wandbewegungsarten Parallelverschiebung, Drehung um den Fuß- und um den Kopfpunkt die Räumlichkeitsverhältnisse $n = 1, 2, 3, 4, 6$ und 8 . Für die Parallelverschiebung wurde eine Verschiebegeschwindigkeit von 10^{-6} m/step gewählt. Für die Fußpunktdrehung sowie für die Kopfpunktdrehung wurde eine Verdrehgeschwindigkeit von 10^{-5} rad/step verwendet. Damit war für eine Kopfpunktdrehung eines Systems bis $u/h = 0,2$ ‰ eine Rechenzeit von rd. 4 Wochen erforderlich. Die Bauteile mit Parallelverschiebung erforderten für die gleiche Verschiebung Rechenzeiten von rd. 2 bis 4 Monaten.

Mit der gewählten Verdreh- bzw. Verschiebegeschwindigkeit in den numerischen räumlichen Erddruckversuchen musste ein Kompromiss zwischen der erforderlichen Rechenzeit und der Genauigkeit der Gleichgewichtserfüllung im Partikelhaufwerk innerhalb jeden Zeitschritts eingegangen werden. Bis zu einem Räumlichkeitsverhältnis von $n = 2$ konnte während jeden Zeitschritts von einem System ausgegangen werden, das sich in einem ausreichenden Gleichgewichtszustand befand. Damit konnte von zutreffenden Messwerten für die horizontale Kraft auf das bewegte Bauteil ausgegangen werden. Für größere Räumlichkeitsverhältnisse befand sich das Partikelhaufwerk nicht während jeden Zeitschritts in einem ausreichenden Gleichgewichtszustand. Für Räumlichkeitsverhältnisse von $n > 2$ stellen Abbildung 5-20, Abbildung 5-21 und Abbildung 5-22 die Größe der verschiebungsabhängigen Kraft daher nur in erster Näherung dar. Um dennoch zutreffende Kraftgrößen ermitteln zu können, wurden die Systeme mit $n > 2$ durch Zwischenschritte mit zusätzlichen Rechenzyklen wieder annähernd in einen Gleichgewichtszustand gebracht.

Zur Reduktion der Rechenzeit wurde z.B. von Schmitt (2004) die Systemsymmetrie ausgenutzt und das System entsprechend verkleinert. Da allerdings bis auf die von Jensen et al. (1999) eingeführte „periodic boundary“ für den Kreisringscherversuch eine befriedigende allgemeingültige Formulierung von dafür erforderlichen Randbedingungen aussteht, wurde in den eigenen Untersuchungen auf eine Reduktion der Systemabmessungen aus Symmetrieeigenschaften abgesehen. Weiterhin ist anzumerken, dass die DEM-Berechnungen für alle Wandbewegungsarten und Räumlichkeitsverhältnisse mit jeweils demselben unter Kapitel 5.4.5 beschriebenen Ausgangspartikelsystem durchgeführt worden sind. Die Erzeugung dieses Ausgangspartikelsystems erfolgte durch eine zufällige Positionierung der Partikel und anschließendem Einrieseln (Methode des Einrieselns). Das verwendete Ausgangssystem stellt somit nur ein mögliches Partikelsystem dar. Um belastbare Ableitungen im Sinne von statistisch abgesicherten Mittelwerten zu erhalten, wäre eine Vielzahl von Wiederholungsversuchen zur Erzeugung dieses Ausgangssystems erforderlich gewesen. Durch die Wahl eines Systems mit 75759 Partikeln wurde der Anspruch verfolgt, dass sich statistische Schwankungen über die große Partikelanzahl homogenisieren. Ein

Nachweis konnte allerdings aufgrund der dafür erforderlichen Rechenzeiten nicht geführt werden.

5.5.2 Ergebnisse

Durch eine aktive Bewegung des Bauteils wurde eine Spannungumlagerung im angrenzenden Partikelhaufwerk induziert. Die auf das verschobene Bauteil wirkende horizontale Kraft $E(u)$ bezogen auf die Erdrückkraft E_0 wird nachfolgend als $\kappa(u)$ bezeichnet (Gl. 3-10) und wurde in Abhängigkeit der Wandverschiebungsart und der Bauteilgeometrie n über die bezogene Verschiebung u/h in Abbildung 5-20, Abbildung 5-21 und Abbildung 5-22 aufgetragen.

Die Ergebnisse zeigen, dass schon sehr kleine Wandbewegungen ausreichen, um den Prozess der Lastumlagerung auszulösen und abzuschließen. Wie bereits in den numerischen und experimentellen Untersuchungen festgestellt wurde, waren dafür im Fall der Fußpunktdrehung größere Verdrehungen bzw. Kopfverschiebungen erforderlich als für die Kopfpunktdrehung bzw. Parallelverschiebung (vgl. Kapitel 3.4.2 und Kapitel 4.5.3.1). Im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Modellversuchen wird allerdings auch ersichtlich, dass die zur Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft erforderlichen Verschiebungen sehr viel geringer waren. Qualitativ weisen die in den Abbildung 5-20, Abbildung 5-21 und Abbildung 5-22 dargestellten $\kappa(u/h)$ -Verläufe jedoch große Übereinstimmungen mit den in Abbildung 3-25, Abbildung 3-26 und Abbildung 3-27 (vgl. Kapitel 3.4.4) dargestellten Verläufen der Modellversuche auf. Für die weiteren Untersuchungen wird davon ausgegangen, dass aus der Darstellung der Abbildung 5-20, Abbildung 5-21 und Abbildung 5-22 die zur vollen Mobilisierung erforderliche Verschiebung $(u/h)_{min}$ näherungsweise abgeschätzt werden kann. Zusammenfassend sind die erforderlichen Verschiebungen $(u/h)_{min}$ für die drei untersuchten Wandbewegungsarten in Abbildung 5-23 dargestellt.

Wie bereits unter Kapitel 5.5.1 erwähnt wurde, ließ sich mit der verwendeten Verdreh- bzw. Verschiebegeschwindigkeit für Räumlichkeitsverhältnisse $n > 2$ kein ausreichender Gleichgewichtszustand im Partikelhaufwerk erzeugen. Daher wurde die Verschiebung bei allen Systeme mit $n > 2$ in einem Zwischenschritt gestoppt und durch zusätzliche 250000 Rechenzyklen annähernd in einen Gleichgewichtszustand gebracht. Diese Systeme wurden anschließend zur Bestimmung der räumlichen aktiven Erddruckkraft sowie zur Darstellung der Lastverteilung auf die Messebene verwendet.

Für die Parallelverschiebung sowie für die Kopfpunktdrehung ist der Abbildung 5-20 und der Abbildung 5-22 zu entnehmen, dass unabhängig vom Räumlichkeitsverhältnis n ab $u/h \approx 0,05$ keine weitere Abnahme der Erddruckkraft auftritt bzw. ein unterer Grenzwert erreicht ist. Bei der Parallelverschiebung und der Kopfpunktdrehung wurde dieser Zwischenschritt daher bei $u/h = 0,05$ durchgeführt. Im Fall der Fußpunktdrehung wurden die Zwischenschritte in Abhängigkeit vom Räumlichkeitsverhältnis n bei unterschiedlichem $(u/h)_{min}$ durchgeführt (vgl. Tabelle 5-2).

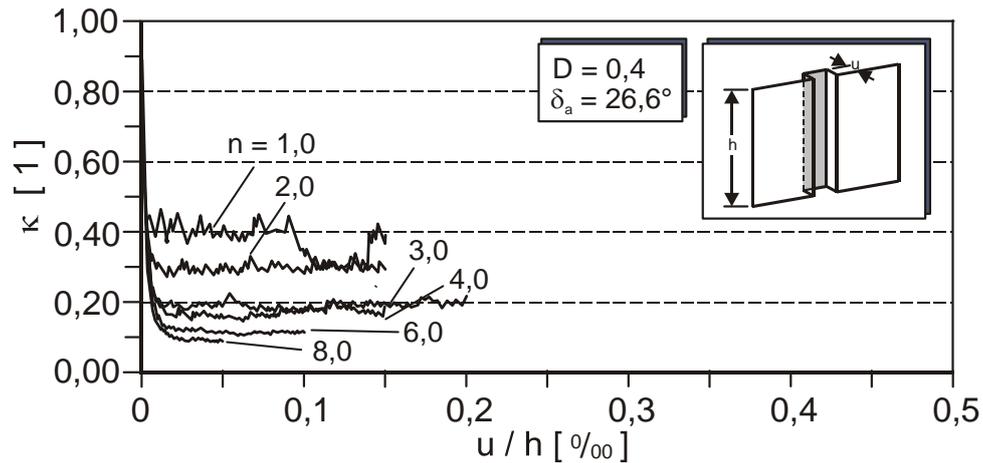


Abbildung 5-20: Darstellung der verschiebungsabhängigen Kraftentwicklung im DEM-Modell im Fall der Parallelverschiebung für $D = 0,40$

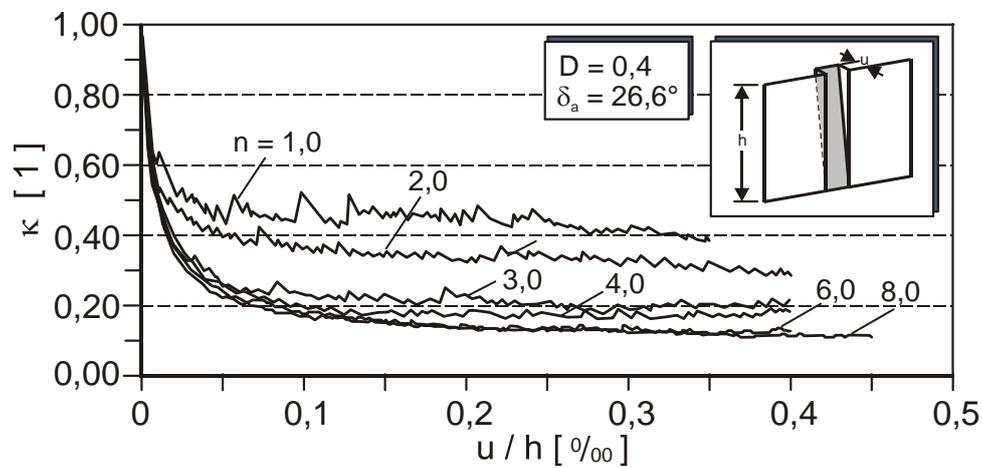


Abbildung 5-21: Darstellung der verschiebungsabhängigen Kraftentwicklung im DEM-Modell im Fall der Fußpunktdrehung für $D = 0,40$

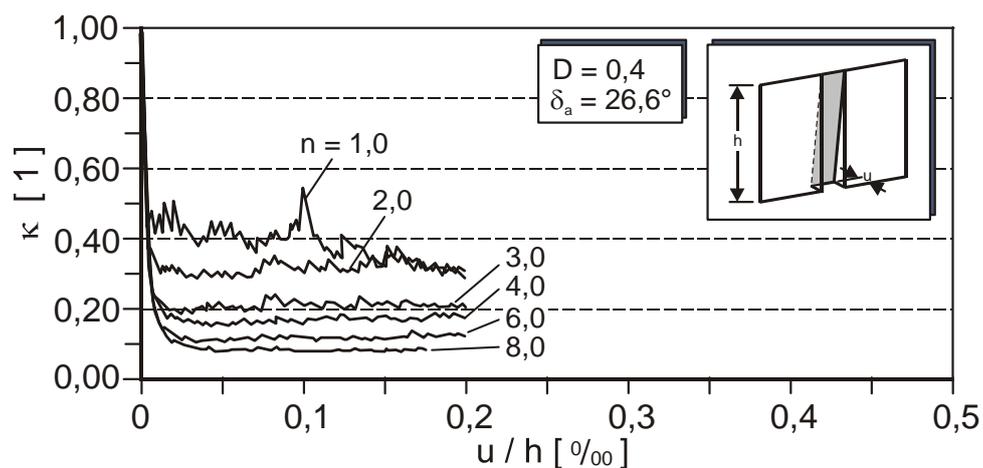


Abbildung 5-22: Darstellung der verschiebungsabhängigen Kraftentwicklung im DEM-Modell im Fall der Kopfpunktdrehung für $D = 0,40$

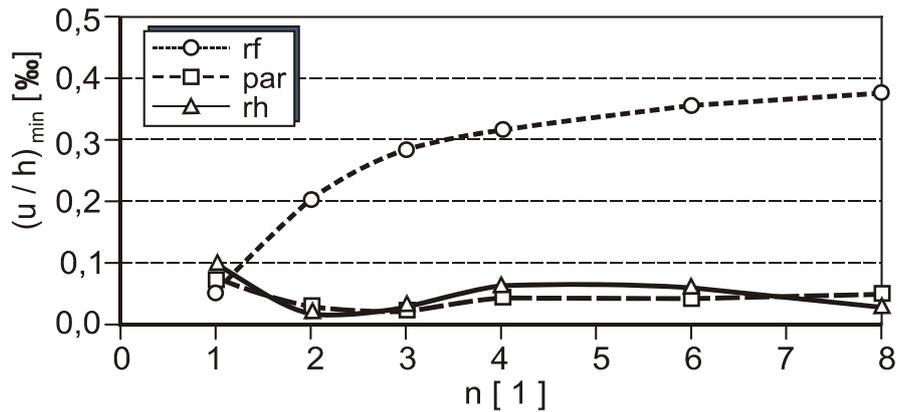


Abbildung 5-23: Darstellung der erforderlichen Verschiebung $(u/h)_{min}$ in Abhängigkeit der Räumlichkeit n für $D = 0,40$

Tabelle 5-2 : Zusammenstellung der DEM-Ergebnisse für $D = 0,40$

Wandbewegungsart	n	E_0	$E_{ah,3D}$	$(u/h)_{min}$	κ_{min}	λ
	[1]	[N]	[N]	[1]	[1]	[1]
par	1	22,1	7,4	0,05	0,33	0,68
	2	101,5	27,1	0,05	0,27	0,54
	3	265,3	50,9	0,05	0,19	0,39
	4	502,3	78,2	0,05	0,16	0,32
	6	1347,2	156,5	0,05	0,12	0,24
	8	2597,5	235,0	0,05	0,09	0,18
rf	1	22,1	9,2	0,12	0,42	0,84
	2	101,5	32,4	0,20	0,32	0,65
	3	265,3	56,2	0,25	0,21	0,43
	4	502,3	93,2	0,30	0,19	0,38
	6	1347,2	171,7	0,35	0,13	0,26
	8	2597,5	316,5	0,375	0,12	0,25
rh	1	22,1	7,7	0,05	0,35	0,71
	2	101,5	28,9	0,05	0,29	0,58
	3	265,3	58,0	0,05	0,22	0,44
	4	502,3	81,1	0,05	0,16	0,33
	6	1347,2	163,1	0,05	0,12	0,25
	8	2597,5	240,1	0,05	0,09	0,19

Für den Fall der Fußpunktdrehung zeigen die Abbildung 5-21 und die Abbildung 5-23, dass die zur Mobilisierung erforderliche Verschiebung $(u/h)_{min}$ größer ist als für die anderen beiden Wandbewegungsarten und bestätigen damit die Ergebnisse aus den Modellversuchen und der numerischen Untersuchung mit der FEM. Allerdings ist, entgegen den Ergebnissen aus den Modellversuchen und den FEM-Berechnungen, eine mit dem Räumlichkeitsverhältnis n

zunehmende Verschiebung $(u/h)_{min}$ zur vollen Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft im Fall der Fußpunktdrehung erforderlich.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-2 zusammengefasst. Die Auswertung über den Reduktionsfaktor λ erfolgte nach Gl. 3-17 worin von einem effektiven Winkel der inneren Reibung von $\varphi' = 43,1^\circ$ aus Kapitel 5.4.3 und einem aktiven Wandreibungswinkel von $\delta_a = 26,6^\circ$ ausgegangen wurde. Damit ergeben sich $k_0 = 0,32$ und $k_{ah} = 0,16$. Die sich aus den DEM-Berechnungen ergebenden Reduktionsfaktoren λ in Abhängigkeit der Wandbewegungsart sowie des Räumlichkeitsverhältnisses n sind in der Abbildung 5-24 aufgetragen. Darin zeigt sich für die untersuchten Verhältnisse, dass für alle Wandbewegungsarten der Reduktionsfaktor λ mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n stetig abnimmt. Im Fall der Parallelverschiebung tritt die größte, im Fall der Fußpunktdrehung die kleinste Abminderung auf. Bezogen auf die Fußpunktdrehung betragen die Differenzen $\Delta\lambda$ zwischen den verschiebungsartabhängigen Reduktionsfaktoren rd. 0,01 ($n = 6$) bis 0,17 ($n = 1$), wobei mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n die Differenz zwischen den Reduktionsfaktoren abnimmt.

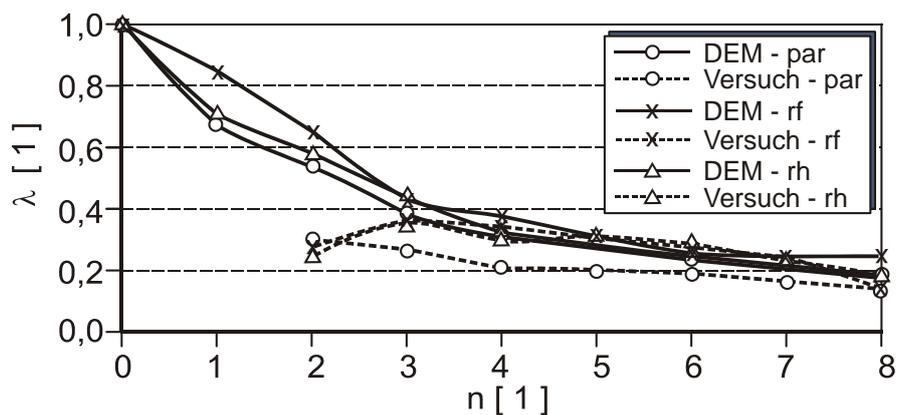


Abbildung 5-24: Vergleich der DEM- Ergebnisse mit den Ergebnissen des Modellversuchs

5.5.3 Vergleich mit den Ergebnissen aus den Modellversuchen

In Abbildung 5-24 sind neben den Ergebnissen der DEM-Berechnungen die Ergebnisse der Modellversuche nach Kapitel 3.4 dargestellt. Es zeigt sich, dass die DEM-Ergebnisse ab einem Räumlichkeitsverhältnis von $n = 3$ die λ -Verläufe der Modellversuche gut widerspiegeln. Weiterhin ist ersichtlich, dass für die Fuß- und Kopfpunktdrehung Reduktionsfaktoren in gleicher Größenordnung ermittelt wurden. Lediglich für die Parallelverschiebung ergaben die Versuche größere Abminderungen für den räumlichen aktiven Erddruck bezogen auf den ebenen Fall.

Die zur Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft erforderliche Verschiebung $(u/h)_{min}$ ergab sich in den numerischen Berechnungen als sehr viel kleiner als in den Versuchen. Dies liegt darin begründet, dass das Partikelhaufwerk aus Kugeln gleichen

Durchmessers bestand. Da eine Kalibrierung des Partikelsystems nicht mit der Zielstellung erfolgte das Verformungsverhalten zutreffend abzubilden, sondern das Festigkeitsverhalten annähernd zutreffend beschreiben zu können (vgl. Kapitel 3.3), konnte dieses erwartet werden.

5.5.4 Einflusszonen der Lastumlagerung

Wird einem numerischen Partikelsystem über seine Ränder eine Belastung aufgegeben, so wird, sofern die Kräfte im Partikelsystem in einem ausreichenden Gleichgewichtszustand sind, diese Belastung über das Partikelsystem auf die anderen Ränder übertragen. Messungen von Thornton (1997) mit photoelastischen Elementen sowie an mikroskopischen Aufnahmen an belasteten und anschließend chemisch verfestigten Sandproben von Iwashita et Oda (1998) haben gezeigt, dass eine Belastung innerhalb physikalischer Partikelhaufwerke über starre Kraftbrücken von Partikel zu Partikel (Kraftketten) übertragen wird. In den Bereichen zwischen diesen Kraftbrücken sind die Kontaktkräfte vergleichsweise gering. Bei einer Vergrößerung der Belastung erhöhen sich auch die Kontaktkräfte in diesen Kraftbrücken, während die Bereiche zwischen den Kraftbrücken weiterhin gering belastet bleiben. Nach Thornton (1997) richten sich diese Kontaktkraftnetzwerke in Richtung der Hauptspannungen aus. Sofern kein Bruch eintritt, kommt es zu keiner weiteren Spannungsumlagerung bzw. zu keiner signifikanten Neuausrichtung der Kontaktkraftnetzwerke [Iwashita et Oda (1998), Thornton (1997)].

In den eigenen numerischen DEM-Untersuchungen konnte ebenfalls beobachtet werden, dass die bereits ausgebildeten Kontaktkraftnetzwerke des Ausgangssystems mit zunehmender Belastung bestehen bleiben.

Für die durchgeführten räumlichen aktiven Erddruckversuche mit PFC^{3D} diente ein einziges Partikelsystem als Ausgangssystem. Abbildung 5-25 a) zeigt die Verteilung und relative Größe der Kontaktnormalkräfte in einer 0,04 m dicken horizontalen Lamelle in einer Tiefe von der Oberfläche von $z = 0,5 \text{ m}$. Abbildung 5-25 b) zeigt die Kontaktnormalkraftnetzwerke für $n = 6$ in gleicher Tiefe bei gleicher Lamellendicke für die drei Wandbewegungsarten im jeweiligen Grenzzustand. Es ist zu erkennen, dass sich unabhängig von der Wandbewegungsart ein deutliches Gewölbe aus Kontaktnormalkräften hinter dem verschobenen bzw. verdrehten Bauteil ausgebildet hat. Weiterhin zeigt die Abbildung 5-25 b) große Ähnlichkeiten in Art und Verteilung der Kontaktkraftnetzwerke unabhängig von der Wandbewegungsart.

Zurückzuführen ist dies darauf, dass sich durch die Partikelgenerierung bereits stabile Kontaktkraftnetzwerke im Ausgangssystem ausgebildet haben. Durch die Bewegung des Bauteiles werden diese Kontaktkraftnetzwerke durch die aus der Lastumlagerung resultierenden, zusätzlich abzuleitenden Kontaktkräfte stärker belastet. Es werden also bereits im Ausgangssystem angelegte Kontaktkraftnetzwerke zur Ableitung der umgelagerten Kontaktkräfte genutzt, sofern diese nicht durch äußere Einwirkungen unterbrochen werden.

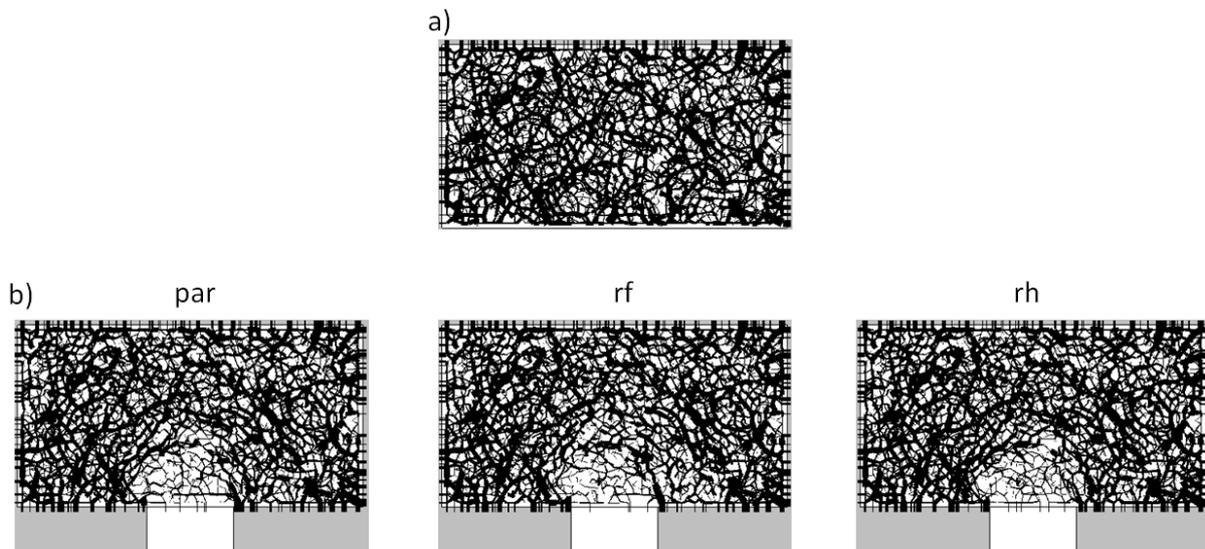


Abbildung 5-25: a) Darstellung der Kontaktnormalkräfte im horizontalen Schnitt bei $z = 0,5 \text{ m}$ für den Ausgangsspannungszustand (nicht skaliert);
 b) Darstellung der Kontaktnormalkräfte für $n = 6$ im horizontalen Schnitt bei $z = 0,5 \text{ m}$ für die Wandbewegungsarten par, rf, rh im jeweiligen Grenzzustand (nicht skaliert)

Die Abbildung 5-26 stellt exemplarisch die Differenzen zwischen den Horizontalspannungen auf die Messebene im Ausgangszustand und im Grenzzustand für die drei Wandbewegungsarten bei $n = 6$ dar. Die Horizontalspannungen wurden aus der Summe der horizontalen Kontaktkräfte auf jeweils $0,05 \text{ m}$ breite und $0,1 \text{ m}$ hohe Wandbereiche ermittelt. Deutlich ist durch die dunkelgraue bis schwarze Einfärbung zu erkennen, dass auf das verschobene Bauteil eine geringere Horizontalspannung wirkt als im Ausgangszustand, während neben dem Bauteil eine Spannungserhöhung festzustellen ist. Weiterhin ist ersichtlich, dass die Spannungserhöhung neben dem verschobenen Bauteil nicht gleichmäßig auftrat. Vielmehr sind insbesondere im oberen und unteren Drittel bauteilnahe Bereiche mit einer Lastkonzentration zu erkennen. Weiterhin ist unterhalb des verschobenen Bauteils unabhängig von der Wandbewegungsart ebenfalls eine Lastkonzentration ersichtlich.

Abbildung 5-27 stellt die auf den Ausgangsspannungszustand bezogenen Änderungen der Horizontalspannungen auf die Messebene im Grenzzustand nach Gl. 5-23 für ein Bauteil mit $n = 6$ für unterschiedliche Tiefen dar. Die Horizontalspannungen wurden dabei ebenfalls aus der Summe der Kontaktkräfte auf $0,05 \text{ m} \times 0,10 \text{ m}$ große Wandelemente errechnet. Es zeigt sich, dass der Einfluss der Wandbewegungsart auf die Horizontalspannungsverteilung sowohl auf die Messebene als auch auf die Bereiche neben dem bewegten Bauteil gering ist. Dagegen haben die Messungen mit dem Folienmesssystem der Modellversuche gezeigt, dass es einen Einfluss der Wandbewegungsart auf die Spannungsverteilung neben dem bewegten Bauteil gibt. Inwieweit sich dieser Einfluss auf die Kornverteilung bzw. auf das Partikelhaufwerk des DEM-Systems zurückführen lässt, konnte mit den durchgeführten Untersuchungen nicht beantwortet werden.

$$\Delta e = \frac{e_0 - e_a}{e_0}$$

Gl. 5-23

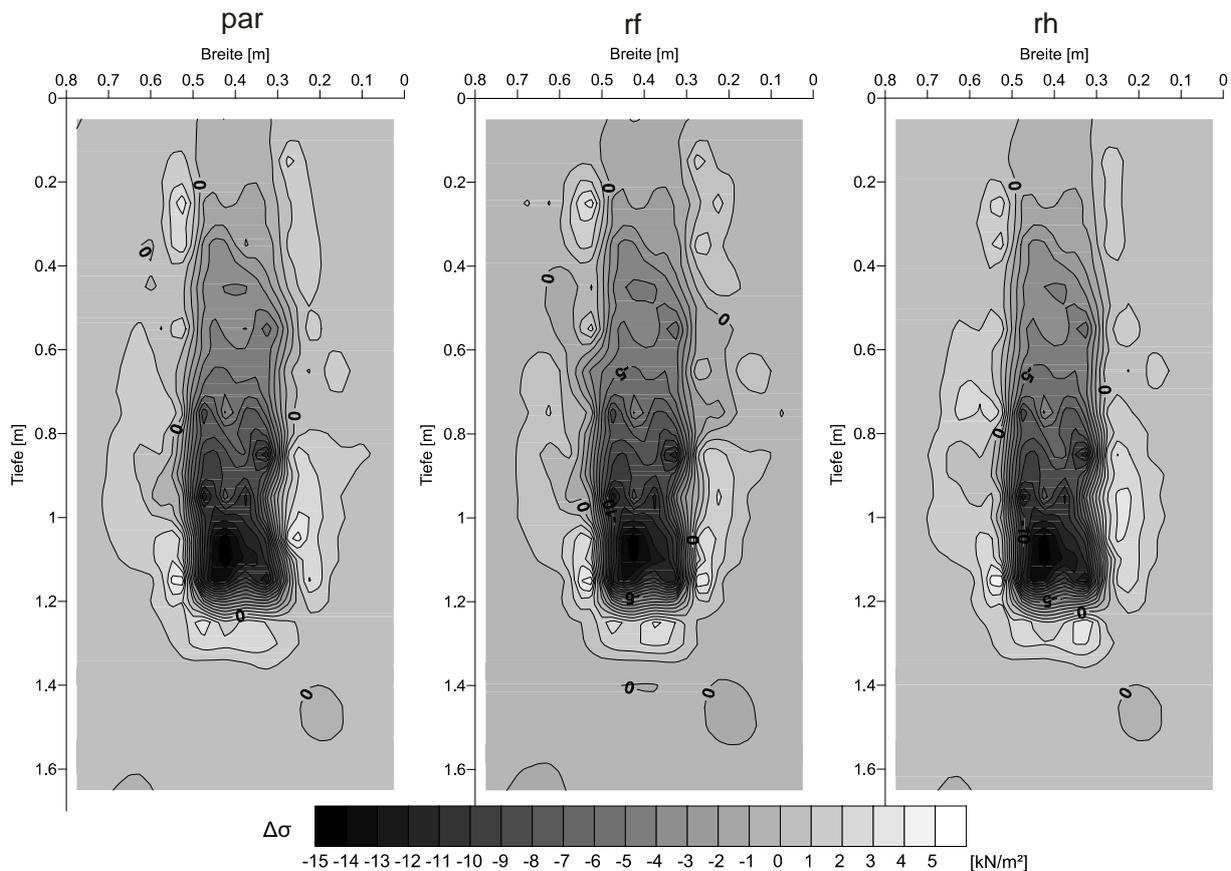


Abbildung 5-26: Darstellung der Differenz der Horizontalspannung $\Delta\sigma$ aus Ausgangszustand und Grenzzustand für $n = 6$ für $D = 0,40$

Die Einflussbreite der Spannungsumlagerung neben dem verschobenen Bauteil kann aus Abbildung 5-27 ebenfalls mit rd. $0,5 \cdot b$ bis rd. $1,0 \cdot b$ abgeschätzt werden. Auch hier ist wie in Abbildung 5-26 zu erkennen, dass es unterhalb des verschobenen Bauteils zu einer Erhöhung der Spannung infolge von vertikalen Umlagerungsvorgängen gekommen ist.

Die Abbildung 5-28 zeigt die Verteilung der Horizontalspannungen auf das Bauteil mit $n = 6$ im Grenzzustand für die drei Wandbewegungsarten auf einen 0,05 m breiten vertikalen Streifen des Bauteils. Darin zeigt sich, dass unabhängig vom Räumlichkeitsverhältnis n , der Wandbewegungsart oder der Tiefe z die Horizontalspannungen eine Größe von rd. 1,0 kN/m² nicht überschreiten. Das in Abbildung 5-25 b) zu erkennende Gewölbe scheint die Spannungen aus dem umgebenden Partikelhaufwerk vollständig abzuschirmen. Eine Belastung des Bauteils resultiert demnach lediglich aus den Partikeln, die von diesem Partikelgewölbe und dem Bauteil eingeschlossen sind.

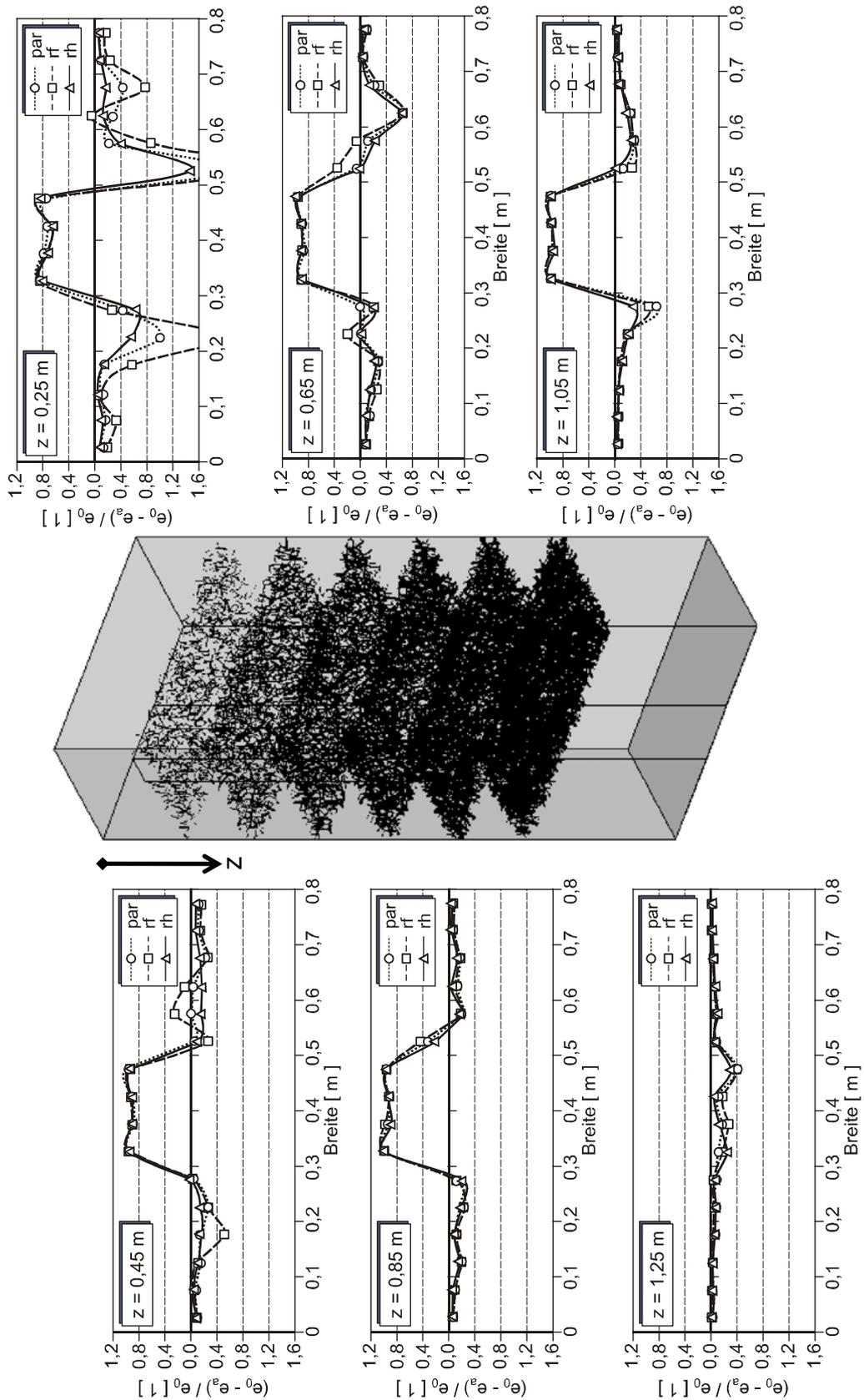


Abbildung 5-27: Darstellung der auf die Ausgangsspannung bezogene Änderung der Horizontalspannungen Δe auf die Messebene für $n = 6$ für verschiedene Tiefen

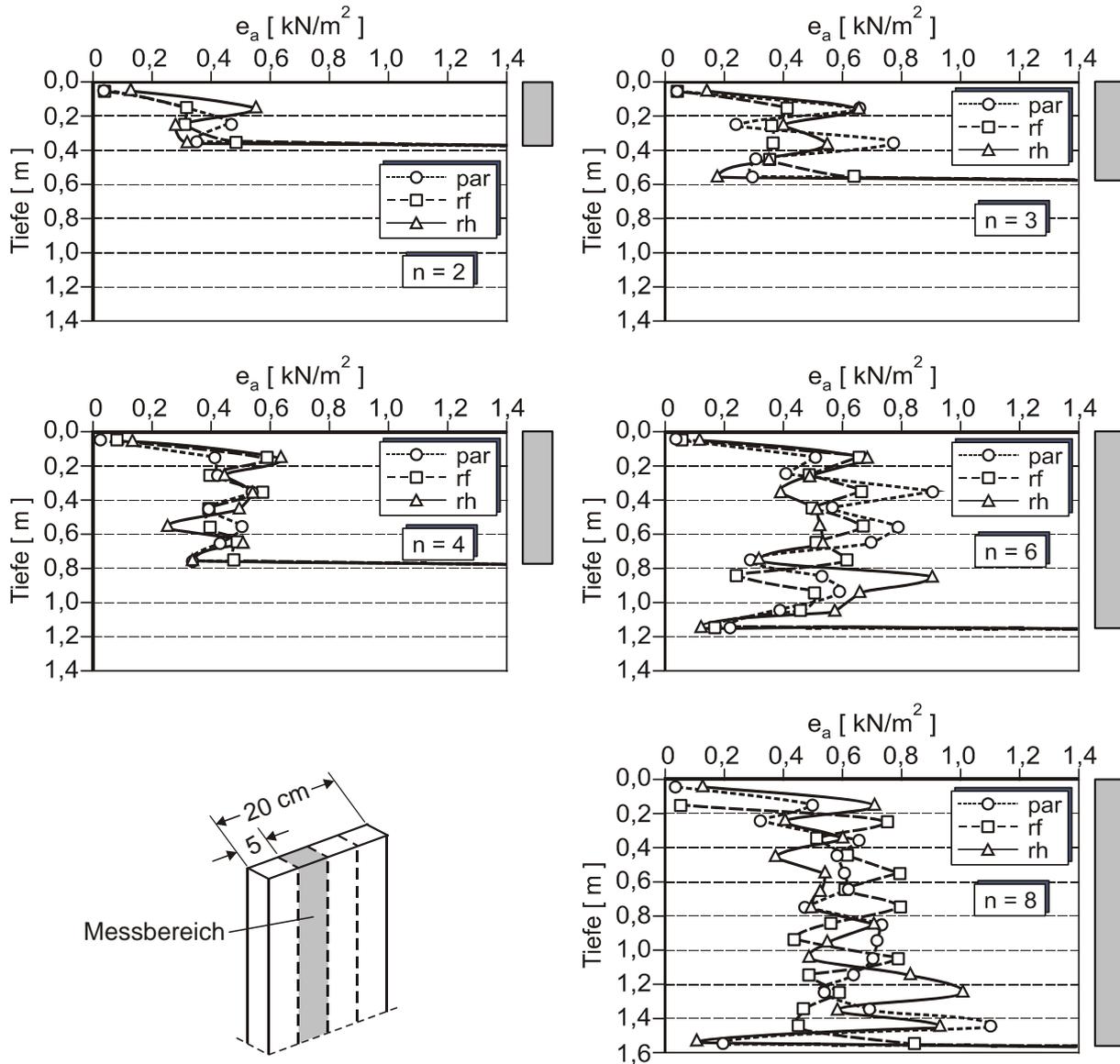


Abbildung 5-28: Darstellung der Horizontalspannungen auf einen 0,05 m breiten vertikalen Messbereich des bewegten Bauteils im jeweiligen Grenzzustand für die drei Wandbewegungsarten

5.6 Zusammenfassung

Mit der Methode der Diskreten Elemente (DEM) lassen sich zum einen bodenmechanische Grundsatzuntersuchungen im Elementversuch modellieren. Die Ergebnisse dieser Grundsatzuntersuchungen können u.a. zur Weiterentwicklung von Stoffansätzen dienen. Ein kurzer Überblick hierzu wurde in Kapitel 5.2.2 gegeben. Zum anderen lassen sich mit der DEM geotechnische Strukturen im Sinne von numerischen Experimenten untersuchen (vgl. Kapitel 5.2.3). Insbesondere eignet sich die DEM für die Untersuchung von Vorgängen, die große Diskontinuitäten hervorrufen. Die dafür erforderliche Partikelanzahl und die bisher dafür zur Verfügung stehenden Vorgehensweisen beschränken zurzeit jedoch die Anwendbarkeit solcher Untersuchungen.

Durch die mikromechanische Betrachtung mithilfe der DEM werden neue Erklärungsmodelle zum makroskopischen Verhalten von granularen Erdstoffen im Elementversuch wie auch von komplexen geotechnischen Strukturen ermöglicht. Während eine zutreffende Modellierung des einzelnen Partikels die Vorgänge in einem Elementversuch aufzeigen kann und so u.a. eine Weiterentwicklung von Stoffgesetzen ermöglicht, kann aus der zutreffenden Modellierung eines Partikelhaufwerks, losgelöst von der mikromechanischen exakten Beschreibung des einzelnen Partikels, z.B. auch das Tragverhalten von Verdrängungspfählen [Bolton et Cheng (2002), Mörchen et Walz (2003)] und Bohrpfählen [Schmitt (2004)] mikromechanisch untersucht werden. Mit zunehmendem Wissen über die Mikromechanik nichtbindiger Erdstoffe insbesondere im Kontaktbereich und unter der Einwirkung zyklischer Beanspruchungen sowie mit zunehmender Leistungsfähigkeit der Berechnungsalgorithmen und der Rechnerleistung ist zu erwarten, dass zukünftig die numerische Berechnung von geotechnischen Strukturen mit der DEM in allgemeiner Form auch außerhalb der wissenschaftlichen Zielstellung möglich sein wird.

Mit den eigenen numerischen DEM-Untersuchen wurde eine Vorgehensweise vorgeschlagen, mit der ein Partikelhaufwerk erzeugt werden konnte, an dem räumliche Erddruckversuche zur Bestimmung der verschiebungsabhängigen Reduktion der räumlichen aktiven Erddruckkraft auf ein aktiv bewegtes Bauteil durchgeführt worden sind. Weiterhin ließen sich die damit einhergehenden Lastumlagerungsvorgänge darstellen. Dem dafür erforderlichen Partikelhaufwerk war ein geostatischer Spannungszustand, eine Lagerungsdichte sowie eine definierte Scherfestigkeit einzuprägen

Das verwendete Partikelhaufwerk bestand aus Kugeln gleichen Durchmessers. Bezogen auf einen realen nichtbindigen Bodenkörper verloren die Partikelparameter k_n , k_s und μ im numerisch erzeugten Haufwerk ihren mikromechanisch-physikalischen Bezug. Für ein mit der Methode des Einrieselns erzeugtes Partikelhaufwerk konnten die Partikelparameter jedoch in der Form kalibriert werden, dass mit diesem Haufwerk ein nichtbindiger Bodenkörper mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,40$ und einer Scherfestigkeit von $\varphi' = 43,1^\circ$ abgebildet werden konnte.

Zur Kalibrierung der Partikelparameter wurden numerische Triaxialversuche mit der DEM durchgeführt. Es konnte dadurch gezeigt werden, dass für ein Haufwerk aus Kugeln gleichen Durchmessers die Scherfestigkeit neben dem Partikelreibungsbeiwert μ maßgeblich durch die Partikelnormalensteifigkeit k_n beeinflusst wird. Mit der Methode des Einrieselns konnte über die Einführung einer äquivalenten Porenzahl $n_{0,PFC}$ eine beliebige Lagerungsdichte in dem Haufwerk erzeugt werden. Allerdings zeigte sich dabei auch eine Abhängigkeit der Lagerungsdichte D von der Partikelnormalensteifigkeit k_n , was einen iterativen Kalibriervorgang erforderlich machte.

Mit diesem Iterationsprozess konnte ein kalibriertes Partikelhaufwerk erzeugt werden, an dem die numerischen Erddruckversuche durchgeführt wurden. Die zur Abbildung der Scherfestigkeit erforderlichen großen Partikelnormalensteifigkeiten führten zu großen Rechenzeiten. Dies wiederum machte es erforderlich durch eine Reduktion der

Systemabmessung zu einer Reduktion der verwendeten Partikelanzahl und damit der erforderlichen Rechenzeit zu kommen.

An dem kalibrierten Partikelhaufwerk wurden aktive Erddruckversuche für Bauteile der Räumlichkeitsverhältnisse $n = 1, 2, 3, 4, 6$ und 8 mit den Wandbewegungsarten Parallelverschiebung, Drehung um den Fuß- und Kopfpunkt durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass zur Mobilisierung des Grenzzustands im Fall der Fußpunktdrehung Verformungen erforderlich sind, die im Vergleich zu den anderen beiden Wandbewegungsarten um ein Vielfaches größer sind. Die Größe der numerisch ermittelten räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ sowie die Verteilung der Horizontalspannung auf die Messebene waren jedoch nur im geringen Maße abhängig von der Wandbewegungsart.

Für die DEM-Ergebnisse kann dies dadurch erklärt werden, dass die im Ausgangszustand bereits bestehenden Kontaktkraftnetzwerke größtenteils auch bei zunehmender Belastung bestehen blieben und sich verstärkten. Gleichwohl führte eine aktive Bauteilverschiebung zu einer Lastumlagerung im angrenzenden Partikelhaufwerk, die sich allerdings nicht homogen verteilt darstellte. Die Lasteinflusszone neben dem verschobenen Bauteil wies eine Breite von $0,5 \cdot b$ bis rd. $1,0 \cdot b$ auf. Die vertikale Verteilung der Horizontalspannung auf das verschobene Bauteil war unabhängig von dem Räumlichkeitsverhältnis und der Wandbewegungsart in etwa gleich.

6 Vergleich und Bewertung der Ergebnisse

6.1 Vergleich der Berechnungsverfahren

6.1.1 Allgemeines

Allen im Kapitel 2 dargestellten Berechnungsverfahren ist gemein, dass sie in erster Linie zur Bestimmung der äußeren Standsicherheit am flüssigkeitsgestützten Erdschlitz entwickelt worden sind. Die Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckkraft erfolgt dabei auf Grundlage von zahlreichen vereinfachenden Annahmen, die einen auf theoretischen Überlegungen basierenden, eindeutigen Gültigkeitsnachweis nicht ermöglichen. Die Anwendbarkeit vieler Verfahren wurde zwar durch den erfolgreichen Einsatz bei der erdstatischen Bemessung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzen unter Berücksichtigung einer Sicherheit bestätigt [Piaskowski et Kowalewski (1965), DIN 4126 (08/1986), Walz et Hock (1987)], eine abgesicherte Aussage über die tatsächliche charakteristische Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft ermöglichen diese Verfahren bisher jedoch nicht.

Eine Validierung der Berechnungsverfahren kann experimentell bzw. numerisch erfolgen. Die Ergebnisse der numerischen FEM-Parameterstudie nach Kapitel 4.5 wurden daher mit den anhand der unter Kapitel 2 dargestellten Berechnungsverfahren ermittelten Ergebnissen verglichen und nachfolgend hinsichtlich einer zutreffenden Abschätzung der räumlichen aktiven Erddruckkraft bewertet. Der numerischen Untersuchung lag dabei die Betrachtung eines nichtbindigen Bodens mit unterschiedlicher Lagerungsdichte zugrunde.

Betrachtet werden nachfolgend vereinfachend die FEM-Ergebnisse für die Kopfpunktdrehung, da die darin ermittelten räumlichen aktiven Erddruckkräfte über denen lagen, die sich aus den anderen beiden Wandbewegungsarten ergaben und somit für den Vergleich auf der sicheren Seite liegende Werte darstellen. Für die nachfolgend vorgestellten Vergleichsberechnungen wurde auf Grundlage der verwendeten bodenmechanischen Kennwerte in der durchgeführten numerischen Parameterstudie nach Kapitel 4.5 angenommen, dass der nichtbindige Boden bei $D = 0,20$ einen Winkel der inneren Reibung von $\varphi' = 33,2^\circ$, bei $D = 0,50$ einen Winkel der inneren Reibung von $\varphi' = 38,6^\circ$ und bei $D = 0,70$ einen Winkel der inneren Reibung von $\varphi' = 44,1^\circ$ aufwies. Die Wandreibung wurde in den Berechnungen mit $\delta_a = 0^\circ$ bzw. mit $\delta_a = 1/3 \varphi'$, $\delta_a = 2/3 \varphi'$ und $\delta_a = \varphi'$ angesetzt. Die Auswertung erfolgt mittels der Darstellung des Reduktionsfaktors λ über das Räumlichkeitsverhältnis n .

6.1.2 Vergleich der Berechnungsverfahren für $\delta_a = 0^\circ$

In Abbildung 6-1, Abbildung 6-2 und Abbildung 6-3 werden die Berechnungsergebnisse für einen homogenen nichtbindigen Baugrund mit einer Wandreibung $\delta_a = 0^\circ$ dargestellt. Da das Verfahren von Schneebeli (1964) in seinem Ergebnis gleich mit dem des

Berechnungsverfahren von Huder (1972) ist, wurde dieses in den Vergleich nicht mit einbezogen. Weiterhin konnten die Verfahren von Tsai et Chang (1996) und Fox (2004) aufgrund der ungeklärten bzw. widersprüchlichen Annahmen nicht berücksichtigt werden.

Der Vergleich der mit den Berechnungsverfahren ermittelten Ergebnisse mit denen der numerischen Parameterstudie mit der FEM zeigt, dass die Verfahren nach Piaskowski et Kowalewski (1965) und Huder (1972) sehr große räumliche aktive Erddruckkräfte ermitteln. Wird allerdings in dem Verfahren von Huder (1972) für den operativen Seitendruckbeiwert $k_y = \cos^2 \varphi'$ statt $k_y = k_0$ zum Ansatz gebracht, ergeben sich nahezu identische Ergebnisse wie mit dem Verfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie mit dem Ansatz von $k_y = k_0$. Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden in Abbildung 6-1, Abbildung 6-2 und Abbildung 6-3 nur die Ergebnisse für das Verfahren nach Huder (1972) mit $k_y = k_0$ dargestellt. Die Berechnungen mit dem Verfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie wurden mit einem Gewölbefaktor von $\chi = 0$ durchgeführt.

Während die Berechnungsergebnisse mit den Verfahren nach der DIN 4085 (02/1987) und der DIN 4085 (10/2007) im Vergleich zu den FEM-Ergebnissen ebenfalls zu große räumliche aktive Erddruckkräfte ergeben, ermittelt hingegen das Verfahren von Washbourne (1984) insbesondere bei Räumlichkeitsverhältnissen $n < 10$ sehr viel kleinere räumliche aktive Erddruckkräfte. Lediglich das Verfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie nach Walz et Prager (1978) lässt eine Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ in Größe der numerisch mit der FEM ermittelten Werte zu. Dabei bestätigt sich die Aussage von Walz et Hock (1987), wonach die Verwendung von $1 - \sin \varphi'$ als Größe für den operativen Seitendruckbeiwert k_y zu einer konservativen Abschätzung führt. Abhängig vom Winkel der inneren Reibung φ' sowie vom Räumlichkeitsverhältnis n ergibt jedoch der Ansatz von $k_y = \cos^2 \varphi'$ als operativer Seitendruckbeiwert zutreffendere Ergebnisse. Für einen Reibungswinkel von $\varphi' = 33,2^\circ$ unterschätzt dieser Ansatz jedoch bis $n < 9$ die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ (vgl. Abbildung 6-1). Für $\varphi' = 38,6^\circ$ wird die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ bis $n < 5$ unterschätzt (vgl. Abbildung 6-2).

Das in Deutschland für die Ermittlung der äußeren Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten geltende Standardverfahren der DIN 4126 (08/1986) liefert im Vergleich zu den Ergebnissen der numerischen Parameterstudie für $\varphi' = 44,1^\circ$ bis rd. $n = 2$ Werte vergleichbarer Größe. Ab $n > 3$ weisen die mit dem Verfahren der DIN 4126 (08/1986) ermittelten räumlichen aktiven Erddruckkräfte für alle untersuchten Winkel der inneren Reibung jedoch deutlich größere Werte im Vergleich zu den numerisch ermittelten Werten auf. So werden z.B. für $n = 9$ räumliche aktive Erddruckkräfte $E_{ah,3D}$ berechnet, die rd. doppelt so groß sind wie die mit der FEM berechneten. Für den Vergleich der Berechnungsverfahren mit den numerischen Ergebnissen ist anzumerken, dass die numerischen Berechnungen mit der Annahme einer starren Wand bei einer Kopfpunktdrehung erfolgten. Der Versagensmechanismus eines flüssigkeitsgestützten Erdschlitzes hingegen setzt sich aus einer Kopfpunktdrehung und einer Parallelverschiebung einer weichen Wand zusammen (vgl. Kapitel 3.2.3).

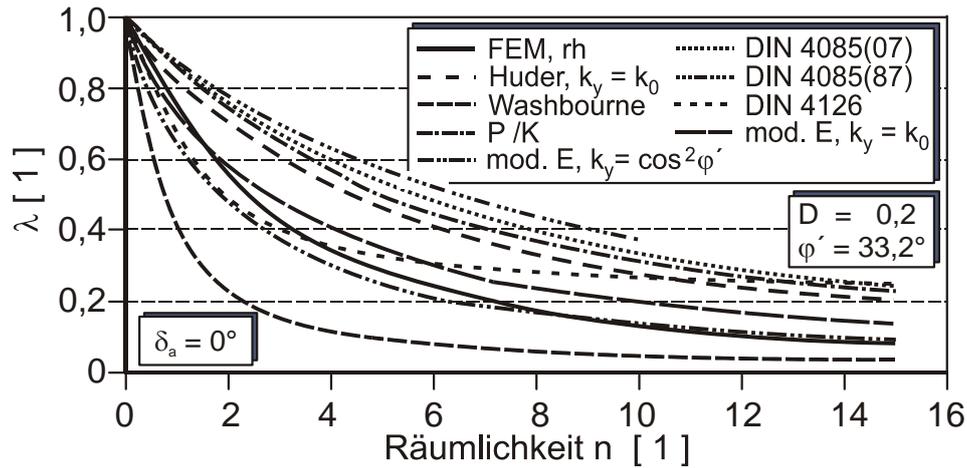


Abbildung 6-1 : Vergleich der Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen der FEM für $\delta_a = 0^\circ$ und $\varphi' = 33,2^\circ$ bei $D = 0,20$

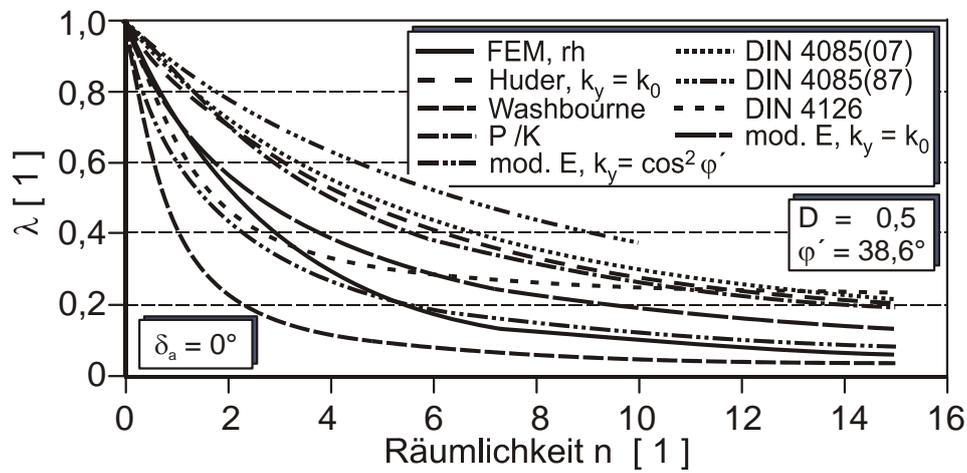


Abbildung 6-2 : Vergleich der Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen der FEM für $\delta_a = 0^\circ$ und $\varphi' = 38,6^\circ$ bei $D = 0,50$

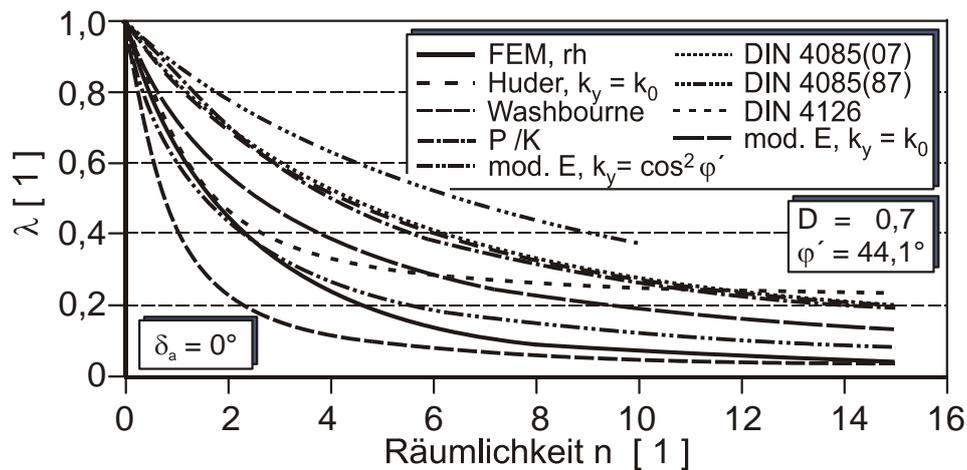


Abbildung 6-3 : Vergleich der Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen der FEM für $\delta_a = 0^\circ$ und $\varphi' = 44,1^\circ$ bei $D = 0,70$

6.1.3 Vergleich der Berechnungsverfahren für $\delta_a > 0^\circ$

Sofern das aktiv verschobene Bauteil mit begrenzter Breite b eine Wandreibung $\delta_a > 0^\circ$ aufweist, erlaubt streng genommen nur noch das Berechnungsverfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie eine Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks. Das Verfahren von Huder (1972) ermöglicht formal die Berücksichtigung der Wandreibung über einen entsprechend gewählten ebenen aktiven Erddruckbeiwert k_{ah} für $\delta_a \neq 0^\circ$ (vgl. Kapitel 2.3.1). Die DIN 4085 (02/1987) empfiehlt für $\delta_a \neq 0^\circ$ die Verwendung der Formbeiwerte von Karstedt (1978 & 1980). Allerdings werden diese nur für einige Kombinationen von $\alpha \neq 0^\circ$, $\beta \neq 0^\circ$ und $\delta_a \neq 0^\circ$ in Diagrammen gegeben. Da für die in der durchgeführten numerischen Parameterstudie verwendeten Eingangsgrößen keine Formbeiwerte nach Karstedt (1978 & 1980) zu ermitteln waren, konnte dieser Ansatz nicht in den Vergleich mit einbezogen werden. Die DIN 4085 (10/2007) führt aus, dass das dort gegebene Verfahren für Verhältnisse, die von $\alpha = \beta = \delta_a = 0^\circ$ abweichen, nur näherungsweise gilt. Die mit diesem Verfahren ermittelten Reduktionsfaktoren sind in Abbildung 6-4, Abbildung 6-5 und Abbildung 6-6 dargestellt, liegen jedoch deutlich über denen der anderen Verfahren.

Die Ergebnisse der o.a. Berechnungsverfahren werden nachfolgend ebenfalls mit den Ergebnissen der numerischen Parameterstudie verglichen und exemplarisch für $\delta_a = 2/3 \varphi'$ in Abbildung 6-4, Abbildung 6-5 und Abbildung 6-6 dargestellt.

Wie in der Parameterstudie mit der FEM festgestellt wurde, hat eine Wandreibung $\delta_a \neq 0^\circ$ nahezu keinen Einfluss auf den Reduktionsfaktor λ (vgl. Kapitel 4.5.3.4). Aus einer Betrachtung für das Verfahren von Huder (1972) kann geschlossen werden, dass auch hier die Wandreibung keinen Einfluss auf den Reduktionsfaktor λ hat, da diese nur über den Erddruckbeiwert k_{ah} berücksichtigt werden kann und dieser sich bei der Division mit der ebenen aktiven Erddruckkraft heraus kürzt.

Weiterhin kann anhand des dargestellten Vergleichs festgestellt werden, dass für das Verfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie nach Walz et Hock (1987) die Größe des Reduktionsfaktors λ durch den Winkel der inneren Reibung φ' nur gering beeinflusst wird. Zur Bewertung der Berechnungsverfahren sind für den Ansatz des Erdruhedruckbeiwertes k_0 als operativen Seitendruckbeiwert $k_y = 1 - \sin \varphi'$ die berechneten Reduktionsfaktoren λ in Tabelle 6-1 dargestellt. Die Berechnungen mit dem Verfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie wurden dabei ebenfalls mit einem Gewölbefaktor von $\chi = 0$ durchgeführt.

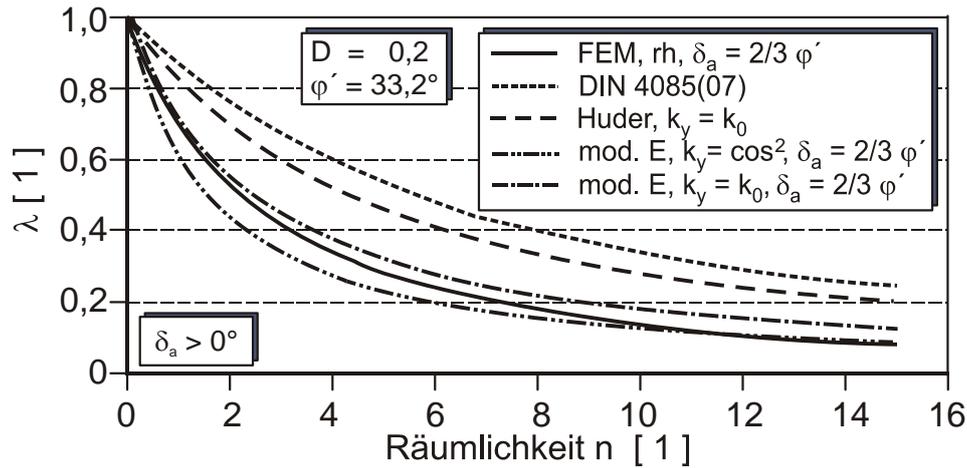


Abbildung 6-4 : Vergleich der Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen der FEM für $\delta_a = 2/3\varphi'$ und $\varphi' = 33,2^\circ$ bei $D = 0,20$

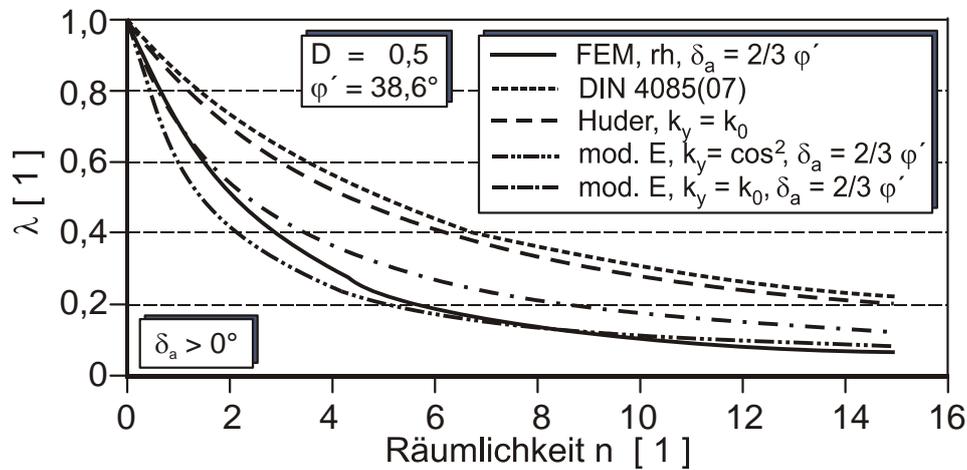


Abbildung 6-5 : Vergleich der Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen der FEM für $\delta_a = 2/3\varphi'$ und $\varphi' = 38,6^\circ$ bei $D = 0,50$

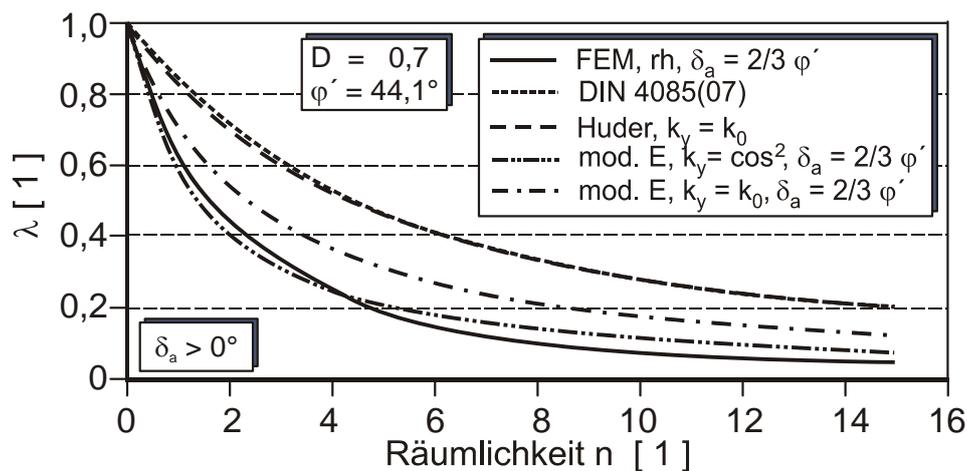


Abbildung 6-6 : Vergleich der Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen der FEM für $\delta_a = 2/3\varphi'$ und $\varphi' = 44,1^\circ$ bei $D = 0,70$

Tabelle 6-1 : Reduktionsfaktoren λ in Abhängigkeit von n , φ' und δ_a nach dem Verfahren der modifizierten Elementscheibentheorie mit einem operativen Seitendruckbeiwert $k_y = 1 - \sin \varphi'$ [berechnet nach Walz et Hock (1987)]

n	λ								
	$\varphi' = 33,2^\circ$			$\varphi' = 38,6^\circ$			$\varphi' = 42,1^\circ$		
	$\delta_a = 1/3 \varphi'$	$\delta_a = 2/3 \varphi'$	$\delta_a = \varphi'$	$\delta_a = 1/3 \varphi'$	$\delta_a = 2/3 \varphi'$	$\delta_a = \varphi'$	$\delta_a = 1/3 \varphi'$	$\delta_a = 2/3 \varphi'$	$\delta_a = \varphi'$
[1]	[1]	[1]	[1]	[1]	[1]	[1]	[1]	[1]	[1]
0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,5	0,844	0,836	0,828	0,839	0,831	0,822	0,838	0,830	0,822
1,0	0,728	0,718	0,706	0,721	0,710	0,698	0,720	0,709	0,697
1,5	0,639	0,627	0,615	0,630	0,618	0,605	0,629	0,617	0,604
3,0	0,461	0,449	0,437	0,452	0,440	0,427	0,450	0,438	0,425
6,0	0,289	0,280	0,271	0,281	0,272	0,263	0,280	0,271	0,261
9,0	0,208	0,201	0,194	0,202	0,195	0,188	0,201	0,194	0,187
12,0	0,162	0,156	0,151	0,157	0,151	0,146	0,156	0,151	0,145

6.2 Bewertung der Berechnungsverfahren

6.2.1 Allgemeines

Für eine Bewertung der Berechnungsverfahren ist eine Einteilung in einfache Anwendungsfälle und Anwendungsfälle mit erweiterten Randbedingungen sinnvoll. Der einfache Anwendungsfall lässt sich für die Bestimmung der räumlichen aktiven Erddruckkraft auf ein Bauteil mit oder ohne Wandreibung im homogenen Boden und ggfs. einer großflächigen Oberflächenlast beschreiben. Eine Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks kann dabei über eine einfache Handrechnung erfolgen. Der Anwendungsfall mit erweiterten Randbedingungen, wie Baugrundsichtung und begrenzte Lasten mit unterschiedlichen Absetztiefen lässt sich i.d.R. nicht mehr mit der Hand rechnen und erfordert eine rechnergestützte Ermittlung. Durch die heutige Verfügbarkeit leistungsfähiger Hard- und Software ist die Wahl eines Berechnungsverfahrens allerdings nur noch von der Qualität der Berechnungsergebnisse und der auf die Randbedingungen bezogenen Anwendbarkeit abhängig.

Zu den Berechnungsverfahren, die aufgrund von einfachen Randbedingungen eine Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks mittels einfacher Hilfsmittel wie Taschenrechner, Tabellen und Diagrammen ermöglichen, lassen sich die Verfahren von Piaskowski et Kowalewski (1965), Washbourne (1984), Huder (1972) sowie die Verfahren der DIN 4085 (10/1987) und DIN 4085 (02/2007) zählen.

Die Literatur zu dem Verfahren von Tsai et Chang (1996) weist teilweise fehlerhafte, teilweise widersprüchliche Angaben in den Bestimmungsgleichungen auf [Tsai et Chang

(1996a) & (1996b), Tsai et al. (2000)]. Das Verfahren von Tsai et Chang (1996) konnte daher nicht in die weitere Betrachtung einbezogen werden.

Das Berechnungsverfahren von Karstedt (1982) wurde anhand der gesichteten Literatur bisher nur auf die Nachrechnung von Modellversuchen angewendet. Eine praxistaugliche Beschreibung des Verfahrens ist nicht verfügbar. Das Verfahren von Karstedt (1982) kann daher ebenfalls im Weiteren nicht berücksichtigt werden. Gleiches gilt für das Berechnungsverfahren nach Fox (2004). Eine problembezogene Anwendung ist nur durch vom Anwender zu treffende Annahmen möglich. Somit stellt es nach Ansicht des Verfassers keine Verbesserung zum Verfahren der DIN 4126 (08/1986) dar und wird im Folgenden ebenfalls nicht weiter betrachtet.

6.2.2 Berechnungsverfahren für einfache Randbedingungen

Die Ermittlung des Erddrucks nach Piaskowski et Kowalewski (1965) kann über eine einfache vom Winkel der inneren Reibung φ' sowie dem Räumlichkeitsverhältnis n abhängige Beiwertbestimmung erfolgen. Ein Vergleich der Ergebnisse des Verfahrens mit den numerisch ermittelten Ergebnissen nach Abbildung 6-1, Abbildung 6-2 und Abbildung 6-3 zeigt, dass das Verfahren von Piaskowski et Kowalewski (1965) zu einer deutlichen Überschätzung des räumlichen aktiven Erddrucks führt. So werden ab einem Räumlichkeitsverhältnis von $n = 5$ mit dem Verfahren von Piaskowski et Kowalewski (1965) rd. doppelt so große räumliche aktive Erddruckkräfte ermittelt wie durch die numerische Parameterstudie mit der FEM.

Ebenfalls zu einer deutlichen Überschätzung führen die Verfahren der DIN 4085 (02/1987) und DIN 4085 (10/2007). Zwar ermöglicht das Verfahren der DIN 4085 (10/2007) bei der Bestimmung des Abminderungsfaktors gegenüber dem der DIN 4085 (02/1987) die Berücksichtigung des Winkels der inneren Reibung φ' . Für nichtbindige Böden führt dies ab $\varphi' > rd. 30^\circ$ zu einer größeren Abminderung als nach dem Verfahren der DIN 4085 (02/1987). Allerdings zeigt der Vergleich auch, dass damit nur Ergebnisse in der Größenordnung des Verfahrens von Piaskowski et Kowalewski (1965) erreichbar sind. Jedoch ist davon auszugehen, dass die Verfahren der DIN 4085 eher den Anspruch einer konservativen Abschätzung haben, als dass sie für eine zutreffende Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks vorgesehen sind. In der Annahme, dass die mit diesen Verfahren ermittelten räumlichen aktiven Erddrücke für starre Bauwerke mit einer Wandreibung $\delta_a \neq 0^\circ$ auf der sicheren Seite liegende Abschätzungen liefern, wurde in der DIN 4085 eine Anwendung außerhalb der flüssigkeitsgestützten Erdschlitzte vorgeschlagen.

Das Verfahren nach Washbourne (1984) ermöglicht ebenfalls eine einfache Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckkraft. Allerdings wird deren Größe für alle Räumlichkeitsverhältnisse n deutlich unterschätzt. Das Verfahren ist daher für eine Anwendung ungeeignet.

Mit dem Ansatz eines operativen Seitendruckbeiwerts von $k_a \leq k_y \leq k_0$ führt das Verfahren von Huder (1972) ebenfalls zu einer deutlichen Überschätzung des räumlichen aktiven Erddrucks. Allerdings können unter Verwendung des von Walz et Hock (1987) vorgeschlagenen operativen Seitendruckbeiwertes von $k_y = \cos^2 \varphi'$ zutreffendere Erddrücke berechnet werden, die für Winkel der inneren Reibung $\varphi' < 38^\circ$ zu einer guten Übereinstimmung mit den numerisch ermittelten räumlichen aktiven Erddruckkräften führen. Diese Ergebnisse sind aus Gründen der Übersichtlichkeit in den Abbildungen nicht dargestellt. Auch ist in dem Verfahren von Huder (1972) die Berücksichtigung einer Wandreibung über einen entsprechend gewählten aktiven Erddruckbeiwert k_{ah} möglich.

6.2.3 Berechnungsverfahren für erweiterte Randbedingungen

Zu den Berechnungsverfahren, die erweiterte Randbedingungen wie geneigtes Gelände, Baugrundsichtung und begrenzte Lasten mit verschiedenen Absetztiefen berücksichtigen können, sind die Verfahren der DIN 4126 (08/1986) sowie das Verfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie nach Walz et Prager (1978) zu zählen. Dafür wird in diesen Verfahren ein fiktiver Bruchkörper lamellenweise eingeteilt. Die bodenmechanischen Unzulänglichkeiten des Bruchkörpermodells werden durch sinnvolle Annahmen kompensiert.

Das Verfahren der DIN 4126 (08/1986) ist für die Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks bei der Ermittlung der äußeren Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Erdschlitten vorgesehen. Der Ergebnisvergleich mit den numerischen FEM-Ergebnissen nach Abbildung 6-1, Abbildung 6-2 und Abbildung 6-3 für starre Bauteile zeigt, dass erst ab $\varphi' > 44^\circ$ und kleinen Räumlichkeitsverhältnissen $n < 3$ eine zutreffende Abschätzung der räumlichen aktiven Erddruckkraft möglich ist. Für $\varphi' < 44^\circ$ ergibt das Verfahren der DIN 4126 bis $n = 3$ zu kleine und ab $n = 3$ zu große räumliche aktive Erddruckkräfte. Mit zunehmendem n werden zunehmend zu große räumliche aktive Erddruckkräfte ermittelt. Daher kann eine allgemeine Anwendung des Verfahrens der DIN 4126 nicht empfohlen werden.

Das Berechnungsverfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie in seiner Beschreibung nach Walz et Hock (1987) ermöglicht die Berechnung der räumlichen aktiven Erddruckkraft auch auf starre Bauteile mit einer Wandreibung $\delta_a \neq 0$. Der Ergebnisvergleich zeigt, dass das Verfahren für die untersuchten Randbedingungen in der Lage ist, eine gute Näherung an die numerisch ermittelten Ergebnisse zu liefern. Dabei ergibt der Ansatz des operativen Seitendruckbeiwerts von $k_y = k_0$ für alle Räumlichkeitsverhältnisse Ergebnisse, die auf der sicheren Seite liegen, während der Ansatz von $k_y = \cos^2 \varphi'$ für $\varphi' \geq 44,1^\circ$ nahezu die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie widerspiegeln (vgl. Abbildung 6-6). Für kleinere Winkel der inneren Reibung φ' allerdings wird insbesondere bis zu Räumlichkeitsverhältnissen von $n < 6$ bei $\varphi' = 38,6^\circ$ bzw. $n < 10$ bei $\varphi' = 33,2^\circ$ die Abminderung unterschätzt (vgl. Abbildung 6-5 bzw. Abbildung 6-4).

Nach Walz et Hock (1987) lässt sich über den Gewölbefaktor χ die Auswirkung der Wandbewegungsart auf die Erddruckverteilung und auf die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks abbilden. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich im räumlichen aktiven Erddruckfall eine Verteilung der Horizontalspannungen auf das bewegte Bauteil vergleichbar mit der Erddruckverteilung im ebenen Fall nach Abbildung 6-7 einstellt (vgl. Kapitel 2.2.7). Während im ebenen Fall der Gewölbefaktor χ keinen Einfluss auf die Größe der Erddruckkraft hat, lässt sich im räumlichen Fall die verschiebungsartabhängige Größe der Erddruckkraft nach Walz et Hock (1987) über den Gewölbefaktor χ beschreiben.

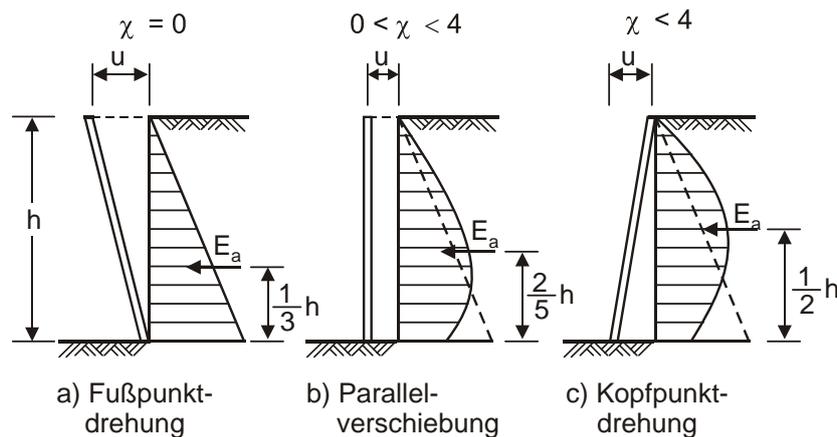


Abbildung 6-7 : Verteilung der aktiven Erddruckspannung im ebenen Fall über den Ansatz des Gewölbefaktors χ in dem Berechnungsverfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie [nach Walz et Hock (1987)]

Im räumlichen aktiven Fall bildet demnach der Gewölbefaktor $\chi = 0$ ebenfalls eine Fußpunktdrehung ab und ergibt im Vergleich zur Parallelverschiebung und der Kopfpunktdrehung die kleinste Erddruckkraft. Ein großer Gewölbefaktor χ stünde für die Kopfpunktdrehung. Die Parallelverschiebung würde über Zwischenwerte darstellbar sein. Aus der Anwendung des Gewölbefaktors χ auf den räumlichen Fall folgt, dass die räumliche aktive Erddruckkraft für die Fußpunktdrehung kleiner ist als für die Parallelverschiebung. Die größte räumliche aktive Erddruckkraft ergäbe sich für die Kopfpunktdrehung.

Außerdem ergibt sich ein Einfluss des Gewölbefaktors χ auf die vom Räumlichkeitsverhältnis n abhängige Größe der Erddruckkraft $E_{ah,3D}$. Abbildung 6-8 veranschaulicht diesen Effekt für ein Beispiel. Der Abbildung 6-8 lässt sich entnehmen, dass sich z.B. im Fall der Parallelverschiebung für $n = 5$ rd. 40 % bis 60 % größere $E_{ah,3D}$ -Werte ergeben, als für die Fußpunktdrehung. Dieser starke Einfluss der Wandbewegungsart auf die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft konnte mit den eigenen Untersuchungen nicht bestätigt werden.

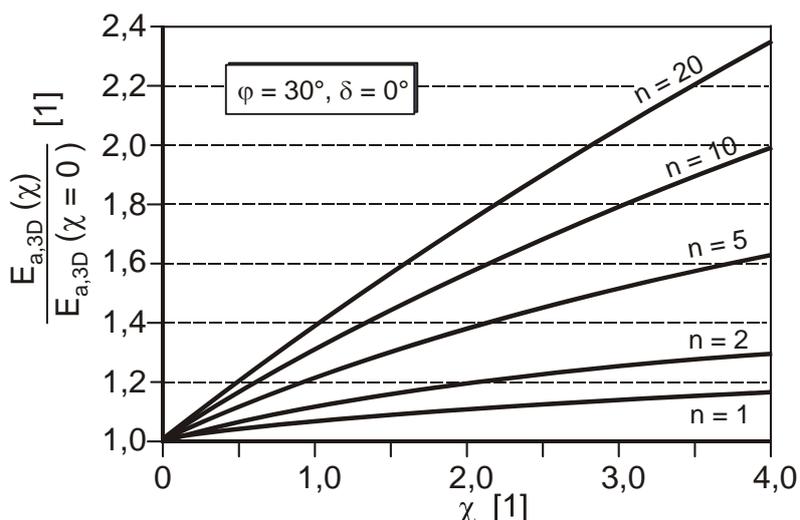


Abbildung 6-8 : Abhängigkeit der räumlichen aktiven Erddruckkraft nach der modifizierten Elementscheibentheorie vom Gewölbefaktor χ und dem Räumlichkeitsverhältnis n [nach Walz et Hock (1987)]

Aus der Parameterstudie mit der FEM sowie aus den Ergebnissen der Modellversuche geht hervor, dass die kleinste räumliche aktive Erddruckkraft im Fall der Parallelverschiebung mobilisiert wird (vgl. Tabelle 6-2). Die Anwendung des Gewölbefaktors χ in dem Berechnungsverfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie führt daher nicht zu einer Abbildung der im Modellversuch oder in den numerischen Berechnungen festgestellten Einflüsse auf die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft und kann daher für eine Anwendung nicht empfohlen werden.

Tabelle 6-2 : Vergleich des Einflusses der Wandbewegungsart auf die resultierende räumliche aktive Erddruckkraft aus den eigenen Untersuchungen

Art der eigenen Untersuchung	Größe von $E_{ah,3D}$ in Abh. der Wandbewegungsart
Modellversuche (Kapitel 3.3)	$E_{ah,3D,par} < E_{ah,3D,rf} \leq E_{ah,3D,rh}$
FEM (Kapitel 4.5.3)	$E_{ah,3D,par} < E_{ah,3D,rf} \leq E_{ah,3D,rh}$
DEM (Kapitel 5.5.2)	$E_{ah,3D,par} \leq E_{ah,3D,rh} \leq E_{ah,3D,rf}$

6.3 Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks

Die Versuchsergebnisse sowie die numerischen FEM-Ergebnisse zeigen, dass zur Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks in einem locker gelagerten nichtbindigen Boden tendenziell größere Verformungen $(u/h)_{min}$ erforderlich sind, als in einem dicht gelagerten und bestätigen damit die Angaben von Weißenbach (1975) für den ebenen Fall. Die eigenen experimentellen und numerischen Untersuchungen ergaben, dass zur Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks für die Parallelverschiebung sowie für die Drehung um den Kopfpunkt in etwa gleich große Verschiebungen erforderlich sind wie im ebenen Fall (vgl. Tabelle 6-3). Lediglich für den Fall der Fußpunktdrehung sind nach den

eigenen Ergebnissen größere Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven Grenzzustands zu erwarten.

Die Berechnungsverfahren des Kapitels 2 wurden in erster Linie zum Nachweis der äußeren Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten entwickelt. So leitet sich u.a. das Verfahren der DIN 4085 (02/1987) aus Mittelwerten der Verfahren von Piaskowski et Kowalewski (1965), Walz et Prager (1978) und Karstedt (1980) ab. Die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks wurde darin gleichgesetzt mit dem im Schlitz herrschenden Flüssigkeitsdruck beim Versagen bzw. Kollabieren des Schlitzes und damit bei großen Verformungen.

Die eigenen Versuche zeigen, dass eine volle Mobilisierung der räumlichen aktiven Erddruckkraft allerdings schon bei weit geringeren Verschiebungen des starren Bauteils erreicht wird. Die zugehörige räumliche aktive Erddruckkraft war bis zu 50 % geringer als die Erddruckkraft bei großen Verformungen (vgl. Tabelle 3-7). Da die vorliegende Untersuchung für starre Bauteile durchgeführt wurde, ist die kleinste mobilisierte räumliche aktive Erddruckkraft als maßgebend angesehen worden. Die Anwendung auf große zusammengesetzte Verformungszustände der flüssigkeitsgestützten Erdschlitzte lässt sich daher mit den eigenen Ergebnissen nur unzureichend bewerten.

Tabelle 6-3 : Vergleich der erf. bezogenen Verschiebungen $(u/h)_{min}$ zur Mobilisierung des ebenen und des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre Bauteile, (für mitteldichte bis dichte sowie für lockere Lagerung wurden nur mit den Räumlichkeitsverhältnisse $n = 3$ und $n = 4$ Vergleichsversuche durchgeführt)

Lagerungsdichte	Wandbewegungsart	ebener Fall	räumlicher Fall	
		Weißbach (1975)	nach Versuchen Kapitel „Modellversuche“	aus numerischer Parameterstudie $0,3 \leq n \leq 15$
		$(u/h)_{min}$	$(u/h)_{min}$	$(u/h)_{min}$
		[‰]	[‰]	[‰]
mitteldicht bis dicht	par	0,5 - 1,0	1,2 – 1,5	1,0 – 3,0
	rf	1,0 - 2,0	4,6 – 8,8	(7,0 – 16,0)
	rh	2,0 - 4,0	2,0 - 3,0	3,0 – 8,0
mitteldicht	par	1,0 - 2,0	0,7 – 2,2	1,0 – 4,0
	rf	2,0 - 4,0	3,6 – 5,2	(10,0 - 18,5)
	rh	4,0 - 8,0	1,7 – 4,0	2,0 – 8,0
locker	par	2,0 - 3,0	2,0 - 2,2	1,5 – 4,0
	rf	4,0 - 5,0	5,5- 13,7	(12,0 – 18,0)
	rh	8,0 - 10,0	4,0 - 4,9	2,0 – 5,0

6.4 Einflusszonen der Lastumlagerung

Die Ergebnisse mit der DEM nach Kapitel 5.5.4 zeigen, dass in einem granularen Medium die räumliche Lastübertragung infolge einer aktiven Bauteilbewegung über gewölbeförmige Kontaktkraftnetzwerke erfolgt. Diese Kontaktkraftnetzwerke waren nach Kapitel 5.5.4 bereits im Primärspannungszustand angelegt und blieben, sofern diese nicht unterbrochen wurden, auch bei zunehmender Belastung stabil. Dies deckt sich mit Beobachtungen aus Falltür-Versuchen, wonach ein Gewölbe ohne äußere Einwirkung ebenfalls bei einer Laststeigerung stabil bleibt [von Terzaghi (1936b)].

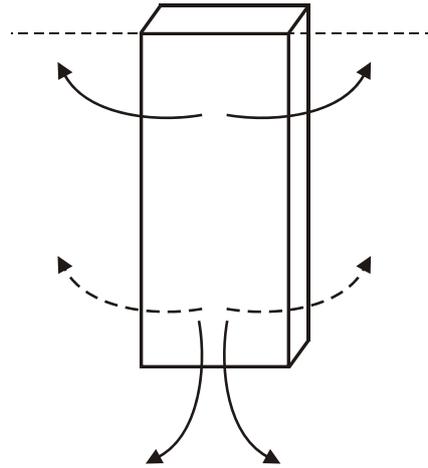


Abbildung 6-9 : Schematische Darstellung der Lastumlagerung am verschobenen Bauteil

Die Ableitung der umgelagerten Lasten erfolgt in Bereiche neben dem bewegten Bauteil (vgl. Abbildung 6-9). Sowohl die Ergebnisse der DEM nach Kapitel 5.5.4 als auch die Messungen mit dem Folienmesssystem nach Kapitel 3.4.6 zeigen, dass es dabei jedoch zu keiner homogenen Spannungserhöhung neben dem Bauteil kommt. Vielmehr konnten in den eigenen Untersuchungen lokal begrenzte Spannungserhöhungen festgestellt werden. Allerdings fallen erwartungsgemäß die gemessenen Spannungsspitzen in ihrer Größe bei Weitem geringer aus als jene, die mit der DEM ermittelt wurden (vgl. Abbildung 6-10). Dies kann darin begründet liegen, dass mit der DEM die Kräfte über starre Kontaktkraftnetzwerke übertragen werden, die den Durchmesser eines Partikels haben. Das reale Partikelhaufwerk des Versuchsbodens ist über seine Korngrößenverteilung und damit durch die Partikelgröße und –anzahl in der Lage, die Lasten der Kraftketten über einen größeren Bereich zu homogenisieren. Gleichwohl weisen die Messungen darauf hin, dass diese Homogenisierung der Kraftketten bzw. des Kraftflusses in einem nichtbindigen Boden nicht vollständig ist.

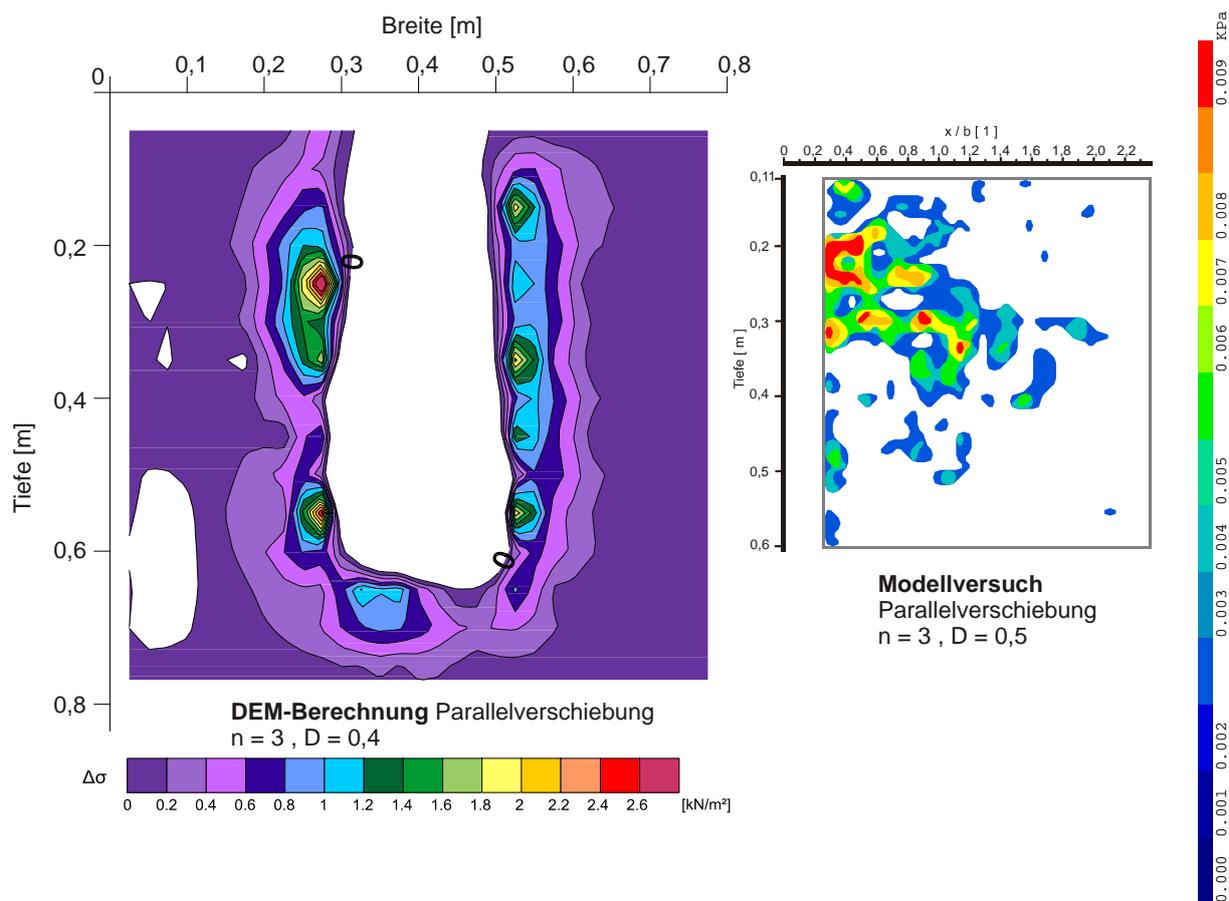


Abbildung 6-10: Vergleich der Horizontalspannungsdifferenzen aus der DEM-Berechnung und aus dem Modellversuch für die Parallelverschiebung mit $n = 3$ im Grenzzustand mit $b = 0,2 \text{ m}$

7 Empfehlungen

7.1 Allgemeines

Mit den Ergebnissen der Modellversuche nach Kapitel 3.4 konnten räumliche FEM-Modelle validiert werden (Kapitel 4.4), mit denen in einer Parameterstudie der Einfluss des Räumlichkeitsverhältnisses n sowie der Lagerungsdichte D , der Wandbewegungsart und des Wandreibungswinkels δ_a auf die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft in einem homogenen nichtbindigen Baugrund untersucht werden konnte. In der Parameterstudie wurden starre Bauteile mit Räumlichkeitsverhältnissen von $n = 0,3$ bis $n = 15$ untersucht. Die Lagerungsdichte wurde dabei mit $D = 0,20$, $D = 0,50$ und $D = 0,70$ angenommen und die Wandreibung zwischen $\delta_a = 0^\circ$ und $\delta_a = \varphi'$ variiert.

Im Ergebnis kann festgestellt werden, dass das Räumlichkeitsverhältnis n der maßgebende Einflussfaktor auf die Reduktion des räumlichen aktiven Erddrucks ist. Zudem ergab sich ein Einfluss der Lagerungsdichte auf die Größe des Reduktionsfaktors λ . Für die Wandreibung δ_a konnte kein Einfluss auf λ festgestellt werden (vgl. Kapitel 4.5.3.4).

Mit den Ergebnissen konnte dargestellt werden, dass bereits kleine Räumlichkeitsverhältnisse zu einer signifikanten Reduktion der aktiven Erddruckkraft in einem homogenen nichtbindigen Boden führen. Schon bei einer Bauteilhöhe h , die der Bauteilbreite b entspricht ($n = 1$), lässt sich nach den eigenen Untersuchungen mit einer Reduktion der räumlichen aktiven Erddruckkraft in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte von rd. 25 % bis rd. 35 % rechnen (vgl. Tabelle 4-8). Dabei kommt es bei dichter Lagerung zu einer größeren Reduktion als bei einer lockeren Lagerung.

Es konnte weiterhin gezeigt werden, dass die zur Mobilisierung erforderliche Wandverschiebung im räumlichen aktiven Fall in der Größenordnung jener des ebenen aktiven Falls liegt. Sofern eine Verschiebung von $u/h > 8 \%$ vorausgesetzt werden kann, lässt sich unabhängig von der Wandverschiebungsart, dem Räumlichkeitsverhältnis n sowie der Lagerungsdichte D vereinfachend von einem voll mobilisierten aktiven Erddruckzustand ausgehen (vgl. Tabelle 6-3).

Die heutige Leistungsfähigkeit der Hard- und Softwaresysteme ermöglicht eine numerische räumliche Berechnung von komplizierten geotechnischen Problemen. Die Ergebnisse der eigenen Untersuchung dürften für solche Anwendungsfälle allenfalls nur orientierenden Nutzen haben. Der mit einer numerischen räumlichen Berechnung verbundene Aufwand rechtfertigt sich allerdings nicht für einfache Problemstellungen. In diesen Fällen können die nachfolgenden Empfehlungen Berücksichtigung finden.

7.2 Entwurf eines Berechnungsansatzes für einfache Randbedingungen

Für eine einfache Abschätzung der räumlichen aktiven Erddruckkraft auf ein starres Bauteil in einem homogenen nichtbindigen Boden kommen bisher i.d.R. die Verfahren nach Piaskowski et Kowalewski (1965) oder der DIN 4085 (02/1987) bzw. DIN 4085 (10/2007) zur Anwendung. In Kapitel 6.2.2 konnte gezeigt werden, dass die damit ermittelten Erddruckkräfte stark auf der sicheren Seite liegen. Über die Auswertung der eigenen Ergebnisse wird nachfolgend ein einfacher Ansatz zur Bestimmung des Reduktionsfaktors λ vorgeschlagen, der eine zutreffendere Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckkraft ermöglicht. Dabei werden die Ergebnisse für die Kopfpunktdrehung zugrunde gelegt, die in den eigenen Untersuchungen im Vergleich zu den anderen Wandbewegungsarten die größten räumlichen aktiven Erddruckkräfte ergaben. In dem nachfolgend dargestellten Berechnungsansatz kann daher der Einfluss der Wandbewegungsart auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

Für den eigenen Berechnungsansatz für einfache Randbedingungen wird angenommen, dass sich die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ über Gl. 7-1 mit dem Reduktionsfaktor λ abschätzen lässt.

$$E_{ah,3D} = \lambda \cdot \frac{h^2 \cdot b}{2} \cdot \gamma \cdot k_{ah} \quad \text{Gl. 7-1}$$

Weil der Reduktionsfaktor λ nach Kapitel 4.5.3.4 nicht von der Wandreibung δ_a beeinflusst wird, kann davon ausgegangen werden, dass sich der Einfluss der Wandreibung δ_a auf die Größe der räumlichen aktiven Erddruckkraft über den ebenen Erddruckbeiwert k_{ah} nach Gl. 4-3 ausdrücken lässt. Die Größe des Reduktionsfaktors λ lässt sich somit durch das Räumlichkeitsverhältnis n und durch den Winkel der inneren Reibung φ' bzw. hier durch die Lagerungsdichte D nach Gl. 7-2 beschreiben.

$$\lambda(n, D) = f(n) + f(D) \quad \text{Gl. 7-2}$$

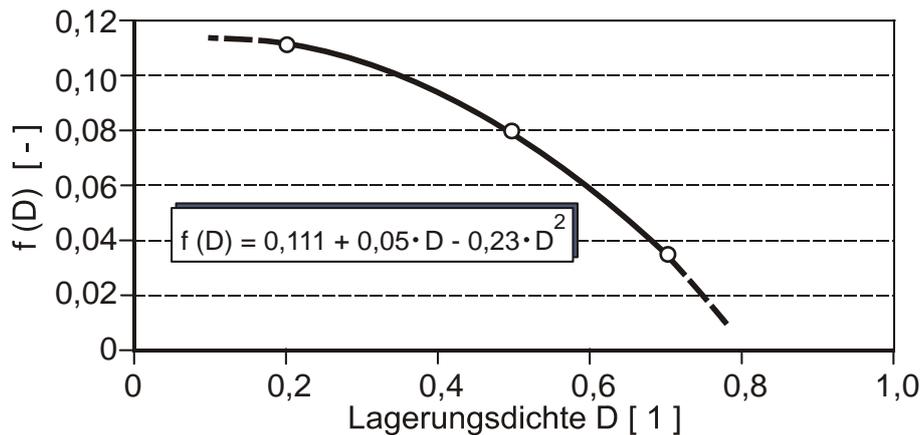
Darin bezeichnet $f(n)$ die mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n abnehmende Größe des Reduktionsfaktors. Für die untersuchten Systeme $0,3 \leq n \leq 15$ lässt sich $f(n)$ durch Gl. 7-3 ausdrücken.

$$f(n) = 0,92 \cdot 0,7^n \quad ; \text{ für } 0,3 \leq n \leq 15 \quad \text{Gl. 7-3}$$

In den numerischen Untersuchungen wurde in Kapitel 4.5.3.3 der Einfluss der Lagerungsdichte D für $D = 0,20$, $D = 0,50$ und $D = 0,70$ untersucht. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7-1 sowie in Abbildung 7-1 dargestellt, deren Verlauf sich in Abhängigkeit der Lagerungsdichte in einem Bereich von $0,20 \leq D \leq 0,70$ über Gl. 7-4 annähern lässt.

Tabelle 7-1 : $f(D)$ -Werte aus der numerischen Parameterstudie

D	$f(D)$
[1]	[-]
0,2	0,111
0,5	0,081
0,7	0,035

Abbildung 7-1 : Darstellung des $f(D)$ -Verlaufs für die numerisch bestimmten Werte nach Tabelle 7-1 und der Gl. 7-4

$$f(D) = 0,111 + 0,05 \cdot D - 0,23 \cdot D^2 \quad ; \text{ für } 0,2 \leq D \leq 0,7 \quad \text{Gl. 7-4}$$

Exemplarisch für $D = 0,50$ wird in Abbildung 7-2 der in der numerischen Parameterstudie ermittelte $\lambda(n)$ -Verlauf dem Ergebnis des Berechnungsansatzes nach Gl. 7-2 unter Anwendung von Gl. 7-3 und Gl. 7-4 gegenübergestellt. In Anhang C finden sich die Gegenüberstellungen für $D = 0,20$ und $D = 0,70$. Es zeigt sich darin, dass der von dem Räumlichkeitsverhältnis n und der Lagerungsdichte D abhängige Verlauf des Reduktionsfaktors $\lambda(n)$ zutreffend durch den Berechnungsansatz abgebildet werden kann.

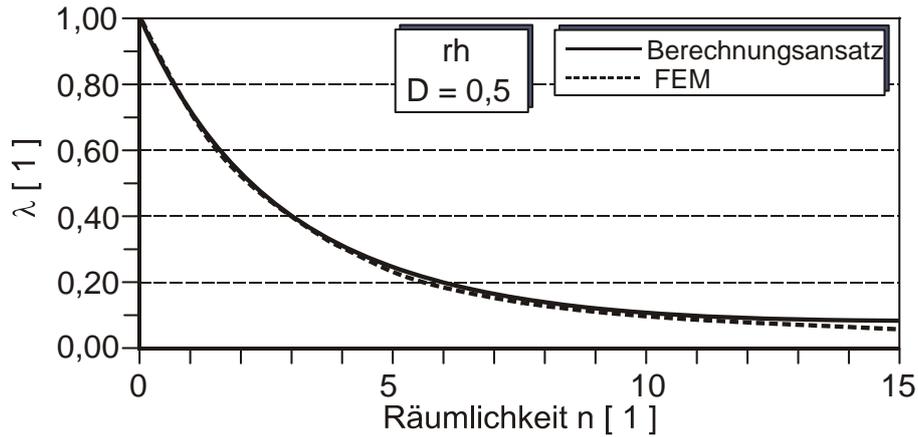


Abbildung 7-2 : Darstellung der $\lambda(n)$ -Verläufe für die Kopfpunktdrehung aus der Parameterstudie und aus dem Berechnungsansatz nach Gl. 7-2 unter Anwendung von Gl. 7-3 und Gl. 7-4 für $D = 0,5$

Abbildung 7-3 stellt die Ergebnisse der Modellversuche und deren numerische Nachrechnungen denen des Ansatzes nach Gl. 7-2 gegenüber. Es zeigt sich, dass sich auch diese Ergebnisse mit dem eigenen Berechnungsansatz gut reproduzieren lassen. Allerdings ist auch festzustellen, dass für die Verhältnisse des Versuchskastens, die maßgeblich durch den geometriebedingten Siloeffekt und den geringen Spannungszustand bestimmt sind, der Berechnungsansatz Ergebnisse liefert, die leicht auf der unsicheren Seite liegen können.

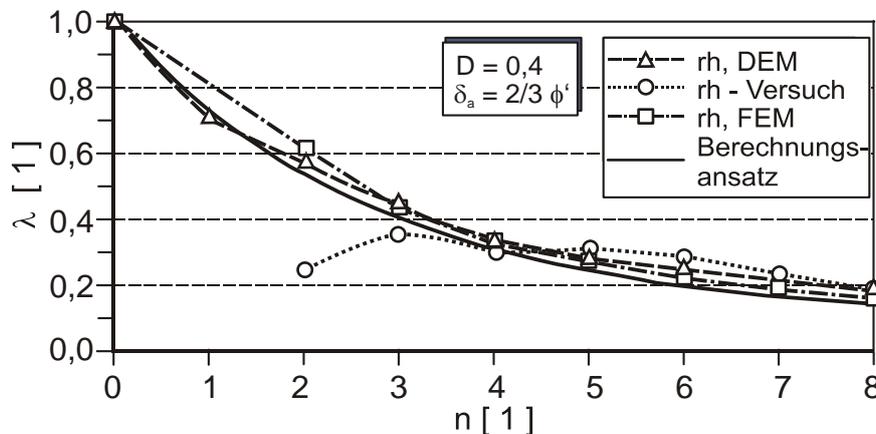


Abbildung 7-3 : Vergleich der Modellversuchsergebnisse mit den Ergebnissen der numerischen Nachrechnungen mit der FEM und DEM sowie des vereinfachten Ansatzes nach Gl. 7-2 unter Anwendung von Gl. 7-3 und Gl. 7-4

Für eine vereinfachte Anwendung des Berechnungsansatzes wird daher die Anwendung von Gl. 7-5 empfohlen. Der Einfluss der Lagerungsdichte wird darin mit einem auf der sicheren Seite liegenden Wert von 0,12 berücksichtigt.

$$\lambda(n) = 0,12 + 0,92 \cdot 0,7^n \quad ; \text{ für } 0,3 \leq n \leq 15 \quad \text{Gl. 7-5}$$

7.3 Empfehlung für eine Berechnung mit erweiterten Randbedingungen

Aus dem Vergleich mit den Ergebnissen der eigenen Untersuchungen nach Kapitel 6.2.3 hat sich ergeben, dass eine Berechnung des $E_{ah,3D}$ für erweiterte Randbedingungen das Verfahren nach Walz et Hock (1987) ohne Berücksichtigung des Gewölbefaktors χ zu ausreichend genauen Ergebnissen führt. Für die in Kapitel 2.2.7 dargestellten Zusammenhänge ergeben sich mit $\chi = 0$ nachfolgende Gleichungen, mit denen sich der räumliche aktive Erddruck bestimmen lässt. Es sei allerdings einschränkend hinzugefügt, dass dieses Verfahren nur für einen nichtbindigen homogenen Baugrund ohne Grundwasserwirkung überprüft wurde. Die eigenen Untersuchungen ergaben auf der sicheren Seite liegende Werte bei Verwendung eines operativen Seitendruckbeiwertes von $k_y = k_0 = 1 - \sin \varphi'$.

Die räumliche aktive Erddruckspannung auf das Bauteil $e_{ah,3D}$ ergibt sich unter Berücksichtigung von Gl. 7-7, Gl. 7-8 und Gl. 7-9 zu Gl. 7-6.

$$e_{ah,3D} = K \cdot \sigma_z \quad \text{Gl. 7-6}$$

$$K = \frac{\cot \vartheta}{\tan \delta + \cot(\vartheta - \varphi')} \quad \text{Gl. 7-7}$$

$$\sigma_z = \frac{\gamma \cdot b}{g} \cdot \left(1 - e^{-g \cdot \frac{z}{b}}\right) \quad \text{Gl. 7-8}$$

$$g = \frac{2 \cdot k_y \cdot \sin \varphi'}{\sin(\vartheta - \varphi')} \quad \text{Gl. 7-9}$$

Die räumliche aktive Erddruckkraft $E_{ah,3D}$ aus Eigengewicht auf ein starres Bauteil lässt sich pro laufenden Meter nach Gl. 7-10 errechnen.

$$E_{ah,3D,modE} = K \cdot \frac{\gamma \cdot b^2}{g} \cdot \left[n - \frac{1}{g} \cdot (1 - e^{-g \cdot n}) \right] \quad \text{Gl. 7-10}$$

Das Berechnungsverfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie ist allgemein nicht verbreitet. Ältere Kritik bezog sich auf den großen Berechnungsaufwand. Durch die Weiterentwicklung der Hard- und Software dürfte dieses Argument heute entfallen. Damit kann dieses Verfahren für eine Ermittlung der räumlichen aktiven Erddruckkraft empfohlen werden.

8 Zusammenfassung

Wird ein Bauteil begrenzter Breite b in einem Bodenkörper verschoben, wird in Verschiebungsrichtung der räumliche Erdwiderstand $E_{ph,3D}$ mobilisiert, während auf der rückwärtigen Bauteilseite der räumliche aktive Erddruck $E_{ah,3D}$ das Bauteil belastet. Gegenüber der ebenen Betrachtung führen die räumlichen Effekte im passiven Fall zu einer Vergrößerung des Erdwiderstands, während der räumliche aktive Erddruck sich im Vergleich zum ebenen aktiven Erddruck $E_{ah,2D}$ multipliziert mit der Bauteilbreite b reduziert. Diese Reduktion lässt sich über den Reduktionsfaktor λ nach Gl. 8-1 ausdrücken. Die Reduktion des räumlichen aktiven Erddrucks wird auf Spannungslagerungsvorgänge zurückgeführt, die zu einer Erhöhung der Spannungen neben dem bewegten Bauteil führen.

$$\lambda = \frac{E_{ah,3D}}{E_{ah,2D} \cdot b} \quad \text{Gl. 8-1}$$

Berücksichtigung findet der räumliche aktive Erddruck z.B. bei der Standsicherheitsuntersuchung von flüssigkeitsgestützten Erdschlitten. Darin ist jener Stützdruck aus der Stützflüssigkeit im Erdschlitz mit begrenzter Breite zu ermitteln, der ein Versagen, d.h. ein Einbrechen eines monolithischen, muschelförmigen Bruchkörpers in den Erdschlitz verhindert. Dieses globale Versagen wird verhindert, sofern der Stützdruck mindestens so groß ist wie die räumliche aktive Erddruckkraft des Bruchkörpers und des wirkenden Wasserdrucks. Zur Berechnung von $E_{ah,3D}$ in flüssigkeitsgestützten Erdschlitten wurden zahlreiche Verfahren auf Grundlage von bodenmechanischen Überlegungen bzw. kleinmaßstäblichen Versuchen entwickelt.

Weiterhin wirkt der räumliche aktive Erddruck auch auf starre Bauteile mit begrenzter Breite wie z.B. hinter Ankerplatten aber auch auf schmale Baugrubenwände. Zur Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre Bauwerke kommen i.d.R. die gleichen Verfahren zur Anwendung wie bei den flüssigkeitsgestützten Erdschlitten. Allerdings ist die Gültigkeit dieser Verfahren für starre Bauwerke bisher noch nicht nachgewiesen.

Mit der vorliegenden Arbeit wurden die Anwendungsmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen der bestehenden Berechnungsverfahren zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre Bauwerke untersucht. Ziel war es dabei, für einen homogen nichtbindigen Baugrund eine abgesicherte Abschätzung der räumlichen Erddruckkraft zu ermöglichen und eine Empfehlung zur Berechnung geben zu können.

Dafür wurden die bestehenden Berechnungsverfahren hinsichtlich ihrer Annahmen und Anwendungsgrenzen überprüft und ihre Ergebnisse mit denen numerischer Nachrechnungen mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) verglichen. Es stellte sich heraus, dass das Berechnungsverfahren nach der modifizierten Elementscheibentheorie nach Walz et Prager (1978) in seiner Beschreibung nach Walz et Hock (1987) das am besten geeignete Verfahren für eine zutreffende Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks im nichtbindigen Boden ist. Die Wahl des operativen Seitendruckbeiwerts von $k_y = k_0 = 1 - \sin \varphi'$ ermöglicht dabei für

alle untersuchten Verhältnisse eine wirtschaftliche Bestimmung des räumlichen aktiven Erddrucks auf der sicheren Seite.

Bevor allerdings die Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen durchgeführt werden konnten, waren diese zu validieren. Umgesetzt wurde dies über den Vergleich mit den Ergebnissen aus Modellversuchen, in denen ein starres Bauteil mit einer definierten Wandbewegungsart von einem Sandkörper aktiv verschoben bzw. verdreht wurde. Für diese Versuche wurde ein starrer Versuchskasten mit den Abmessungen 1,7 m x 1,2 m x 0,805 m (Höhe x Breite x Tiefe) und eine Verschiebungseinrichtung konstruiert, mit der starre 0,2 m breite Bauteile mit unterschiedlicher Bauteilhöhe aus einer Messebene verschoben bzw. verdreht werden konnten. Um für die numerische Validierung bekannte Spannungszustände im Sandkörper zu erhalten, wurde ein Einbauverfahren entwickelt, mit dem es möglich war einen reproduzierbaren, homogenen Sandkörper zu erzeugen. Zudem war es mit diesem Einbauverfahren möglich, im Bereich der Messebene hinreichend ungestört von Randeinflüssen den Versuchsboden einzubauen. Durch die Geometrie des Versuchskastens war der Ausgangsspannungszustand durch den Siloeffekt beeinflusst. Dieser Einfluss konnte durch die Einführung eines Silokorrekturfaktors ω rechnerisch berücksichtigt werden und der Ausgangsspannungszustand an der Messebene damit näherungsweise korrigiert werden.

Neben der Bestimmung der verschiebungsabhängigen Reduktion der aus dem Sandkörper auf das Bauteil wirkenden Kraft für die Räumlichkeitsverhältnisse $n = 2, 3, 4, 5, 6, 7$ und 8 konnte der Einflussbereich der Spannungsumlagerung für das Räumlichkeitsverhältnis $n = 3$ über die Verwendung eines Foliensensors bestimmt werden. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die durch die aktive Bauteilbewegung induzierte Lastumlagerung nicht zu einer gleichmäßigen Spannungserhöhung neben dem verschobenen Bauteil führt. Vielmehr scheint eine Lastumlagerung im Sand über Kraftbrücken bzw. Zonen stärkerer Belastung zu erfolgen. Bereiche zwischen diesen Lastzonen sind dabei weniger stark belastet. Weiterhin ist ein Einfluss sowohl der Wandbewegungsart als auch der Lagerungsdichte auf die Größe und Verteilung der Horizontalspannungen zu identifizieren.

Aus den in der Literatur dargestellten Versuchsergebnissen ebener aktiver Erddruckversuche ergibt sich, dass im Fall der Kopfpunktdrehung die größte ebene aktive Erddruckkraft auftritt. Die eigenen experimentellen Untersuchungen zeigen, dass im räumlichen aktiven Fall ebenfalls die Kopfpunktdrehung die größte aktive Erddruckkraft hervorruft. Von nahezu gleicher Größe ist die experimentell bestimmte Erddruckkraft bei der Fußpunktdrehung, wobei diese allerdings durch die Wirkung eines sich schon bei geringer Verformung ausbildenden Sekundärbruchkörpers beeinflusst sein kann. Zur Vereinfachung sollte für erdstatische Bemessungen von Systemen mit nicht eindeutig definierter Wandbewegungsart von der ungünstigsten räumlichen aktiven Erddruckkraft, also infolge einer Kopfpunktdrehung, ausgegangen werden.

Die Ergebnisse der Modellversuche dienten ferner zur Validierung eines numerischen Modells zur Durchführung von numerischen Experimenten mit der Methode der Diskreten Elemente (DEM). In der Geotechnik wird die DEM zum einen häufig zur Untersuchung

mikromechanischer Fragestellungen im Elementversuch als auch zur Untersuchung von geotechnischen Strukturen eingesetzt, bei denen große Verschiebungen bzw. Diskontinuitäten zu erwarten sind. Mit der vereinfachenden Annahme, dass der Versuchsboden über ein Partikelhaufwerk aus Kugeln gleichen Durchmessers abgebildet werden kann, konnten numerische Erddruckversuche mit der dreidimensionalen DEM durchgeführt werden.

Aus der Verwendung von Kugeln gleichen Durchmessers ergaben sich im Vergleich zu den Modellversuchen und FEM-Berechnungen viel geringere erforderliche Verschiebungen bzw. Verdrehungen zur Mobilisierung des aktiven räumlichen Grenzzustands. Mit den numerischen DEM-Experimenten konnte gezeigt werden, dass die Reduktion des aktiven Erddrucks im räumlichen Fall eine Folge von Lastumlagerungsvorgängen ist, die über bereits im Ausgangssystem vorhandene Kontaktkraftnetzwerke erfolgt. Die Kontaktkraftnetzwerke leiten die Beanspruchungen gewölbeförmig in die Bereiche neben und unter dem bewegten Bauteil um. Mit zunehmender Bauteilbewegung blieben die Kontaktkraftnetzwerke stabil. Die an die Kontaktkraftnetzwerke angrenzenden Bereiche blieben auch bei zunehmender Bauteilverschiebung weitestgehend unbelastet. Als Folge zeigten sich in den Bereichen neben dem bewegten Bauteil Lastabtragungsspitzen. Damit konnten die Beobachtungen mit dem Folienmesssensor der Modellversuche qualitativ bestätigt werden, wonach im Grenzzustand keine homogene Spannungsverteilung neben dem Bauteil vorhanden ist.

Mit den validierten numerischen FEM-Modellen wurde eine Parameterstudie zur Untersuchung des Einflusses des Räumlichkeitsverhältnisses n , der Lagerungsdichte D , der Wandreibung δ_a sowie der Wandbewegungsart durchgeführt. Dabei wurde das Räumlichkeitsverhältnis n in einer Bandbreite $0,3 \leq n \leq 15$ variiert. Die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie zeigen, dass es mit zunehmendem Räumlichkeitsverhältnis n erwartungsgemäß auch zu einer zunehmenden Abminderung der räumlichen aktiven Erddruckkraft kommt. So ergibt sich z.B. bei einem Räumlichkeitsverhältnis von $n = 10$ eine rd. 90 % Abminderung der aktiven Erddruckkraft gegenüber dem ebenen Fall. Der Anwendungsbereich derartig großer Räumlichkeitsverhältnisse bleibt sicherlich auf Einzelfälle beschränkt. Jedoch auch bei Räumlichkeitsverhältnissen von $n = 1$, d.h. bei einer Bauteilhöhe h , die der Größe der Bauteilbreite b entspricht, kommt es zu einer nennenswerten Reduktion von bereits im Mittel rd. 25 % bis rd. 35 %. Eine Halbierung des aktiven Erddrucks ergibt sich nach den vorliegenden Untersuchungen bereits abhängig von der Lagerungsdichte des Bodens zwischen rd. $1,8 < n < rd. 2,5$. Bezüglich des Einflusses der Wandreibung konnte festgestellt werden, dass es keinen spezifisch räumlichen Anteil auf die Größe des Reduktionsfaktors gibt.

Auf Grundlage der eigenen Ergebnisse konnte für einfache Randbedingungen, d.h. homogener nichtbindiger Baugrund ohne Auflasten, ein einfacher Ansatz zur Abschätzung der räumlichen aktiven Erddruckkraft in Abhängigkeit des Räumlichkeitsverhältnisses n und der Lagerungsdichte D vorgeschlagen werden.

9 Literaturverzeichnis

ABAQUS User's Manual, Version 6.5, (2005): Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc., Pawtucket, USA.

Abdel-Rahman, K. (1999): „Numerische Untersuchungen von Maßstabeffekten beim Erddruck von Sand“. *Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund*, Heft 23.

Alonso-Marroquín, F. (2004): „Micromechanical Investigation of Soil Deformation: Incremental Response and Granular Ratcheting“. Dissertation, *Fakultät Mathematik und Physik der Universität Stuttgart*, ISBN 3-8325-0560-1, Logos Verlag.

Alramahi, B. A., Alshibli, K. A. (2006): „Particle-to-Particle Interaction During Shearing of Granular Materials“. *Engineering, Construction, and Operations in Challenging Environments*, Earth & Space 2006, Volume 1 of 3, S. 155-163.

Anbarji, M. (1996): „Ermittlung des aktiven Erddruckes an flüssigkeitsgestützten Erdwandungen neben Böschungen mittels Standsicherheitsuntersuchungen“. Dissertation, *Universität Rostock, Fachgebiet Geotechnik, Fachbereich Bauingenieurwesen*.

Bagi, K. (2005): „An algorithm to generate random dense arrangements for discrete element simulations of granular assemblies“. *Granular Matter*, 7, S. 31-43.

Bätcke, W. (1982): „Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigtem Halbraum“. *Dissertation am FB Bauingenieur- und Vermessungswesen der TU Braunschweig*, Mitteilungen des IGB, Heft 7.

Bauer, E. (1992): „Zum Verhalten granularer Stoffe unter vorwiegend oedometrischer Beanspruchung“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 130.

Berezantzev, V. G. (1958): „Earth pressure on the cylindrical retaining walls“. *Conference on Earth Pressure Problems*, Brüssel, Vol.2, S. 21-27.

Bolton, M. D., Cheng, Y. P. (2002): „Micro-Geomechanics“. *Constitutive and Centrifuge Modelling: Two Extremes*, Springman, S.M. (Hrsg.), Swets & Zeitlinger, Lisse, S. 59-74.

Bosko, J. T., Tordesillas, A. (2006): „Evolution of Contact Forces, Fabric, and Their Collective Behavior in Granular Media under Deformation: a DEM Study“. *Engineering, Construction, and Operations in Challenging Environments*, Earth & Space 2006, Volume 1 of 3, S. 253-260.

Boutt, D., McPherson, B. (2002): „The Role of Particle Packing in Modeling Rock Mechanical Behavior using Discrete Elements“. *Discrete Element Methods- Numerical Modeling of Discontinua*, 3rd international conference, ASCE Geotechnical Publications No. 117, Cook, B. K. & Jensen, R. B. (Hrsg.), S. 86-92.

- Brooker, E. W., Ireland, H. O. (1965): „Earth pressure at rest related to stress history”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.2, No.1, S. 1-15.
- Butterfield, R., Andrawes, K. Z. (1970): „An air activated sand spreader for forming uniform sand beds”. *Géotechnique*, 20, S. 97-100.
- Chang, J. Ch., Choa, S.-J. (1994): „Discrete Element Analysis for active and passive pressure distribution on retaining wall”. *Computers and Geotechnics*, 16, S. 291-310.
- Chen, H.-T., Lee, C.-J., Chen, H.-W. (1998): „The traveling pluviation apparatus for sand specimen preparation”. *Centrifuge'98*, Kimura, Kusakabe & Takemura (Hrsg.), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 9866, S. 143-148.
- Cheng, Y. P., Bolton, M. D., Nakata, Y. (2004): „Crushing and plastic deformation of soils simulated using DEM”. *Géotechnique*, 54 (2), S. 131-141.
- Clough, G. W., Duncan, J. M. (1991). „Earth Pressures”. *Foundation Engineering Handbook 2nd Edition*. Hrsg. Fang, H.-Y., Chapman & Hall, New York.
- Cornforth, D. H. (1973): „Prediction of drained strength of sands from relative density measurements”. Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils; *STP523*, ASTM, S. 281-303.
- Cresswell, A., Barton, M. E., Brown, R. (1999): „Determining the Maximum Density of Sands by Pluviation”. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.22, No.4, S. 324-328.
- Cudmani, R. O. (2001): „Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 152.
- Cui, L., O'Sullivan, C. (2003): „Analysis of a triangulation based approach for specimen generation for discrete element simulations”. *Granular Matter*, 5, S. 135-135.
- Cui, L., O'Sullivan, C. (2006): „Exploring the macro- and micro-scale response of an idealised granular material in the direct simple shear apparatus”. *Géotechnique*, 56 (7), S. 455-468.
- Cui, L., O'Sullivan, C., O'Neill, S. (2007): „An analysis of the triaxial apparatus using a mixed boundary three-dimensional discrete element model”. *Géotechnique*, 57 (10), S. 831-844.
- Cundall, P. A., Strack, O. D. L. (1979): „A discrete numerical model for granular assemblies”. *Géotechnique*, 29 (1), S. 45-65.
- Cundall, P. A., Drescher, A., Strack, O. D. L. (1982): „Numerical experiments on granular assemblies; Measurements and observations“. *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*, Delft, S. 355-370.
- De Moor, E. K. (1994): „An analysis of bored pile/diaphragm wall installation effect”. Technical Note, *Géotechnique*, 44 (2), S. 341-347.

- Elson, W. K. (1968): „An experimental investigation of the stability of slurry trenches”. *Géotechnique*, 18, S. 37-49.
- Fang, H.-Y., Ishibashi, I. (1986): „Static earth pressures with various wall movements”. *Journal of geotechnical engineering*, Vol.112, No.3, S. 317-333.
- Fang, Y.-S., Chen, J.-M., Chen, C.-Y. (1997): „Earth pressures with sloping backfill”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.123, No.3, S. 250-259.
- Fang, Y.-S., Chen, H.-R., Chen, T.-J. (2002): „Measurement of earth pressure at-rest with inclined backfill”. *Physical Modeling in Geotechnics: ICPMG'02*, Phillips, Gou & Popescu (eds.), Sweets & Zeitlinger Lisse, ISBN 905809 3891, S. 871-875.
- Farmer, I. W., Attewell, P. B. (1973): „Ground movements caused by a bentonite-supported excavation in London Clay”. *Géotechnique*, 23, (4), S. 577-581.
- Fox, P. (2004): „Analytical solutions for stability of slurry trench”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No.7, S. 749-758.
- Fretti, C., LoPresti, D. C. F., Pedroni, S. (1995): „A Pluvial Deposition Method to Reconstitute Well-Graded Sand Specimens”. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.18, No.2, S. 292-298.
- Fuji, T., Hagiwara, T., Ueno, K., Taguchi, A. (1994): „Experiment and analysis of earth pressure on axisymmetric shaft in sand”. *Centrifuge 94*, Lee & Tan (eds.), Balkema Rotterdam, ISBN 90 5410 352 3, S. 791-796.
- Frydman, S., Keissar, I. (1987): „Earth pressure on retaining walls near rock faces”. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.113, No.6, S. 586-599.
- Gerlach, J. (1986): „Experimentelle Ermittlung der Bruchkörperform und Entwicklung eines daraus abgeleiteten Berechnungsverfahrens zur Bestimmung des aktiven räumlichen Erddrucks”. *Berichte aus Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität- GH Wuppertal FB Bautechnik*, Bericht 5.
- Gourvenec, S., Powrie, W. (1999): „Three-dimensional finite element analysis of diaphragm wall installation”. *Géotechnique*, 49 (6), S. 801-823.
- Gourvenec, S., Powrie, W., De Moor, E. K. (2002): „Three-dimensional effects in the construction of a long retaining wall.” *Geotechnical Engineering*, 155, Issue 3, S. 163-173.
- Gröger, T. (1999): „Partikelmechanische Untersuchungen zur senkrechten Schlauchgutförderung”. *Berichte aus dem Institut für Förder- und Baumaschinentechnik, Stahlbau, Logistik, Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg*, 01, Nr. 99,1, ISBN 3-930385-21-X.
- Gudehus, G. (1990): „Erddruckermittlung”. *Grundbautaschenbuch*, Teil 1, Vierte Auflage, Hrsg. U. Smolczyk, S. 289-361.
- Gudehus, G. (1996): „A comprehensive constitutive equation for granular materials”. *Soils and foundations*, 36 (1), Japanese society of soil mechanics, S. 1-12.

- Gußmann, P., Lutz, W. (1981): „Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser“. *Geotechnik*, (4), S. 70-81.
- Hagiwara, T., Imamura, S., Fujii, T., Nomoto, T. (1998): „Earth pressure acting on a deep circular shaft and associated ground deformation“. *Centrifuge 98*, Kusakabe & Takemura (eds.), Balkema Rotterdam, ISBN 90 5410 986 6, S. 643-648.
- Hainbüchner, E., Potthoff, S., Konietzky, H., te Kamp, L. (2003): „Particle based modeling of shear box tests and stability problems for shallow foundations“. *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, H. Konietzky (Hrsg.), A.A. Balkema, S. 151-156.
- Hajnal, I., Márton, J., Regele, Z. (1984): „*Construction of Diaphragm Walls*“. John Wiley & Sons.
- Handy, R. L. (1985): „The Arch in Soil Arching“. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 3, S. 302-318.
- Herle, I. (1997): „Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 142.
- Herle, I., Gudehus, G. (1999): „Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies“. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 4, S. 461-486.
- Herten, M. (1999): „Räumlicher Erddruck auf Schachtbauwerke in Abhängigkeit von der Wandverformung“. *Berichte aus Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität-GH Wuppertal FB Bauingenieurwesen*, Bericht 22.
- Herten, M., Pulsfort, M. (1999): „Determination of spatial earth pressure on circular shaft constructions“. *Granular Matter*, 2, S. 1-7.
- Hettler, A. (1995): „Modellgesetze für Flächengründungen auf Sand im Gebrauchs- und im Grenzzustand“. *Ohde-Kolloquium 1993*, Institut für Geotechnik Mitteilungen, Heft 2, TU Dresden, S. 49-71.
- Hettler, A., Abdel-Rahman, K. (2000): „Numerische Simulation des Erddruckproblems in Sand auf der Grundlage der Hypoplastizität“. *Die Bautechnik*, 77, Heft 1, S. 15-29.
- Hettler, A. (2008): „Erddruck“. *Grundbautaschenbuch*, Teil 1, 7. Auflage, Hrsg. K. J. Witt, S. 289-395.
- Hock-Berghaus, K. (1992): „Berechnung aktiver Erddruckkräfte nach der Variationsrechnung“. *Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen der Bergischen Universität Wuppertal*, Bericht 12.
- Huder, J. (1972): „Stability of Bentonite slurry trenches with some experiences in swiss practice“. *Proceedings 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Madrid, S. 517-522.

- Hügel, M. (1995): „Prognose von Bodenverformungen“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 136.
- ITASCA (1999): „*Particle Flow Code in 3 Dimensions, theory and background*“. Version 3.0.
- Iwashita, K., Oda, M. (1998): „Rolling Resistance at Contacts in Simulation of Shear Band Development by DEM“. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 124, No.3, S. 285-292.
- Jáky, J. (1948): „Pressure in silos“. *Proceedings, 2nd Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Niederlande, Band 1, S. 103-107.
- Janssen, H. A. (1895): „Versuche über Getreidedruck in Silozellen“. *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, Heft 39, S. 1045-1049.
- Jensen, R. P., Bosscher, P. J., Plesha, M. E., Edil, T. B. (1999): „DEM simulation of granular media-structure interface: Effects of surface roughness and particle shape“. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23, S. 531-547.
- Jessberger, H. L., Makowski, E., Jordan, P. (1980): „Untersuchung der Größe und Verteilung des Erddrucks auf tief reichende, zylindrische Körper“. *Abschlussbericht Ruhr-Universität Bochum*, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, AZ. Je 30/10.
- Karstedt, J.-P. (1978): „Ermittlung eines aktiven Erddruckbeiwertes für den räumlichen Erddruck bei rolligen Böden“. *Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau*, Heft 20, S. 258-262.
- Karstedt, J.-P. (1980): „Beiwerte für den räumlichen, aktiven Erddruck bei rolligen Böden“. *Der Bauingenieur*, Heft 55, S. 31-34.
- Karstedt, J.-P. (1982): „Untersuchungen zum aktiven räumlichen Erddruck im rolligem Boden bei hydrostatischer Stützung der Erdwand“. *Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin*, Heft 10.
- Katagiri, M., Saitoh, K., Masuda, T., Aizawa, F., Ugai, K. (1997): „Measurement of confining pressure around slurry trenches in sandy ground“. *Proc. Centrifuge 98*, Kimura, Kusakabe & Takemura (eds.), S. 655-660.
- Katzenbach, R., Schmitt, A. (2004): „Micromechanical modeling of granular materials under triaxial and oedometric loading“. *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods - 2004*, ISBN 90 5809 679 3, S. 313-322.
- Kilchert, M., Karstedt, J.-P. (1984): „*Standortsicherheitsberechnung von Schlitzwänden nach DIN 4126*“. Band 2, 1. Auflage, Beuth-Verlag.
- Kolymbas, D. (1988): „Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 109.
- König, D. (1994): „Beanspruchung von Tunnel- und Schachtausbauten in kohäsionslosem Lockergestein unter Berücksichtigung der Verformungen im Boden“. *Schriftreihe des Lehrstuhls für Geotechnik*, Heft 22, Ruhr-Universität Bochum.

- Laue, J., Nater, Ph., Chikatamarla, R., Springmann, S. (2002): „Der Einsatz von „pressure pads“ in geotechnischen Labor und Modellversuchen“. *Messen in der Geotechnik 2002, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*, Heft 68, S. 71-86.
- Lee, Sang Duk (1987): „Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten“. *Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart*, Heft 27.
- Lehmann, H. (1942): „Die Verteilung des Erdangriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand zur Berechnung von Baugrubenaussteifungen“. *Die Bautechnik*, 20, Heft 31/32, S. 273-283.
- Lehmann, H. (1943): „Der Einfluß von Auflasten auf die Verteilung des Erdangriffs an Baugrubenwänden“. *Die Bautechnik*, 21, Heft 3/4, S. 21-24.
- Lehnert, J. (1983): „Beschreibung einer neu entwickelten Sandfülleinrichtung“. *Geotechnik*, 6, S. 31-34.
- Lo Presti, D. C. F., Pedroni, S., Crippa, V. (1992): „Maximum Dry Density of Cohesionless Soils by Pluviation and by ASTM D 4253-83: A Comparative Study“. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.15, No.2, S.180-189.
- Lutz, W. (1983): „Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten“. *Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart*, Heft 19.
- Mardtfeld, B. (2005): „Zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen im Gebrauchszustand“. Dissertation, *Veröffentlichung des Arbeitsbereiches Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg Harburg*, Heft 11, ISBN 3-936310-12-2.
- Mattutis, H.-G., Schinner, A., Akiyama, T., Aoki, J., Takahashi, S., Aoki, K. M., Kassner, K. (2000). „Towards micromechanics understanding of pressure distribution under heaps“. *Proceedings of RIMS Symposium on Mathematical Aspects of Complex Fluids II*, RIMS Kokyoroku series 1188, S. 123 ff.
- Mayer, P.-M. (2000): „Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 151.
- Mayer, P.-M., Gudehus, G. (2001): „Ermittlung von Bodenverschiebungen infolge Schlitzwandherstellung“. *Die Bautechnik* 78, Heft 7, S. 490–502.
- Mayer, P.-M., Gudehus, G., Nußbaumer, M. (2000): „Bodenverformung infolge Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub“. *Vorträge der Baugrundtagung Hannover*, S. 141-146.
- Maynar, M. J. M., Rodríguez, L. E. M. (2005): „Discrete Numerical Model for Analysis of Earth Pressure Balance Tunnel Excavation“. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.131, No.10, S. 1234-1242.

- McDowell, G. R., Bolton, M. D. (1999): „A micro mechanical model for isotropic cyclic loading of isotropically elastically compressed soil“. *Granular Matter*, 1, S. 183-193.
- Mörchen, N., Walz, B. (2003): „Model generation and calibration for a pile loading in the particle flow model“. *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, H. Konietzky (Hrsg.), S. 189-195.
- Müller-Kirchenbauer, H., Walz, B., Kilchert, M. (1979): „Vergleichende Untersuchung der Berechnungsverfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Gleitflächenbildung bei suspensionsgestützten Erdwänden“. *Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin*, Heft 5.
- Müller-Kirchenbauer H., Klapperich, H., Ulrich, M., Walz, B. (1986): „Räumlicher Erddruck auf Senkkästen“. *Die Bautechnik*, 12, S. 408-413.
- Neuberg, C. (2002): „Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks vor parallel verschobenen Trägern“. Dissertation, *Mitteilungen des Instituts für Geotechnik*, TU Dresden, Heft 11.
- Neuberg, C., Franke, D., Engel, J. (2007): „Modellversuche und numerische Simulationen mit der Diskrete-Elemente-Methode zum räumlichen passiven Erddruck“. *Die Bautechnik* 84, Heft 6, S. 379-387.
- Neumeuer, H. (1960): „*Erddruck und Erdwiderstand: Zusammenstellung bisheriger Ergebnisse von Versuchen*“. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Hamburg.
- Ng, C. W. W., Lings, M. L., Simpson, L., Nash, D. F. T (1995): „An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation“. *Géotechnique*, 45 (3), S. 497-507.
- Ng, C. W. W., Yan, R. W. M. (1998): „Stress Transfer and Deformation Mechanisms around a Diaphragm Wall Panel“. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, July, S. 638-648.
- Ng, C. W. W., Yan, R. W. M. (1999): „Three -dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence“. *Géotechnique*, 49 (6), S. 825-834.
- Ni, Q., Powrie, W., Zhang, X., Harkness, R. (2000): „Effect of Particle Properties on Soil Behaviour: 3-D Numerical Modelling of Shearbox Tests“. *Geotechnical special publication No. 96*, Numerical Methods in Geotechnical Engineering Recent Developments; Proceeding of Sessions of Geo- Denver 2000, S. 58-70.
- Nicot, F., Darve, F. (2006): „On the elastic and plastic strain decomposition in granular materials“. *Granular Matter*, 8, S. 221-237.
- Nübel, K., Mayer, P.-M., Cudmani, R. (1997): „Einfluss der Ausgangsspannungen im Boden auf die Berechnung von Wandverschiebungen tiefer Baugruben in Berlin“. Institut für Geotechnik, TU Dresden, Mitteilungen Heft 4, *Ohde Kolloquium 1997*, ISSN 1434-3053, S. 183-207.

- Oda, M., Iwashita, K., Kakiuchi, T. (1997): „Importance of particle rotation in mechanics of granular materials”. *Powder & Grains* 97, Behringer & Jenkins (Hrsg.), ISBN: 90 5410 884 3, Balkema, Rotterdam, S. 207-210.
- Ohde, J. (1952): „Zur Erddrucklehre“. *Die Bautechnik*, 29, Heft 2, S. 31-35.
- O'Sullivan, C., Cui, L. Bray, J. D. (2004) : „Three-dimensional discrete element simulations of direct shear tests”. *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods - 2004*, ISBN 90 5809 679 3, S. 373-382.
- Parsons, H. B. (1935): „Some soil pressure tests”. *Proceedings American Society of Civil Engineers*, Vol.61, Nr.8, 2.Teil, S. 1-13.
- Piaskowski, A., Kowalewski, Z. (1965): „Application of Thixotropic Clay Suspensions for Stability of Vertical Sides of Deep Trenches without Strutting”. *Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Vol.2, S. 526-529.
- Porcino, D., Fioravante, V., Ghionna, V. N., Pedroni, S. (2003): „Interface Behavior of Sands from Constant Normal Stiffness Direct Shear Tests”. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.26, Nr.3.
- Potts, D. M., Fourie, A. B (1986): „A numerical study of the effects of wall deformation on earth pressures”. *Int. Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.10, S. 383-405.
- Potyondy, J. G. (1961): „Skin friction between various soils and construction materials”. *Géotechnique*, 11 (4), S. 339-353.
- Powrie, W., Ni, Q., Harkness, R., Zhang, X. (2005): „Numerical modelling of plane strain tests on sands using a particulate approach”. *Géotechnique*, 55 (4), S. 297-306.
- Prager, J., Walz, B. (1978): „Der Nachweis der äußeren Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände nach der Elementscheibentheorie“. *Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der TU Berlin*, Heft 4.
- Prater, E. G. (1973): „Die Gewölbewirkung der Schlitzwände“. *Der Bauingenieur*, Nr. 48, Heft 4, S. 125-131.
- Preß, H. (1942): „Versuche über die Druckverteilung hinter Stützwände“. *Die Bautechnik*, 20, Heft 31/32, S. 283-285.
- Pulsfort, M. (1986): „Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge“. *Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen der Bergischen Universität Wuppertal*, Bericht 4.
- Rackwitz, F. (2003): „Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen in Sand auf der Grundlage von Probebelastungen“. *Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der TU Berlin*, Heft 32.
- Rad, N. S., Tumay, M. T. (1985): „Factors affecting sand specimen preparation by raining”. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.10, No.1, S. 31-37.

- Rojek, R. (1986): „Eine analytische Ermittlung des räumlichen Erddrucks mit elastisch-plastischem Stoffgesetz“. *Der Bauingenieur* (61), S. 399-404.
- Savidis, S., Ulrich, M., Klapperich, H., Walz, B. (1987): „Räumlicher Erddruck auf Senkkästen und Schächte“. *Die Bautechnik*, 8, S. 286-272.
- Schäfer, R. (2004): „Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden“. *Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum*, Heft 36.
- Schäfer R., Triantafyllidis Th. (2006): „Spannungs- und Porenwasserdruckentwicklung infolge Schlitzwandherstellung in weichen bindigen Böden“. *Die Bautechnik*, 83, Heft 3, S. 186-201.
- Schmitt, A. (2004): „Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Ortbetonpfählen mit variabler Bodenverdrängung“. *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft 70.
- Schmitt, A, Katzenbach, R. (2003): „Particle based modeling of CFA and displacement piles“. *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Van Impe (Hrsg.), Millpress Rotterdam, ISBN 90-77017-76-3, S. 217-224.
- Schneebeli, G. (1972): „*Les Parois moulées dans le sol*“. Editions Eyrolles, Paris.
- Schweiger, H. F., Freiseder, M. (1994): „Three dimensional finite element analysis of diaphragm wall construction“. *Computer Methods and advances in Geomechanics*, Balkema Rotterdam, ISBN 90-5410-380-9, Editor: Siriwardane und Zaman, S. 2493-2498.
- Schulz, M. (1969): „Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks auf die Wandung linearzylindrischer Körper“. *Dissertation TU Stuttgart, Lehrstuhl für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau*.
- Sherif, A. M., Ishibashi, I. Lee, D. Ch. (1981): „Dynamic earth pressures against retaining structures“. *Soil engineering report No.21*, Univ.of Washington, Seattle, Washington.
- Sherif, A. M., Fang, Y.-S., Sherif, I. R (1982): „Earth pressures against rigid retaining walls“. *Journal of geotechnical engineering*, ASCE, Vol.108, No.GT5, S. 679-695.
- Sherif, A. M., Fang, Y.-S., Sherif, I.R (1984): „ K_a and K_0 behind rotating and non-yielding walls“. *Journal of geotechnical engineering*, Vol.110, Nr.1, S. 41-55.
- Springman, S. M., Nater, P., Chikatamarla, R., Laue, J. (2002): „Use of flexible tactile pressure sensors in geotechnical centrifuges“. *Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG '02*, Phillips, Guo & Popescu (Hrsg.), S. 113-118.
- Steinfeld, K. (1958): „Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen“. *Vorträge der Baugrundtagung Hamburg*, S. 111-126.
- Strobl, T. (1982): „Das Tragverhalten einer flüssigkeitsgestützten Erdwand neben einer Einzellast“. *Dissertation am FB "Konstruktiver Ingenieurbau" der TU Darmstadt*.

- Tamano, T., Fukui, S., Suzuki, H., (1996): „Stability of slurry trench excavation in soft clay”. *Soils and Foundations* (Japanese Geotechnical Society), Vol.36, No.2, S. 101-110.
- TekScan I-Scan™ (2003): „*Pressure Measurement System, User Manual, Version 5.23*”. TekScan Inc. 307 West First Street, South Boston, MA 02127-1309.
- Thornton, C. (1997): „Force Transmission in Granular Media”. *Conference on Mechanical Properties of Interfacial Materials*, Kona, No. 15, Donald Stone (Hrsg.), S. 81-90.
- Thornton, C. (2000): „Microscopic approach contributions to constitutive modelling”. *Constitutive Modelling of Granular Materials*, Dimitrios Kolymbas (Hrsg.), Springer Verlag, 2000, S. 193-208.
- Thornton, C., Sun, G. (1994): „Numerical simulation of general 3D quasi-static shear deformation of granular media”. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, I. Smith (Hrsg.), Balkema, Rotterdam, S. 143-148.
- tom Würden, F., Achmus, M., Abdel-Rahman, K. (2004): „Finite element and discrete element modeling for the solution of spatial earth pressure problems”. *Numerical Modeling in Micromechanics via particle methods*, Shimizu, Hart & Cundall (Hrsg.), Taylor & Francis group, London, ISBN 90 5809 679 3, S. 45-50.
- Tordesillas, A., Peters, J. F., Gardiner, B. S. (2004): „Insight into 1D localisation theory and micromechanical constitutive laws”. *Géotechnique*, 54 (5), S. 327-330.
- Toyosawa, Y., Horii, N., Tamate, S., Suemasa, N., Ichikawa, T. (2002): „Lateral earth pressures with wall movements in centrifuge tests (sands)”. *Physical Modeling in Geotechnics: ICPMG'02*, Phillips, Gou & Popescu (eds.), Sweets & Zeitlinger Lisse, ISBN 905809 3891, S. 881-885.
- Tröger, S., Adamczyk, R. (1971): „Tunnel Grenzstraße im zuge der Stadtautobahn Köln“. *Der Bauingenieur* (46), Heft 12, S. 421-426.
- Tsai, J.-S., Chang, J.-C. (1996a): „Trench Stability Analysis“. *Proceeding of the 6th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Los Angeles, May 26-31 1996, Vol. 1, S. 469-476.
- Tsai, J.-S., Chang, J.-C. (1996b): „Three-dimensional stability analysis for slurry-filled trench wall in cohesionless soil“. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, S. 798-808.
- Tsai, J.-S., Jou, L.-D., Hsieh, H.-S. (2000): „A full-scale stability experiment on a diaphragm wall trench”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 3, S. 379-392.
- Vaid, Y. P., Negussey, D. (1988): „Preparation of reconstituted sand specimens“. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, R. T. Donaghe, R. C. Chaney, M.L. Silver (Hrsg.), S. 405-417.
- von Terzaghi, K. (1920): „Old Earth-Pressure Theories and New Test Results”. *Engineering News Record*, Vol.85, Nr.14, S. 632-637.

- von Terzaghi, K. (1934): „Large Retaining-wall Tests- I- Pressure of Dry Sand”. *Engineering News Record*, Vol.112, S. 136-140.
- von Terzaghi, K. (1936a): „Distribution of the lateral pressure of Sand on the timbering of cuts”. *International conference of soil mechanics and foundation engineering*, Cambridge, Mass., USA, Vol. I, S. 211-215.
- von Terzaghi, K. (1936b): „Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door”. *International conference of soil mechanics and foundation engineering*, Cambridge, Mass., USA, Vol. I, S. 307-311.
- von Terzaghi, K. (1954): „*Theoretical Soil Mechanics*”. John Wiley & Sons, London.
- von Wolffersdorff, P.-A. (1996): „A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface”. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, Vol.1 (3), S. 253-271.
- Waldhoff, P. (1991): „Untersuchungen zum Setzungsverhalten von Einzelfundamenten neben flüssigkeitsgestützten Erdwänden begrenzter Länge“. *Berichte aus Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität- GH Wuppertal FB Bauingenieurwesen*, Bericht 10.
- Walker, B. P., Whitaker, T. (1967): „An apparatus for forming uniform beds of sand for model foundation tests”. *Géotechnique*, 17, S. 161-167.
- Walsh, S. D. C., Tordesillas, A., Peters, J. F. (2007): „Development of micromechanical models for granular media”. *Granular Matter*, 9, S. 337-352.
- Walz, B. (1973): „Apparat zur Messung des räumlichen Erddrucks auf einen runden Modell-Senkkasten“. *Baumaschine und Bautechnik*, 20, Heft 9, S. 339-344.
- Walz, B. (1976): „Größe und Verteilung des Erddruckes auf einen runden Senkkasten“. *Dissertation Fachbereich Bauingenieur-und Vermessungswesen der TU Berlin*.
- Walz, B., Hock, K. (1987): „Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks mit der modifizierten Elementscheibentheorie“. *Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen der Bergischen Universität Wuppertal*, Bericht 6.
- Walz, B., Prager, J. (1978): „Der Nachweis der äußeren Standsicherheit flüssigkeitsgestützter Erdwände nach der Elementscheibentheorie“. *Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin*, Heft 4.
- Walz, B., Pulsfort, M. (1983a): „Rechnerische Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände, Teil 1“. *Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau*, Heft 1, S. 4-7.
- Walz, B., Pulsfort, M. (1983b): „Rechnerische Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände, Teil 2“. *Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau*, Heft 2, S. 82-86.
- Walz, B., Schober, H.-D., Diekmann, N. (1975): „Untersuchungen zum lagenweisen Einbau von Sandvolumina für bodenmechanische Modellversuche“. *Aus Theorie und Praxis des Grundbaus und der Bodenmechanik*, Festschrift zum 70. Geburtstag von Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans Lorenz, Savidis, Müller-Kirchenbauer, (Hrsg.), Berlin.

- Wang, J., Dove, J. E., Gutierrez, M. S. (2007): „Anisotropy-Based Failure Criterion for Interphase Systems”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.133, S. 599-608.
- Wanoschek, H. R. (1972): „Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände“. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt*, Heft 9.
- Washbourne, J. (1984): „The three-dimensional stability analysis of diaphragm wall excavations“. *Ground Engineering*, 17 (5), S. 24-29.
- Weidlich, I. (2008): „Untersuchung zur Reibung an zyklisch axial verschobenen erdverlegten Rohren“. *Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau Leibniz Universität Hannover*, Heft 64.
- Weidlich, I. Achmus, M. (2008): „Measurement of Normal Pressures and Friction Forces on Buried Pipes Subjected to Cyclic Axial Displacements in Laboratory Experiments“. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.31, No.4, S. 334-343.
- Weißbach, A. (1961): „Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen“. *Mitteilungen des Franzius- Institutes für Grund- und Wasserbau der TH Hannover*.
- Weißbach, A. (1975): „*Baugruben, Teil II, Berechnungsgrundlagen*“. Ernst & Sohn Verlag.
- Wernick, E. (1978): „Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 75.
- Winkler, A. (2001): „Ermittlung des Erddrucks im Bruchzustand bei Drehung einer Wand um den Kopfpunkt“. *Institut für Geotechnik*, TU Dresden, Mitteilungen Heft 8, ISSN 1434-3053.
- Wong, G. C. Y. (1984): „Stability analysis of slurry trenches”. *Journal of Geotechnical engineering*, Vol.110, No.11, S. 1577-1590.
- Wu, W. (1992): „Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 129.
- Zhang, J. M, Shamoto, Y., Tokimatsu, K. (1998): „Evaluation of Earth pressure under any lateral deformation”. *Soils and Foundations*, Vol. 38, No.1, S. 15-33.
- Ziegler, M. (1987): „Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand“. *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 101.
- Zimmermann, Th. (2003): „Beitrag zur numerischen und experimentellen Untersuchung von liegenden, sattelgelagerten Zylinderschalen unter vertikaler dynamischer Belastung“. *Dissertation Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen*.

Anhang A

Darstellung der Bruchkörperkubaturen an der Oberfläche für $n = 5, 6, 8$ in Abhängigkeit der Wandbewegungsart für große Verschiebungen $u/h > 10\%$

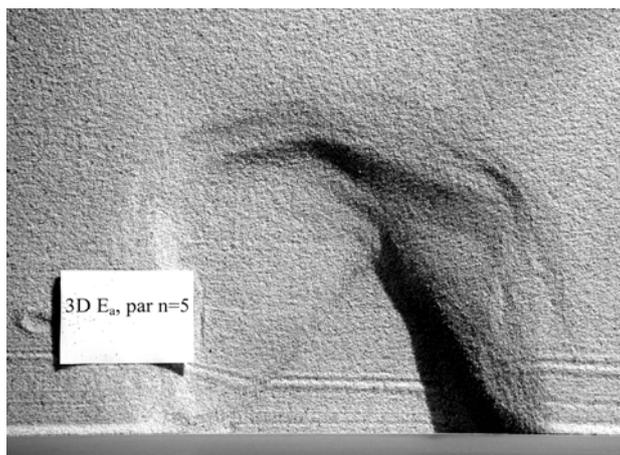


Abbildung A-1 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Parallelverschiebung von $u/h > 10\%$,
 $D = 0,38$ für $n = 5$

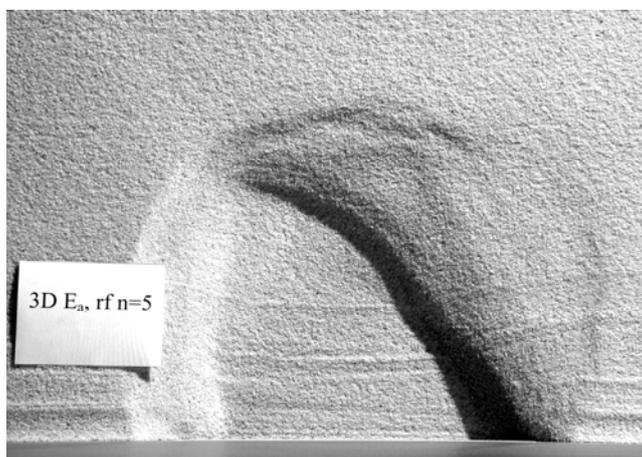


Abbildung A-2 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Fußpunktdrehung von $u/h > 10\%$,
 $D = 0,38$ für $n = 5$

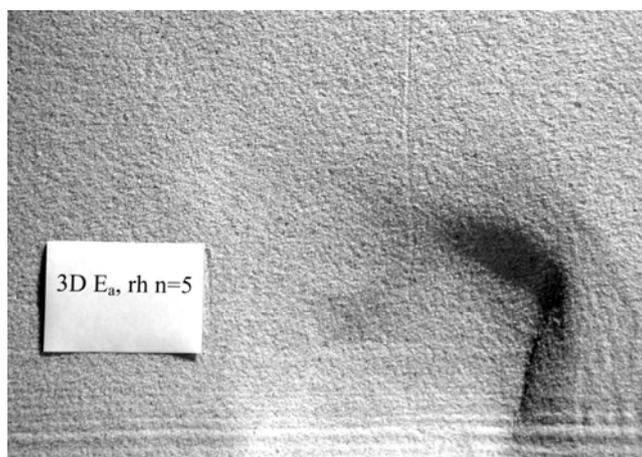


Abbildung A-3 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Kopfpunktdrehung von $u/h > 10\%$,
 $D = 0,38$ für $n = 5$



Abbildung A-4 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Parallelverschiebung von $u/h > 10 ‰$,
 $D = 0,38$ für $n = 6$

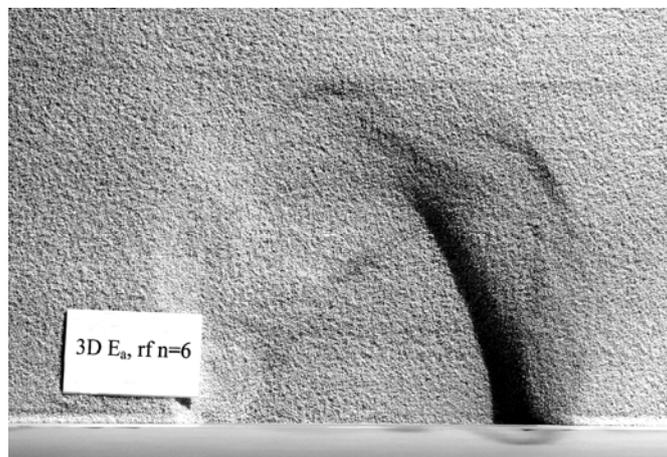


Abbildung A-5 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Fußpunktdrehung von $u/h > 10 ‰$,
 $D = 0,38$ für $n = 6$

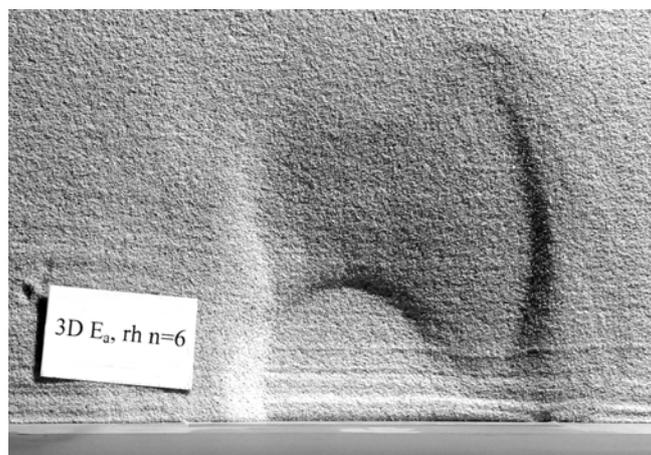


Abbildung A-6 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Kopfpunktdrehung von $u/h > 10 ‰$,
 $D = 0,38$ für $n = 6$



Abbildung A-7 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Parallelverschiebung von $u/h > 10 ‰$,
 $D = 0,38$ für $n = 8$

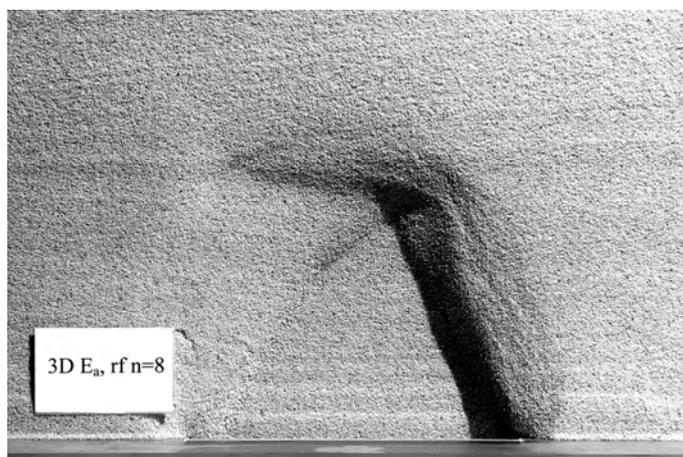


Abbildung A-8 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Fußpunktdrehung von $u/h > 10 ‰$,
 $D = 0,38$ für $n = 8$

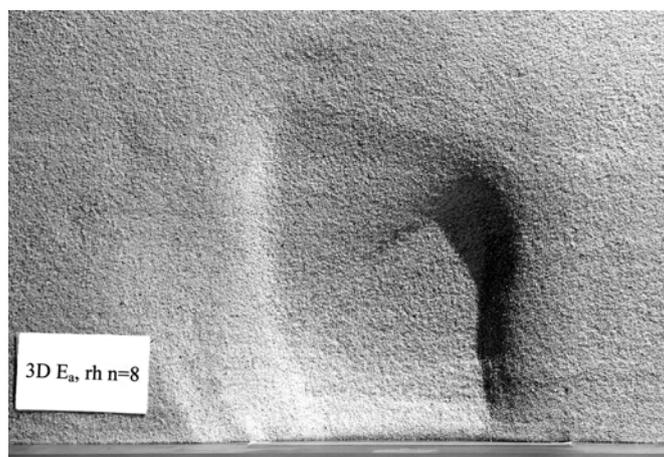


Abbildung A-9 : Bruchkörperform an der Oberfläche infolge Kopfpunktdrehung von $u/h > 10 ‰$,
 $D = 0,38$ für $n = 8$

Anhang B

Darstellung des Einflusses der Wandreibung δ_a auf den Reduktionsfaktor λ aus der Parameterstudie mit der FEM.

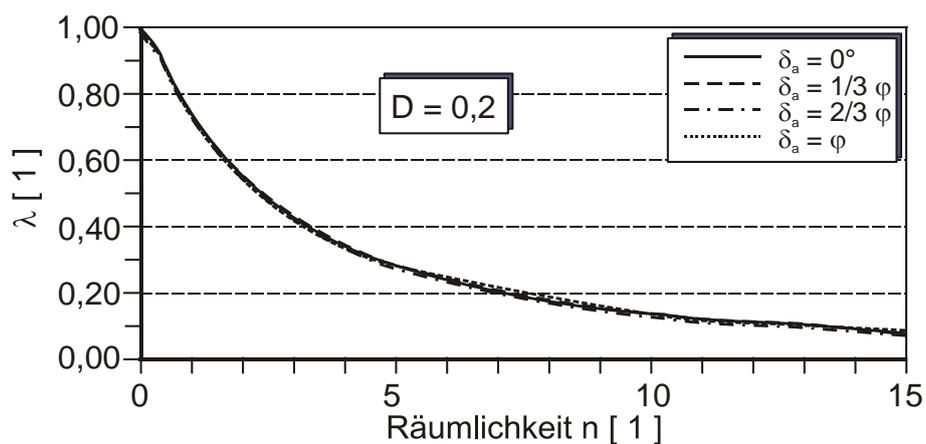


Abbildung B-1 : Einfluss der Wandreibung δ_a auf den $\lambda(n)$ -Verlauf für die Wandbewegungsart Kopfpunktdrehung für $D = 0,20$

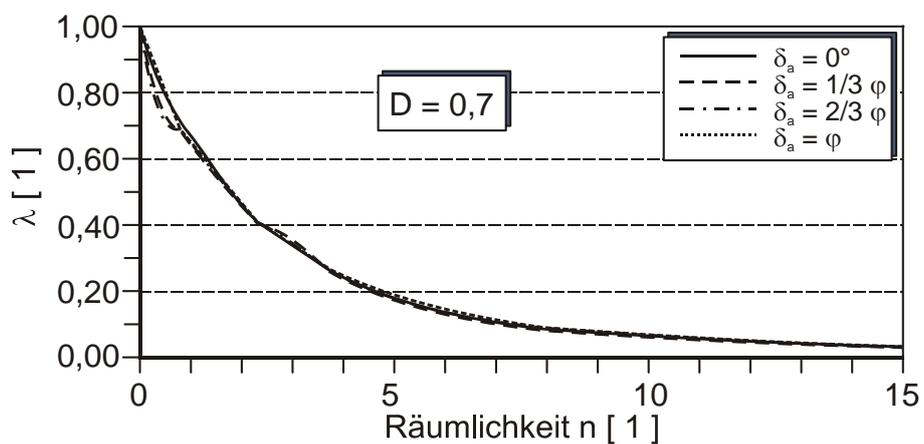


Abbildung B-2 : Einfluss der Wandreibung δ_a auf den $\lambda(n)$ -Verlauf für die Wandbewegungsart Kopfpunktdrehung für $D = 0,70$

Anhang C

Vergleich der Ergebnisse nach dem vereinfachten empirischen Berechnungsansatz des Kapitels 7.2 mit den Ergebnissen der numerischen Parameterstudie mit der FEM.

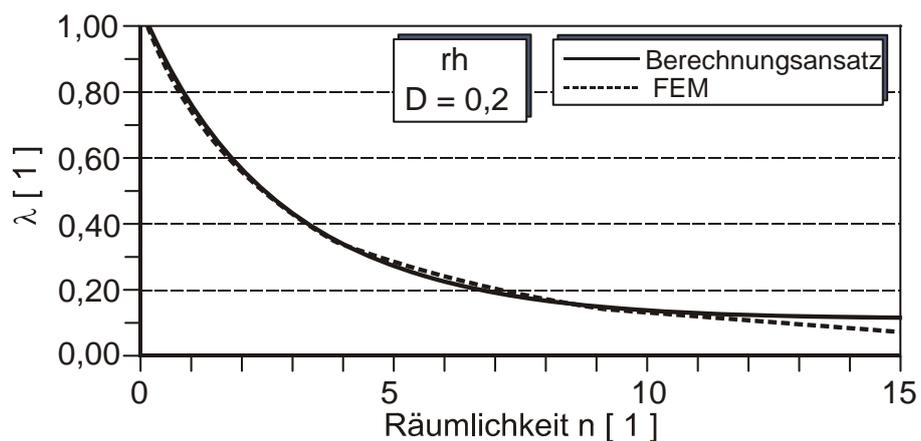


Abbildung C-1 : Darstellung der $\lambda(n)$ -Verläufe für die Kopfpunktdrehung aus der Parameterstudie und aus dem Berechnungsansatz nach Gl. 7-2 unter Anwendung von Gl. 7-3 und Gl. 7-4 für $D = 0,20$

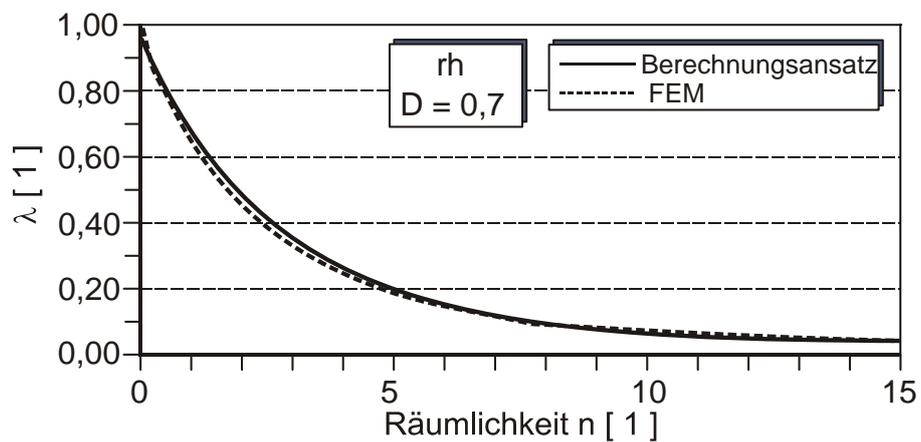


Abbildung C-2 : Darstellung der $\lambda(n)$ -Verläufe für die Kopfpunktdrehung aus der Parameterstudie und aus dem Berechnungsansatz nach Gl. 7-2 unter Anwendung von Gl. 7-3 und Gl. 7-4 für $D = 0,70$

LEBENS LAUF

Name, Vorname: tom Wörden, Florian

Nationalität: deutsch

Familienstand: verheiratet, 2 Kinder

Geboren: 27.01.1973 in Geesthacht

Eltern: Peter tom Wörden
Waltraut Münzel-tom Wörden, geb. Münzel

Schulbildung: 1979-1985 Grundschule und Orientierungsstufe Dorum
1985-1992 Gymnasium Wesermünde
1992 Abitur

Studium: 1994 – 2000 Studium des Bauingenieurwesens an der
Universität Hannover
November 1996 Vordiplom
September 2000 Diplom

Berufstätigkeit: 1999-2000 Wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für
Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau,
Universität Hannover
seit 2000 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für
Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau,
Universität Hannover

Hannover, November 2009

Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE)

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Erich Lackner

- | | | |
|------------|-----------------------------|---|
| Heft 1 | Rizkallah, V. | Die erdstatische Bemessung von Wänden und Pfählen in Sandböden (1971) |
| v) Heft 2 | Lohmann, H. | Ein Beitrag zur Spannungsberechnung in der elastisch-isotropen Halbebene unter tief angreifenden Lasten und Anwendungsmöglichkeiten auf den Baugrund (1971) |
| v) Heft 3 | Weißbach, A. | Baugrubensicherung - Berechnung und Konstruktion von Baugrubenumschließungen (1973) |
| v) Heft 4 | Leonhardt, G. | Die Belastung von starren Rohrleitungen unter Dämmen (1973) |
| Heft 5 | Rizkallah, V. | Großbohrpfähle - Beitrag zur Abschätzung der lotrechten Tragfähigkeit und der Wirtschaftlichkeit (1973) |
| Heft 6 | Hahn, F. R. | Ein Beitrag zur Herstellung und Ermittlung der Tragfähigkeit von temporären Erdankern in den Bodenarten der hannoverschen Kreideformation (1974) |
| Heft 7 | Blümel, W. | Ein Beitrag zum eindimensionalen Konsolidierungsverhalten von Klei im Kompressionsversuch (1974) |
| Heft 8 | Grade, H. | Ein Beitrag zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpreßankern in nicht-injizierbaren, nichtbindigen Böden (1974) |
| Heft 9 | Krämer, U. | Zugwiderstände und Eindringverhalten von Schiffsankern in nichtbindige Böden (1974) |
| Heft 10 | Krämer, U.
Rizkallah, V. | Erfahrungen bei der Ermittlung von Scherparametern im Kastenschergerät (1976) |
| v) Heft 11 | Richwien, W. | Zum Einfluß der Konsolidierungsdauer auf die wirksame Spannung und die Scherfestigkeit von aufbereitetem Klei (1976) |
| Heft 12 | Krämer, H. | Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpreßankern durch Anwendung der Korrelationstheorie (1977) |
| Heft 13 | Quast, P. | Ein Beitrag zum Kriechverhalten eines norddeutschen Kleis (1977) |
| Heft 14 | Paschen, R. | Konsolidierungs- und Scherverhalten von salzhaltigem Klei (1977) |
| v) Heft 15 | Liedtke, L. | Berechnung der Tragfähigkeit von temporären Erdankern mit der Methode der finiten Elemente (1978) |
| Heft 16 | Blümel, W. | Ein Verfahren zur Verminderung des Porenwasserdrucks bei Baugruben im Ton durch Entspannungsbohrungen (1979) |

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Victor Rizkallah

- | | | |
|------------|---------------|---|
| v) Heft 17 | Hellweg, V. | Ein Vorschlag zur Abschätzung des Setzungs- und Sackungsverhaltens nichtbindiger Böden bei Durchnässung (1981) |
| Heft 18 | Richwien, W. | Das Formänderungs- und Festigkeitsverhalten weicher bindiger Böden (1981) |
| v) Heft 19 | Maschwitz, G. | Ein Beitrag zur Abschätzung des Tragverhaltens von unbewehrten pfahlartigen Tragelementen (1983) |
| Heft 20 | Cunze, G. | Ein Beitrag zur Abschätzung des Porenwasserüberdrucks beim Rammen von Verdrängungspfählen in bindige Böden (1985) |
| Heft 21 | Wehner, T. | Seegangserzeugte Spannungsänderungen im Sandkern eines Seedeichs (1987) |

- v) Heft 22 Rizkallah, V. et al. Festschrift aus Anlaß des 75. Geburtstages von o. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Erich Lackner (1988)
- v) Heft 23 El Sherif, M. M. Ein Beitrag zur Stabilisierung von bindigen Sedimentböden in Entwicklungsländern (1988)
- v) Heft 24 Buchmann, K.-J. Zum Tragverhalten ausgesteifter Bohrpfahlwände im Hannoverschen Ton (1988)
- Heft 25 Harder, H. Numerische Modellierung des "Cone Penetration Tests" in wassergesättigten bindigen Böden (1989)
- v) Heft 26 Rizkallah, V., Hilmer, K. Bauwerksunterfangung und Baugrundinjektion mit hohen Drücken (Düsenstrahlinjektion) (1989)
- v) Heft 28 Rizkallah, V. et al. Bauschäden im Spezialtiefbau (Baugruben, Rohrvortriebe, unterirdische Bauanlagen) (1990)
- Heft 29 Rizkallah, V. et al. Geböschte Baugruben, Baugruben mit Stahlspundwänden (1991)
- Heft 30 Eklu-Natey, D. Erodierbarkeit zementstabilisierter tropischer Böden im Straßenbau Togos (1992)
- Heft 31 Achmus, M., Rizkallah, V. Vortrieb von Rechteckprofilen (Belastungen-Bemessung-Anwendung) (1992)
- Heft 32 Jebe, P., Rizkallah, V. et al. Untersuchung von Hochbauschäden in den neuen Bundesländern Teil 1: Globale Bestandsaufnahme und systematische Erfassung (1993)
- Heft 33 Beilke, O. Interaktionsverhalten des Bauwerks "Fernwärmeleitung - Bettungsmaterial" (1993)
- Heft 34 Jebe, P., Rizkallah, V. et al. Untersuchung von Hochbauschäden in den neuen Bundesländern Teil 2: Dokumentation des baulichen Zustands historischer Bauwerke (1993)
- v) Heft 35 Vogel, J. Untersuchungen bauschadensrelevanter Faktoren beim Vorpressen begehbarer Rohre (1993)
- Heft 36 Vogel, J. et al. Festschrift aus Anlaß des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah (1993)
- Heft 38 Vogel, J., Rizkallah, V. et al. Begehbare und nichtbegehbare Rohrvortriebe Verfahren, Bauschadensfälle und Empfehlungen zur Schadensminimierung (1993)
- Heft 39 Jebe, P., Rizkallah, V. Beispiele zur Sanierung alter Bausubstanz (1994)
- Heft 41 Achmus, M. Zur Berechnung der Beanspruchungen und Verschiebungen erdverlegter Fernwärmeleitungen (1995)
- Heft 43 von Bloh, G. Verfahren zur Ermittlung des Scherverhaltens von Bagger- und Klärschlamm mit der Flügelsonde (1995)
- Heft 44 Clasmeier, H.-D. Ein Beitrag zur erdstatischen Berechnung von Kreiszellenfangedämmen (1995)
- Heft 45 Hasan, M. Abschätzung der Eindring- und Reibungswiderstände beim unterirdischen Rohrvortrieb (1996)
- Heft 47 Rizkallah, V. Richwien, A. Beschleunigte Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes bindiger Böden (1998)
- v) Heft 48 Bruns, T. Untersuchung des Tragverhaltens von Ortbetonschraubpfählen (1998)
- Heft 49 Döbbelin, J. U. Salveter, G. et al. Festschrift aus Anlaß des 65. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah (1998)
- Heft 52 Salveter, G. Validierung numerischer Verfahren zur Berechnung des Interaktionsverhaltens "Fernwärmeleitung – Baugrund" (2000)
- Heft 53 Döbbelin, J. U. Zur geotechnischen Anwendung wissensbasierter Systeme mit Elementen der Fuzzy-Logik (2000)

- v) Heft 54 Baesmann, A. Berechnung und Bemessung von Pfahl-Plattengründungen (2000)
Rizkallah, V.
Heft 55 Kaiser, J. Zu Schadensursachen und zur Setzungsproblematik bei
herkömmlichen Bauwerksunterfangungen (2000)
Heft 58 Döbbelin, J.U. Empfehlungen zur Vermeidung von Planungs- und
Rizkallah, V. Ausschreibungsfehlern bei Ingenieurbauwerken (2001)

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Hanno Müller – Kirchenbauer / Prof. Dr.-Ing. Werner Blümel

- Heft 27 Friedrich, W. Ausbreitung chlorierter Kohlenwasserstoffe bei Einkapselung und
Inversionsströmung (1989)
Heft 37 Rogner, J. Modelle zur Beständigkeitsbewertung von Dichtwandmassen auf der
Basis von Lagerungsversuchen (1993)
Heft 40 initiiert von Univ.- Festschrift aus Anlaß des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing.
Prof.Dr.-Ing. habil. H. Müller – Kirchenbauer
S. Savidis
Heft 42 Schlötzer, C. Filtrationsverhalten von Dichtuspensionen an flüssigkeitsgestützten
Erdwänden (1995)
Heft 46 Brummermann, K. Schutzschichten für Kunststoffdichtungsbahnen in Deponiebasis-
Abdichtungen - Prüfung und Bewertung ihrer Wirksamkeit (1997)
Heft 50 Mbonimpa, M. Injizierfähigkeit von Feistbindemittelsuspensionen zur Abdichtung
von Lockergesteinen (1998)
Heft 51 Düser, O. Verwertung von aus Bauschutt aufbereitetem Recyclingmaterial in
mineralischen Dichtungssystemen (1999)
Heft 56 Stoewahse, C. Ermittlung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen und
Erdstoffen im Rahmenschergerät (2001)
Heft 57 Gawalek, K. Silikatgele auf Organosilanbasis für Abdichtungsinjektionen im
Lockergestein (2001)

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus / Prof. Dr.-Ing. Werner Blümel

- Heft 59 Doll, H. Dimensionierung von Kunststofflinern – Close-Fit-Verfahren (2001)
Heft 60 Kuk, M. Untersuchungen zur Beeinflussung der Feistbindemittelausbreitung im
Lockergestein durch Filtrationsmechanismen (2004)
Heft 61 Achmus, M. Bauwerkserschütterungen durch Tiefbauarbeiten (2005)
Kaiser, J.
tom Wörden, F.
Heft 62 Mansour, B.G.S. Investigations on Design and Rehabilitation Options for River
Barrages with Special Respect to Piping (2005)
Heft 63 Achmus, M. Bodenmechanik und Grundbau - Grundlagen und Konzepte (2007)
Heft 64 Weidlich, I. Untersuchung zur Reibung an zyklisch axial verschobenen
erdverlegten Rohren (2008)
Heft 65 Kuo, Y.-S. On the behavior of large-diameter piles under cyclic lateral
load (2008)
Heft 66 Maßmann, J. Modeling of Excavation Induced Coupled Hydraulic-Mechanical
Processes in Claystone (2009)
Heft 67 Müller- Funktionsnachweis für geotextile Tondichtungsbahnen in
Kirchenbauer, A. Deponieoberflächenabdichtungen (2009)
Heft 68 tom Wörden, F. Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck auf starre vertikale
Bauteile im nichtbindigen Boden (2010)

Heft 69 Quast, A.

Zur Baugrundsteifigkeit bei der gesamtdynamischen Berechnung von
Windenergieanlagen (2010)

v) = vergriffen

Schutzgebühr: € 15,-/Heft