



Bergische Universität Wuppertal

Fachbereich D

Abteilung Bauingenieurwesen

Berichte des Lehr- und Forschungsgebietes Geotechnik

Nr. 28

Juli 2005

Martin Pohl

**Modellierung von granularen Böden und biegsamen
Bauwerken mit Hilfe der DEM am Beispiel einer
eingebetteten Spundwand**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort
und Prof. em. Dr.-Ing. B. Walz

Diese Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20050268

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20050268>]

Modellierung von granularen Böden und biegsamen Bauwerken mit Hilfe der DEM am Beispiel einer eingebetteten Spundwand

Vom Fachbereich D
Abteilung Bauingenieurwesen
der Bergischen Universität Wuppertal

angenommene Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur

- Dr.-Ing. -

von
Dipl.-Ing. Martin Pohl
aus Hameln

Vorsitzender der Prüfungskommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Zahlten

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort
Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. B. Walz

Tag der mündlichen Prüfung: 01. Juli 2005

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Distinct Element Method	3
2.1	Theoretische Grundlagen	3
2.1.1	Übersicht	3
2.1.2	Kraft-Verschiebungs-Gesetz	4
2.1.3	Gleitmodell.....	5
2.1.4	Bewegungsgesetz	5
2.2	Eigenheiten der DEM.....	7
2.3	Bindungen	7
2.3.1	Kontaktbindungen	7
2.3.2	Parallelbindungen.....	8
2.4	Parallele Rechnerschaltung	10
2.5	Superpartikel	11
2.5.1	Formen und Anwendung.....	11
2.5.2	Superpartikel bei paralleler Rechnerschaltung.....	13
3	Stochastische Einflüsse auf die Eigenschaften des Bodenmodells	14
3.1	Bodenmodellierung	14
3.1.1	Up-scaling	14
3.1.2	Generelles Vorgehen bei der numerischen Bodenmodellierung.....	15
3.2	Untersuchungen zum Porenanteil.....	17
3.2.1	Containergeometrien	17
3.2.2	Prismatischer Container	18
3.2.3	Kubischer Container.....	20
3.2.4	Kubische Container größeren Volumens	21
3.3	Untersuchungen zum inneren Reibungswinkel im Erdruhedruckzustand	22
3.3.1	Ermittlung des Reibungswinkels ϕ für den Erdruhedruckzustand.....	22
3.3.2	Prismatischer Container	23
3.3.3	Kubischer Container.....	24
3.3.4	Kubische Container größeren Volumens	24
3.4	Untersuchungen zur Größe des Reibungswinkels für den aktiven Grenzzustand	27
3.4.1	Einfluss des Erdruhedruckzustandes auf den aktiven Grenzzustand	27
3.4.2	Ermittlung des Reibungswinkels ϕ für den aktiven Grenzzustand	28
3.4.3	Prismatischer Container	29
3.5	Untersuchungen zum Einfluss der Fallhöhe auf den Porenanteil	30
4	Anpassung der charakteristischen Kugelparameter des Bodenmodells zur Abbildung eines realen granularen Materials	32
4.1	Grundsätzliches	32
4.2	Numerisch simulierte Triaxialversuche	32
4.2.1	Beschreibung der Versuche sowie ihrer Anwendung	32
4.2.2	Einfluss des Reibungsbeiwertes der Kugeloberfläche μ	37
4.2.3	Einfluss der Schersteifigkeit k_s	38
4.2.4	Einfluss der Normalsteifigkeit k_n	39
4.2.5	Einfluss der Steifigkeit bei ($k_s / k_n = 1$).....	40
4.2.6	Einfluss der Rotation	41

4.2.7	Einfluss der Seitendehnung.....	43
4.2.8	Abschließende Bemerkungen zu numerisch simulierten Triaxialversuchen	44
4.3	1g- Containerversuche.....	45
4.3.1	Allgemeines.....	45
4.3.2	Kubische Container	46
	$\varphi = 30^\circ$, $V_{KW} = 15$	46
	$\varphi = 30^\circ$ bis 40° , $V_{KW} = 15$	50
	$\varphi = 35^\circ$, $V_{KW} = 15$ bis 25	50
4.3.3	Prismatische Container.....	51
	$\varphi = 30^\circ$ bis $37,5^\circ$, $V_{KW} = 15 / 25$	51
	$\varphi = 35^\circ$, $V_{KW} = 15 / 25$ bis 30	52
4.3.4	Überlegungen zu 1g-Containerversuchen	52
5	Numerische Simulation der Bodenabgrabung vor Spundwandbauwerken.....	55
5.1	Generelles Vorgehen	55
5.2	Ermittlung der Spundwandparameter und Abfrage von inneren und äußeren Kräften	56
5.2.1	Abbildung der Spundwand.....	56
5.2.2	Ermittlung der Schnittgrößen	57
5.2.3	Eichen der Spundwand.....	59
5.2.4	Ermittlung der Erddruckspannungen	61
5.3	Abbildung des Bodens	62
5.4	Nicht gestützte, im Boden eingespannte Spundwand	63
5.4.1	Ergebnisse der numerischen Simulation	63
5.4.2	Vergleich mit der Stabstatik	70
5.4.3	Schnittgrößen der numerischen Simulation über die Wandbreite.....	72
5.4.4	Kleine Bodenkugeln in Spundwandnähe	74
	5.4.4.1 Beschreibung des Herstellungsvorganges	74
	5.4.4.2 Vergleich mit großen Bodenkugeln	76
5.4.5	Deterministisch angeordnete Bodenkugeln.....	79
5.5	Einlagig gestützte Spundwand	84
5.6	Einlagig gestützte Spundwand mit plastischer Rotation	89
5.6.1	Allgemeines.....	89
5.6.2	Abbildung der Momenten-Rotations-Kurve	89
5.6.3	Simulation der Bodenabgrabung.....	91
6	Kleinmaßstäbliche Modellversuche	96
6.1	Einleitung	96
6.2	Modellboden.....	96
6.3	Modellwand und Versuchscontainer	97
6.4	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	98
6.5	Versuche mit der nicht gestützten Modellwand	99
6.6	Einlagig gestützte Modellwand.....	101
6.6.1	Allgemeines.....	101
6.6.2	Einfluss der Vorspannkraft.....	104
6.6.3	Einfluss der Biegesteifigkeit	107
6.6.4	Einfluss der Steifenlage (mit Auflast).....	108
6.6.5	Einfluss des Aushubzustandes für die Lastaufbringung	109
6.6.6	Einlagig gestützte Modellwand mit Auflast und plastischem Fließgelenk	110
7	Numerische Simulation der Modellversuche	114
7.1	Allgemeines.....	114

7.2	Numerisches Bodenmodell	114
7.3	Nicht gestützte Wand	116
8	Zusammenfassung	123
	Literaturverzeichnis	127
Anhang		
A	Kugelparameter für die Simulation spezifischer Böden	A-1
A.1	Kubische Container	A-1
A.2	Prismatische Container	A-4
B	Anwendungsbeispiele	B-1
B.1	$\varphi = 25^\circ$, $n = 0,400$, $V_{KW} = 15 / 30$	B-1
B.2	$V_{KW} = 10 / 35$, $n = 0,400$, $\varphi = 35^\circ$	B-2
B.3	Sieblinie, $15 \times d$, $n = 0,400$, $\varphi = 35^\circ$	B-4

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Parallelbindung (PFC 3 ^D (1999)).....	9
Abbildung 2-2: mögliche Formen von Superpartikeln (O'Sullivan & Bray (2002)).....	12
Abbildung 2-3: Superpartikel bei paralleler Rechnerschaltung.....	13
Abbildung 3-1: Korngrößenverteilung.....	15
Abbildung 3-2: Einfluss der Kugelgrößenverteilung auf den Erddruckbeiwert k	15
Abbildung 3-3: prismatischer Container mit Bodenkugeln vor und nach dem Einregnen.....	16
Abbildung 3-4: Häufigkeit des Porenanteils n beim prismatischen Container.....	18
Abbildung 3-5: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (prismatischer Container).....	19
Abbildung 3-6: Klassenbreiten des Porenanteils n beim prismatischen Container.....	19
Abbildung 3-7: Häufigkeit des Porenanteils n beim kubischen Container.....	20
Abbildung 3-8: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (kubischer Container).....	21
Abbildung 3-9: Klassenbreiten des Porenanteils n beim kubischen Container.....	21
Abbildung 3-10: Relativer Fehler vom Mittelwert des Porenanteils.....	22
Abbildung 3-11: Innerer Reibungswinkel im Ruhedruckzustand (prismatischer Container)..	23
Abbildung 3-12: Innerer Reibungswinkel im Ruhedruckzustand (kubischer Container).....	24
Abbildung 3-13: Relativer Fehler vom Mittelwert des Reibungswinkels.....	25
Abbildung 3-14: Mittelwert der Reibungswinkel über die Containergröße.....	25
Abbildung 3-15: Mittelwert der Porenanteile über die Containergröße.....	26
Abbildung 3-16: Einfluss der Reibungsbeiwerte der Kugeln für den Ruhedruckzustand μ_v ..	27
Abbildung 3-17: Verlauf der Erddruckkraft in Abhängigkeit des Verschiebungsweges.....	28
Abbildung 3-18: Reibungswinkel φ im aktiven Grenzzustand (prismatischer Container).....	29
Abbildung 3-19: Porenanteil n der Sandschüttung in Abhängigkeit von der Fallhöhe.....	30
Abbildung 3-20: Numerischer Porenanteil in Abhängigkeit der Fallhöhe.....	31
Abbildung 4-2: Deviatorspannung am numerischen Triaxialkörper.....	34
Abbildung 4-3: p-q-Diagramm.....	35
Abbildung 4-4: Volumenänderung der Probe im numerisch simulierten Triaxialversuch.....	35
Abbildung 4-5: Scherkräfte in der Triaxialprobe.....	36
Abbildung 4-6: Normalkräfte in der Triaxialprobe.....	37
Abbildung 4-7: Innerer Reibungswinkel φ in Abhängigkeit vom Reibungsbeiwert μ	38
Abbildung 4-8: Innerer Reibungswinkel φ in Abhängigkeit von der Schersteifigkeit k_s	39
Abbildung 4-9: Innerer Reibungswinkel φ in Abhängigkeit von der Normalsteifigkeit k_n	40
Abbildung 4-10: Innerer Reibungswinkel φ in Abhängigkeit von der Steifigkeit, $k_s / k_n = 1$..	41
Abbildung 4-11: Normalkräfte (links) und Scherkräfte (rechts) bei Rotationsbehinderung ..	42
Abbildung 4-12: Normalkräfte (links) und Scherkräfte (rechts) bei Rotationsbehinderung ..	43
Abbildung 4-13: Normalkräfte (links) und Scherkräfte (rechts) bei behinderter Seitend.....	44
Abbildung 4-14: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit..	46
Abbildung 4-15: Schersteifigkeit und Reibungsbeiwerte (aktiver Grenzzustand).....	48
Abbildung 4-16: Verschachtelung von Containern.....	54
Abbildung 5-1: Ermittlung von Nachbarkugeln und Kontaktpunkten (PFC3 ^D (1999)).....	58
Abbildung 5-2: Eingestellte Spundwand in begrenzendem Raum.....	59
Abbildung 5-3: Biegelinie.....	60
Abbildung 5-4: Biegemomentenverlauf.....	60
Abbildung 5-5: Querkraftverlauf.....	61
Abbildung 5-6: Belastung.....	61
Abbildung 5-7: Verschiebung des Spundwandkopfes.....	64
Abbildung 5-8: Unausgeglichene Kräfte im System.....	64
Abbildung 5-9: System im Aushubzustand 3,60 m und 4,0 m.....	65

Abbildung 5-10: Biegelinie in den Aushubzuständen.....	65
Abbildung 5-11: Biegemomentenverteilung in den Aushubzuständen.....	66
Abbildung 5-12: Querkraftverteilung in den Aushubzuständen	66
Abbildung 5-13: Erddruckspannungen in den Aushubzuständen	67
Abbildung 5-14: Kraftketten bei der nicht gestützten Wand in verschiedenen Aushubzu-.....	68
Abbildung 5-15: Scherkräfte bei der nicht gestützten Wand in den verschiedenen Aushub-..	69
Abbildung 5-16: Erddruckspannungen Simulation / Stabwerk.....	70
Abbildung 5-17: Biegemomentenverteilung Simulation / Stabwerk	71
Abbildung 5-18: Querkraftverteilung Simulation / Stabwerk.....	71
Abbildung 5-19: Streubereich der Durchbiegungen	72
Abbildung 5-20: Verschiebungsdifferenzen des Spundwandkopfes	72
Abbildung 5-21: Streubereich der Biegemomente.....	73
Abbildung 5-22: Streubereich der Querkräfte.....	73
Abbildung 5-23: Kraftketten bei der ungestützten Wand (kleine Bodenkugeln).....	74
Abbildung 5-24: Biegemomentenverteilung in den Aushubzuständen (kleine Bodenkugeln)	75
Abbildung 5-25: Vergleich der Biegelinien bei 3,0 m Aushub, kleine / große Bodenkugeln .	76
Abbildung 5-26: Vergleich der Biegemomente bei 3,0 m Aushub, kleine / große Bodenk	77
Abbildung 5-27: Vergleich der Querkräfte bei 3,0 m Aushub, kleine / große Bodenkugeln ..	77
Abbildung 5-28: Vergleich der Erddruckspannungen bei 3,0 m Aushub, kleine / große	78
Abbildung 5-29: Tetragonal-raumzentrierte Packung von oben und vorne gesehen.....	79
Abbildung 5-30: Kraftketten - Ruhedruckzustand bei angeordneten Bodenkugeln	80
Abbildung 5-31: Vergleich der Biegelinie (4,0 m), angeordnete / eingeregnete Bodenk.....	81
Abbildung 5-32: Vergleich der Biegemomente (4,0 m), angeordnete / eingeregnete Boden..	81
Abbildung 5-33: Vergleich der Querkräfte (4,0 m), angeordnete / eingeregnete Bodenk.....	82
Abbildung 5-34: Vergleich der Erddruckspannungen (4,0 m), angeordnete / eingeregnete....	82
Abbildung 5-35: Kraftketten bei angeordneten Bodenkugeln in den Aushubzuständen	83
Abbildung 5-36: Gestützte Spundwand mit Gurt und Steife	85
Abbildung 5-37: Biegelinie in den Aushubzuständen - gestützt.....	85
Abbildung 5-38: Biegemomentenverteilung in den Aushubzuständen - gestützt.....	86
Abbildung 5-39: Querkraftverteilung in den Aushubzuständen - gestützt	86
Abbildung 5-40: Erddruckspannungen in den Aushubzuständen - gestützt	87
Abbildung 5-41: Kraftketten bei der gestützten Wand in den Aushubzuständen	88
Abbildung 5-42: Scherkräfte bei der gestützten Wand in den Aushubzuständen.....	89
Abbildung 5-43: Spundwand mit Fließgelenk im 4-Punkt-Biegeversuch	90
Abbildung 5-44: Momenten-Rotations-Kurve	91
Abbildung 5-45: Verschiebung im Fließgelenk	91
Abbildung 5-46: Vergleich der Biegelinie bei 6,0 m Aushub, elastisch / plastisch.....	92
Abbildung 5-47: Vergleich der Biegemomente bei 6,0 m Aushub, elastisch / plastisch.....	92
Abbildung 5-48: Vergleich der Querkräfte bei 6,0 m Aushub, elastisch / plastisch.....	93
Abbildung 5-49: Vergleich der Erddruckspannungen bei 6,0 m Aushub, elastisch / plastisch	94
Abbildung 5-50: Kontaktkräfte bei der gestützten plastifizierten Wand im Endaushub	95
Abbildung 6-1: Kornverteilungsband des Versuchsbodens (Herten (1999)).....	96
Abbildung 6-2: im Versuchscontainer positionierte Modellwand	97
Abbildung 6-3: Wandkopfverschiebungen an drei Stellen der nicht gestützten, im Boden .	100
Abbildung 6-4: Biegemomentenverteilung in den Aushubzuständen – nicht gestützt	100
Abbildung 6-5: Ausschnitt der Modellwand mit Messtechnik im Aushubzustand $h/H=0,27$	102
Abbildung 6-6: gemittelte Verschiebung des Wandkopfes in der Wandachse - gestützt	102
Abbildung 6-7: gemittelte Steifenkräfte mit zunehmender Aushubtiefe	103
Abbildung 6-8: gemittelte Biegemomente in den Aushubzuständen - gestützt.....	104
Abbildung 6-9: gemittelte Steifenkräfte mit zunehmender Aushubtiefe	105
Abbildung 6-10: gemittelte Gurtpunktverschiebungen mit zunehmender Aushubtiefe	105

Abbildung 6-11: gemittelte Verschiebungen des Wandkopfes mit zunehmender Aush.	106
Abbildung 6-12: gemittelte Biegemomente im Endaushubzustand - Vorspannung	107
Abbildung 6-13: gemittelte Biegemomente im Endaushubzustand - Biegesteifigkeit	108
Abbildung 6-14: Biegemomente im Endaushubzustand mit Auflast bei variiertes Steifenl..	109
Abbildung 6-15: Entwicklung des maximalen Feld-Biegemomentes mit zunehmender	110
Abbildung 6-16: Momenten-Rotations-Kurven infolge künstlicher Schwächungen der.....	111
Abbildung 6-17: Biegemomente im Endaushubzustand - elastisch / plastisch.....	112
Abbildung 6-18: plastifizierte Modellwand nach dem Systemversagen.....	112
Abbildung 7-1: Modellcontainer mit eingeregneten Bodenkugeln	115
Abbildung 7-2: Z-Kraft auf Bodenplatte (linker Rechenbereich)	116
Abbildung 7-3: Einfluss der Schersteifigkeit auf die Kopfpunktverschiebung ($h/H = 0,14$)	117
Abbildung 7-4: Biegelinie in den Aushubzuständen / Vergleich mit dem physikalischen....	117
Abbildung 7-5: Streubereich der Biegelinie ($h/H = 0,27$).....	118
Abbildung 7-6: Biegemomentenverlauf in den Aushubzuständen	118
Abbildung 7-7: Vergleich des Biegemomentenverlaufs Versuch / Numerik ($h/H = 0,27$)...	119
Abbildung 7-8: Querkraftverlauf in den Aushubzuständen	119
Abbildung 7-9: Erddruckspannungen in den Aushubzuständen	120
Abbildung 7-10: Kraftketten bei der nicht gestützten Modellwand.....	121
Abbildung 7-11: Scherkräfte bei der nicht gestützten Modellwand	121
Abbildung 7-12: Erddruckspannungen (11,14 cm unter Wandkopf) aufgetragen über die...	122
Abbildung A-1: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit. A-1	
Abbildung A-2: Schersteifigkeit und Reibungsbeiwerte (aktiver Grenzzustand, $\varphi = 35^\circ$) ...	A-1
Abbildung A-3: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit. A-2	
Abbildung A-4: Schersteifigkeit und Reibungsbeiwerte (aktiver Grenzzustand, $\varphi = 40^\circ$) ...	A-2
Abbildung A-5: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit. A-3	
Abbildung A-6: Reibungsbeiwert und Schersteifigkeit (aktiver Grenzzustand, $\varphi = 35^\circ$)	A-3
Abbildung A-7: Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit	A-4
Abbildung A-8: Reibungsbeiwerte und Schersteifigkeit	A-4
Abbildung A-9: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit. A-5	
Abbildung A-10: Reibungsbeiwert und Schersteifigkeit (aktiver Grenzzustand, $\varphi = 35^\circ$) ...	A-5

Tabellenverzeichnis

Tabelle 4-1: Einfluss der Rotationsbehinderung auf φ	41
Tabelle 4-2: Kugelparameter, $V_{KW} = 15$	50
Tabelle 4-3: Abgedeckter Untersuchungsbereich (Daten vorliegend: + = ja; - = nein)	53
Tabelle 5-1: Streubereiche des Porenanteils n in Scheiben	63
Tabelle 6-1: Verschiebungen in der Wandachse [mm]	99
Tabelle 6-2: maximale Biegemomente in der Wandachse [Ncm/cm]	101
Tabelle 6-3: gemittelte Verschiebungen in Wandachse [mm]	103
Tabelle 6-4: gemittelte Messwerte im Endaushubzustand	108
Tabelle B-1: Abgedeckter Untersuchungsbereich (Daten vorliegend: + = ja; - = nein)	B-1
Tabelle B-2: Steifigkeiten der Kugeln in prismatischen Containern	B-3
Tabelle B-3: Kugelparameter	B-4

Verwendete Symbole

α_W	[-]	Matrix der Winkelbeschleunigungen
α_B	[°]	Winkel der Bruchgeraden
δ	[°]	Wandreibungswinkel / Erddruckneigungswinkel
Δ	[-]	Differenz bzw. inkrementeller Anteil
ε	[-]	Dehnung
φ	[°]	innerer Reibungswinkel des Bodens
φ_m	[°]	Mittelwert des inneren Reibungswinkels des Bodens
λ	[-]	Maßstabsfaktor
γ	[kN/m ³]	Wichte
γ_s	[kN/m ³]	Kornwichte
γ_d	[kN/m ³]	Trockenwichte
ψ	[-]	Verhältnis der Abstände der Mittelpunkte
μ	[-]	Reibungsbeiwert
$\mu_{\text{akt}} = \text{Reib_akt}$	[-]	Reibungsbeiwert im aktiven Zustand
$\mu_{\text{akt_versch}} = \text{Reib_akt_Versch}$	[-]	Reibungsbeiwert im aktiven Zustand infolge paralleler Stirnwandverschiebung
$\mu_{\text{akt_Triax}} = \text{Reib_akt_Triax}$	[-]	Reibungsbeiwert im aktiven Zustand infolge Triaxialversuch
$\mu_{\text{Einr}} = \text{Reib_Einr}$	[-]	Reibungsbeiwert beim Einregnen
$\mu_{\text{Ruhe}} = \text{Reib_Ruhe}$	[-]	Reibungsbeiwert im Ruhedruckzustand
θ	[s ⁻¹]	Winkelgeschwindigkeit
θ_n	[s ⁻¹]	Normalanteil der Winkelgeschwindigkeit
θ_s	[s ⁻¹]	Scheranteil der Winkelgeschwindigkeit
σ_1	[kN/m ²]	Hauptspannung
$\sigma_{2,3}$	[kN/m ²]	Seitenspannung / Zelldruck
σ_{ij}	[kN/m ²]	mittlere Spannung
σ_n	[kN/m ²]	Normalspannung
$\sigma_{n\text{max}}$	[kN/m ²]	maximale Normalspannung
σ_F	[kN]	Normalfestigkeit
τ_S	[kN/m ²]	Scherspannung
$\tau_{S\text{max}}$	[kN/m ²]	maximale Scherspannung
τ_F	[kN]	Scherfestigkeit
ν	[-]	Poissonzahl
ω	[s ⁻¹]	Winkelgeschwindigkeit
A	[m ²]	Fläche
B	[m]	Breite
b_d	[m]	Bodenkugeldurchmesser
b_r	[m]	Bodenkugelradius
d	[%]	Siebdurchgang
d_{50}	[%]	Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang
e_h	[kN/m ²]	horizontale Erddruckspannungen
e_0	[kN/m ²]	Erddruckspannungen im Ruhedruckzustand
e_{agh}	[kN/m ²]	horizontale Erddruckspannungen im aktiven Grenzzustand

e_{pgh}	[kN/m ²]	horizontale Erddruckspannungen im passiven Grenzzustand
E_0	[kN/m]	Erdruhedruckkraft
E_S	[kN/m ²]	Steifemodul
E	[kN/m]	Erddruckkraft
E_h	[kN/m]	horizontale Erddruckkraft
E_M	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul
F	[kN]	(Kontakt-) Kraft
F_n	[kN]	Normalanteil der (Kontakt-) Kraft
F_s	[kN]	Scheranteil der (Kontakt-) Kraft
F_{smax}	[kN]	maximal möglicher Scheranteil der (Kontakt-) Kraft
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung
G	[kN/m]	Eigengewicht
h	[m]	Aushubtiefe
h_k	[m]	Steifenlage
H	[m]	(Wand) Höhe
HB_{cw}	[m]	Höhe und Breite der Containerwände
I	[m ⁴ /m]	Eigenträgheitsmoment
J	[m ⁴ /m]	polares Trägheitsmoment
k	[-]	Erddruckbeiwert
k_0	[-]	Erddruckbeiwert für den Erdruhedruck
k_a	[-]	Erddruckbeiwert für den aktiven Grenzzustand
k_{ah}	[-]	Erddruckbeiwert für den horizontalen aktiven Grenzzustand
k_n	[kN/m]	Normalsteifigkeit
k_s	[kN/m]	Schersteifigkeit
$k_{s_Einr} = k_{s_Einr}$	[kN/m]	Schersteifigkeit beim Einregnen
$k_{s_akt} = k_{s_akt}$	[kN/m]	Schersteifigkeit im aktiven Zustand
L	[m]	Abstand
m	[kN]	Masse
M	[kNm]	Moment (envektor)
M_n	[kNm]	Normalanteil des Moments
M_s	[kNm]	Scheranteil des Moments
n	[-]	Porenanteil
n_{min}	[-]	minimaler Porenanteil
n_{max}	[-]	maximaler Porenanteil
n_m	[-]	Mittelwert vom Porenanteil
n_v	[-]	Normalenvektor
N	[-]	Kugelanzahl / Wandabschnitt
Q	[kN]	Querkraft
R	[m]	Radius
R^2	[-]	Korrelationskoeffizient
\tilde{R}	[m]	wahrer Radius der Parallelbindung
$Reib_akt = \mu_{akt}$	[-]	Reibungsbeiwert im aktiven Zustand
$Reib_akt_Versch = \mu_{akt_versch}$	[-]	Reibungsbeiwert im aktiven Zustand infolge paralleler Stirnwandverschiebung
$Reib_akt_Triax = \mu_{akt_Triax}$	[-]	Reibungsbeiwert im aktiven Zustand infolge Triaxialversuch
$Reib_Einr = \mu_{Einr}$	[-]	Reibungsbeiwert beim Einregnen
$Reib_Ruhe = \mu_{Ruhe}$	[-]	Reibungsbeiwert im Ruhedruckzustand
S_x	[-]	Standardabweichung

t	[s]	Zeit
T	[m]	Tiefe
u	[m]	Überschneidung
u_n	[m]	Normalanteil der Überschneidung
u_s	[m]	Scheranteil der Überschneidung
U	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
v_g	[m/s]	Kontaktgeschwindigkeit
v_{gs}	[m/s]	Scheranteil der Kontaktgeschwindigkeit
V	[m ³]	Volumen
V_{Kugeln}	[m ³]	Volumen der Kugeln
$V_{\text{Container}}$	[m ³]	Volumen des Containers
V_c	[-]	Variationskoeffizient
V_{KW}	[-]	Verhältnis der Kugelanzahl pro kritischer Wandlänge
w	[m]	Verschiebung
W	[m ⁴ /(m s)]	Matrix der Winkelgeschwindigkeiten und Eigenträgheitsmomente
W_y	[m ³ /m]	Widerstandsmoment
x	[m]	Position bzw. Weg
\dot{x}	[m/s]	translatorische Geschwindigkeit
\bar{x}	[-]	Mittelwert
y	[-]	aktueller Meßwert
$\{ \dots \}$	[-]	Matrix
$\{M\}$	[-]	Matrix der Produkte der Winkelgeschwindigkeiten mit den Eigenträgheitsmomenten
$[\alpha]$	[-]	Matrix der Winkelbeschleunigungen
\emptyset	[m]	Durchmesser

Verwendete Abkürzungen

DEM	=	Distinct Element Method
DMS	=	Dehnungsmessstreifen
FEM	=	Finite Element Method
GOK	=	Geländeoberkante
GHz	=	Gigahertz
PFC3 ^D	=	Particle Flow Code in drei Dimensionen
PFM	=	Particle Flow Method
MB	=	Megabyte
Mbps	=	Megabyte per second
RAM	=	Random Access Memory

1 Einleitung

Die Distinct Element Method (DEM) findet seit einigen Jahren vermehrt Anwendung in dem Bereich der Geotechnik. Basierend auf der Diskontinuumsmechanik werden bei der DEM einzelne Partikel betrachtet, die sich unabhängig voneinander frei im Raum bewegen können. Infolge von äußeren Randbedingungen oder Einprägungen (in einzelne Partikel) können sich zwischen Partikeln Kontakte bilden, wobei sich die hieraus ergebenden Kräfte entsprechend der Kinematik übertragen und in Bewegungen umgesetzt werden können.

Granulare Medien können in der DEM durch eine lose Ansammlung von Partikeln in einem begrenzenden Raum (Container) simuliert werden. Die Wahl definierter Partikelparameter ermöglicht es, darauf aufbauend charakteristische Böden zu erzeugen und diese für Simulationen zu verwenden. Ferner können die Partikel untereinander temporär oder permanent verbunden werden. Auf diese Weise können Festkörper, wie z.B. Bauwerke, simuliert werden.

1974 von Cundall (Cundall et al. (1979, 1982, 1989, 1996)) zur Stabilitätsanalyse von geklüfteten Felsböschungen entwickelt, finden die auf seinem ersten Programm „balls“ basierenden weiterentwickelten DEM-Programme hauptsächlich Anwendung zur Untersuchung von Stoffströmen in der Verfahrenstechnik, Bruchmechanismen von Festkörpern, allgemeinen dynamischen Zerstörungsprozessen sowie statischen und dynamischen Prozessen in der Geotechnik.

In der Geotechnik beschränken sich die Anwendungen vorwiegend auf die numerische Simulation von Elementversuchen zwecks Kalibrierung der lokalen Partikelparameter des numerischen Bodenmodells an den globalen charakteristischen Parametern des realen Bodens, wie: einfache Scherversuche, Oedometerversuche und Triaxialversuche. Die für Standsicherheitsanalysen und als Bemessungsgrundlage notwendige Interaktion zwischen Boden und Bauwerk wird mit der DEM selten betrachtet. Diesbezügliche Veröffentlichungen beziehen sich unter anderem auf: den Grundbruch infolge einer Fundamentbelastung (Hainbücher (2001)), den Erddruck auf ein Schachtbauwerk (Herten (1999), Herten & Pulsfort (1999)), den Erdwiderstand vor einem Trägerfuß (Neuberg (2002)), die Interaktion zwischen einem Druckpfahl und dem umgebenden Boden (Mörchen & Walz (2002)), die geführte Senkkastenbauweise (Halsegger (2003)). Bei einem Großteil der Simulationen wurden die Systeme bereits dreidimensional betrachtet. Den in den Simulationen verwendeten Bauwerken wurden in den meisten Fällen keine elastischen Eigenschaften zugewiesen; stattdessen wurden starre Wände verwendet, wie sie auch für die Generierung der Containerwände benutzt werden.

In der vorliegenden Arbeit wird unter Verwendung eines dreidimensionalen DEM-Programms, dem Particle Flow Code 3^D (PFC3^D (1999)), der Abgrabungsvorgang vor Spundwandbauwerken simuliert. Das Spundwandmodell wird biegsam aus einzelnen deterministisch angeordneten Partikeln hergestellt. Hierfür werden die Partikel durch Bindungen

zusammengefügt. Die Bodenpartikel werden zufallsabhängig oberhalb des Containers generiert und spundwandumgebend in den Container eingeregnet. Es werden die Systeme nicht gestützte Spundwand, einlagig gestützte Spundwand und einlagig gestützte Spundwand mit plastischer Verformung untersucht. Für den letzten Fall wird gemäß Eurocode 3 Teil 5 (2003) eine Momenten-Rotationsbeziehung für die Spundwand verwendet. Im Anschluss an die vorangegangenen qualitativen Untersuchungen wird ein kleinmaßstäblicher Modellversuch einer nicht gestützten Wand in Sand (Kremer (1998)) numerisch simuliert.

Da für jedes Randwertproblem die lokalen Partikelparameter in Abhängigkeit des zu simulierenden Bodens sowie der Containergeometrie neu bestimmt werden müssen, werden diese für drei verschiedene Böden und diverse Containergeometrien ermittelt. Die angegebenen Funktionen ermöglichen es dem Benutzer die Partikelparameter auch von Bodenmodellen, die außerhalb des untersuchten Spektrums liegen, vorab abzuschätzen. Auf diese Weise werden die zeitraubenden Simulationen zur iterativen Erlangung der gewünschten Bodeneigenschaften reduziert. Es werden Böden mit einem Porenanteil von $n = 0,40$ und Reibungswinkeln zwischen $\varphi = 30^\circ$ und $\varphi = 40^\circ$ simuliert.

In Abhängigkeit von dem Verhältnis Container- zu Bodenpartikelgröße treten unterschiedlich große stochastische Effekte auf, die den Porenanteil und den Reibungswinkel des Bodenmodells betreffen. Ein geeignetes Verhältnis zur Maximierung der Reproduzierbarkeit der erzeugten Partikelansammlungen und deren Eigenschaften wird ermittelt.

2 Distinct Element Method

2.1 Theoretische Grundlagen

2.1.1 Übersicht

Bei der Distinct Element Method (DEM) können einzelne voneinander unabhängige Partikel zur wirklichkeitsgetreuen Abbildung von granularen Medien oder auch Festkörpern verwendet werden. Hierfür ist es erforderlich, die in einem begrenzenden Raum befindliche Partikelansammlung durch Variation der Partikelparameter den Eigenschaften des zu simulierenden Materials (hier: Boden) anzugleichen. Diese Partikelparameter sind neben der geometrischen Größe des Partikels, dessen Normalsteifigkeit k_n , Schersteifigkeit k_s und die Oberflächenreibung, wiedergegeben durch den Reibungsbeiwert μ . Bei der Simulation von Festkörpern wendet man Bindungen zur Kopplung von Partikeln an. Die Bindungsparameter werden anhand der Eigenschaften und des Verhaltens des realen Festkörpers (hier: Bauteil) bestimmt. Des Weiteren besteht die Möglichkeit einzelne Partikel zu „Superpartikeln“ zusammenzufassen, so dass die geometrische Form realer Bodenteilchen besser nachgebildet werden kann.

In der vorliegenden Arbeit wird die Particle Flow Method (PFM), im Besonderen der Particle Flow Code in drei Dimensionen (PFC3^D (1999)) verwendet, der gegenüber der allgemeinen DEM die nachfolgend aufgeführten Vereinfachungen und Annahmen aufweist: die Partikel werden als Kugeln ausgebildet und als starre Körper behandelt. Bei einem Stoß zweier Kugeln ergibt sich demzufolge eine punktförmige Kontaktfläche, deren Kontakteigenschaft der eines weichen (unelastischen) Stoßes entspricht. Im Kontaktpunkt tritt eine Überschneidung auf, die im Verhältnis zur Kugelgröße sehr klein ist.

Benachbarte Kugeln können durch Bindungen gekoppelt werden, wobei es zwei Arten von Bindungen gibt: die Kontaktbindung und die Parallelbindung. Anhand einer Kontaktbindung können Kugeln verbunden werden, die sich berühren. Bei Überschreitung einer auf die Kontaktbindung wirkenden Zugkraftgröße wird die Bindung zerstört. Die zweite Bindungsart, die Parallelbindung, ist stabiler, weil sie gegenüber der Kontaktbindung in der Lage ist Momente, Quer- und Normalkräfte aufzunehmen und über die Bindung sowie die beteiligten Kugeln weiterzuleiten. Für die Abbildung von Festkörpern wird diese Bindungsvariante vornehmlich verwendet.

Neben Kugeln können auch starre Wände erzeugt werden. Diese dienen einerseits als begrenzende Wände, welche die numerische Modellierung erfassen, andererseits können sie auch als starres Bauteil Verwendung finden. Wände erfahren, entgegen den Kugeln, aufgrund von Krafteinwirkungen keine kinematischen Veränderungen, ihnen können jedoch Winkel- und translatorische Geschwindigkeiten zugewiesen werden.

Einwirkungen auf Kugeln in Form von äußeren Kräften oder zugewiesenen Geschwindigkeiten bewirken deren kinematische Bewegung. Deren Verlauf ist von weiteren Randbedingungen, wie Größe der Einwirkung, Vorhandensein benachbarter Kugeln oder Wände, Steifigkeit der Kugeln, etc. abhängig. Im Gegensatz dazu können Kugeln auch fixiert oder Teile der sechs bestehenden Freiheitsgrade begrenzt werden. Infolge von Einwirkungen können sich Kontakte zwischen Kugeln und Wänden neu formen. Existierende Kontakte können sich jedoch infolge des neuen Impulses auch auflösen.

Die Kontaktermittlung geschieht programmintern während eines Zeitschrittes, der sich in Abhängigkeit von der im Modell befindlichen kleinsten Masse einer Kugel und der größten Steifigkeit ergibt. Auf diese Weise wird sichergestellt, dass Einwirkungen im Modell während eines Zeitschrittes nur von einer Kugel auf ihre direkten Nachbarkugeln übertragen werden können. Durch die Bestimmung der geometrischen Position jeder einzelnen Kugel, sowie der Anwendung des Kraft-Verschiebungs-Gesetzes (Kapitel 2.1.2) und des Bewegungsgesetzes (Kapitel 2.1.4) innerhalb jedes Zeitschrittes und auf alle Kugeln, kann die Ausbreitung einer Einwirkung im Modell numerisch abgebildet werden. Die beiden Gesetze sind nachfolgend in Anlehnung an das Handbuch von PFC3^D (1999) beschrieben.

2.1.2 Kraft-Verschiebungs-Gesetz

Das Kraft-Verschiebungs-Gesetz ermittelt die Kontaktkraft in einem Kontaktpunkt, entstehend aus einer Überschneidung zwischen zwei Kugeln bzw. einer Kugel und einer Wand (nachfolgend Elemente genannt). Die Größe des Vektors der Kontaktkraft ist abhängig von der Steifigkeit der beteiligten Elemente, deren Überschneidung sowie der Geschwindigkeit des Kontakts (infolge der Bewegung der am Kontakt beteiligten Elemente). Er setzt sich aus einer Normal- und einer Scherkomponente zusammen.

Der Normalanteil der Kontaktkraft lässt sich anhand der folgenden Gleichung berechnen:

$$F_n = k_n \cdot u_n \cdot n_v \quad (2.1)$$

Infolge des Normalanteils der Überschneidung u_n zweier Elemente mit bekannter Normalsteifigkeit k_n und unter Einbeziehung des Normalenvektors n_v ermittelt sich die Normalkomponente des Vektors der Kontaktkraft F_n . Die Normalsteifigkeit k_n ist hierbei ein Sekantenmodul, der sich auf den Absolutwert von Verschiebung und Kraft bezieht. Die für die Ermittlung der Scherkomponente verwendete Schersteifigkeit k_s hingegen ist ein Tangentenmodul, der die inkrementelle Verschiebung und Kraft verwendet, d.h. die Bewegung des Kontaktes muss für jeden Zeitschritt neu bestimmt und berücksichtigt werden.

Der Scheranteil des Vektors der Kontaktkraft berechnet sich aus der Rotation und translatorischen Bewegung der am Kontakt beteiligten Elemente. Es werden ausschließlich kleine Rotationen angenommen. Aus der Winkel- und translatorischen Geschwindigkeit ergibt sich der Vektor der Kontaktgeschwindigkeit v_g . Durch Multiplikation des Scheranteils der Kontaktge-

schwindigkeit v_{gs} mit dem Zeitschritt Δt ergibt sich die Größe des inkrementellen Scheranteils des Überschneidungsvektors Δu_s für den betrachteten Zeitschritt (Gleichung 2.2).

$$\Delta u_s = v_{gs} \cdot \Delta t \quad (2.2)$$

Unter Verwendung des somit ermittelten inkrementellen Scheranteils des Überschneidungsvektors Δu_s und unter Berücksichtigung der Schersteifigkeit des Kontaktes k_s kann der inkrementelle Scheranteil des Vektors der Kontaktkraft ΔF_s bestimmt werden (Gleichung 2.3).

$$\Delta F_s = -k_s \cdot \Delta u_s \quad (2.3)$$

Durch Addition des Scheranteils des Vektors der Kontaktkraft zu Beginn eines Zeitschrittes $F_s(i)$ mit dem sich in dem Zeitschritt ergebenden inkrementellen Scheranteils ΔF_s wird der Scheranteil des Vektors der Kontaktkraft $F_s(i+1)$ am Ende eines Zeitschrittes bestimmt. Infolge des Scheranteils der Kontaktkraft ergibt sich ein Momentenvektor.

Die anhand beider Komponenten ermittelte Kontaktkraft F muss ggf. an das jeweilig verwendete Kontaktmodell angepasst werden.

2.1.3 Gleitmodell

Für den zu simulierenden nicht bindigen Boden wird das Gleitmodell gewählt, für die zu simulierende Spundwand das Parallele-Bindungs-Modell (Kapitel 2.3.2).

Das Gleitmodell verwendet neben den Parametern Normal- und Schersteifigkeit zusätzlich den Reibungsbeiwert μ . Bildet sich zwischen zwei Elementen ein Kontakt in Form einer Überschneidung, so wird der Kontakt auf Gleiten überprüft, indem die maximal mögliche Scherkraft F_{smax} im Kontaktpunkt berechnet wird.

$$F_{smax} = \mu \cdot |F_n| \quad (2.4)$$

Die Scherkraft ist durch die Rauigkeit, d.h. den Reibungsbeiwert, der Elementoberfläche begrenzt. Wie auch zuvor können keine Zugkräfte in Normalenrichtung aufgenommen werden; hierfür bedarf es einer Bindung der Elemente.

2.1.4 Bewegungsgesetz

Zur Ermittlung der Bewegung von Elementen innerhalb eines Zeitschrittes findet das Bewegungsgesetz Anwendung. Aus den an Kugeln angreifenden möglichen Kraft- und Momentenvektoren resultieren Rotations- und translatorische Bewegungen der Kugeln. Die translatorische Geschwindigkeit \dot{x} zum Zeitpunkt $t+\Delta t/2$ ergibt sich aus Gleichung (2.5). Hierfür wird das Halbinsintervall $t\pm\Delta t/2$ betrachtet.

$$\dot{x}^{(t+\Delta t/2)} = \dot{x}^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{F^{(t)}}{m} + g \right) \Delta t \quad (2.5)$$

Zu der bekannten translatorischen Geschwindigkeit der Kugel im vorangegangenen Halbintervall wird der neue Bewegungsimpuls infolge des resultierenden Kraftvektors aller äußeren angreifenden Kräfte F , unter Berücksichtigung der Masse m der Kugel und des Vektors der Erdbeschleunigung g im verstrichenen Zeitschritt Δt hinzuaddiert.

Die Winkelgeschwindigkeit ω zum Zeitpunkt $t+\Delta t/2$ ermittelt sich analog, entsprechend Gleichung (2.6).

$$\omega^{(t+\Delta t/2)} = \omega^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{M^{(t)}}{I} \right) \Delta t \quad (2.6)$$

Zu der bekannten Winkelgeschwindigkeit der Kugel im vorangegangenen Halbintervall wird wiederum der neue Bewegungsimpuls, diesmal infolge des resultierenden Momentenvektors M im verstrichenen Zeitschritt Δt unter Berücksichtigung des Trägheitsmomentes der Kugel I , hinzuaddiert.

Die neue Position x der Kugel am Ende des Zeitschrittes ergibt sich aus ihrer Position zu Beginn des Zeitschrittes zuzüglich der aktuellen translatorischen Geschwindigkeit multipliziert mit dem betrachteten Zeitschritt.

$$x^{(t+\Delta t)} = x^{(t)} + \dot{x}^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (2.7)$$

Die translatorische Beschleunigung und die Winkelbeschleunigung einer Kugel ergeben sich entsprechend aus der Betrachtung der Geschwindigkeiten zu jeweils einem zeitlichen Halbschritt vor und nach dem Betrachtungszeitpunkt Δt , dividiert durch die Zeitdifferenz Δt .

Durch nachfolgende Anwendung des Kraft-Verschiebungs-Gesetzes werden die, infolge der ermittelten Bewegungen im Modell, zu dem jeweiligen Zeitschritt zugehörigen Kraft- und Momentenvektoren ermittelt und nachfolgend wiederum auf das Bewegungsgesetz angewendet. Dieser sich wiederholende Prozess kann bis zum Erreichen eines sich einstellenden Gleichgewichtes durchgeführt werden.

Vertiefende Ausführungen die Kapitel 2.1.2 und 2.1.4 betreffend, sind in Herten (1999), Jäger (1999) und PFC3^D (1999) vorzufinden.

2.2 Eigenheiten der DEM

Als positive Eigenschaft ist zu werten, dass durch die Möglichkeit einzelne voneinander unabhängige Partikel für die Simulation des Bodens verwenden zu können, das nichtlineare Verhalten realer Böden generell besser nachgebildet werden kann, als durch die Verwendung anderer numerischer Methoden, wie z.B. der Finite Element Methode (FEM), welche den Boden als Kontinuum abbildet. Für die Partikel besteht die Möglichkeit, entsprechend äußerer Randbedingungen, Kontakte zu lösen und wieder zu bilden. Ferner können jedem Partikel zu jedem beliebigen Zeitpunkt individuelle Eigenschaften zugewiesen werden, wie auch eine Verbindung von Partikeln. Auch können einzelne Partikel zu einem neuen Superpartikel zusammengesetzt werden (Kapitel 2.5). Es lassen sich komplexe Systeme simulieren. Durch die Visualisierung von Partikelbewegungen, von auf Partikel wirkenden Kräften, vorhandenen Kontakten, etc., werden Einblicke in den Boden unter Einwirkung gewährt, wodurch Wirkungsmechanismen erkannt und das Verhalten des Bodens besser abgeschätzt werden kann. Scherzonen sind durch die Visualisierung besonders gut erkennbar. Der dynamische Berechnungsalgorithmus des Programms ermöglicht es, neben der Simulation von statischen Systemen auch Systeme unter dynamischem Einfluß zu simulieren.

Als großer Nachteil der DEM ist die lange Rechenzeit zu nennen. Für eine numerisch stabile und zutreffende Lösung wird der Zeitschritt, in Abhängigkeit von der kleinsten Masse und größten Steifigkeit im System, sehr klein gewählt. Demgegenüber steht die Forderung nach einer ausreichend großen Anzahl von Partikeln, um das Verhalten von Konglomeraten wirklichkeitsnah widerzuspiegeln. Finden zudem größere Bewegungen im System statt, so vergrößert sich die Rechenzeit, weil die, für die einfachere Kontaktidentifizierung zwischen Elementen, verwendeten dreidimensionalen Zellen entsprechend der Kugelpositionen ihre Lage verändern müssen (siehe PFC3^D (1999)). Ebenfalls steigt die Rechenzeit bei wiederholten Abfragen von Elementinformationen, wie Lage des Elementes oder auf das Element wirkende Kräfte. Es ist entsprechend der verwendeten Hardware das optimale Verhältnis zwischen Kugelanzahl und erforderlicher wirklichkeitstreuere Abbildung im Modell zu finden, um akzeptable Rechenzeiten zu erzielen.

2.3 Bindungen

Im PFC3^D (1999) gibt es zwei Arten von Bindungen, durch die Kugeln verbunden werden können: die Kontaktbindung und die Parallelbindung. Beide Bindungen können zeitgleich verwendet werden.

2.3.1 Kontaktbindungen

Bei der Kontaktbindung werden benachbarte Kugeln an ihrem Kontaktpunkt verbunden. Die Bindung ist gekennzeichnet durch eine Normal- und Scherfestigkeit.

Infolge der Normalfestigkeit ist die Bindung in der Lage, die zwischen zwei Kugeln auftretenden Druck- und Zugkräfte aufzunehmen. Die aufnehmbare Größe der Zugkraft ist durch die Größe der Normalfestigkeit der Bindung begrenzt. Erreicht die Zugkraft die Normalfestigkeit, zerfällt die Bindung und die Normal- und Scherkräfte im Kontaktpunkt werden zu Null gesetzt.

Die Definition der Scherfestigkeit bei der Kontaktbindung schließt die Ermittlung der Scherkraft entsprechend dem Gleitmodell (Gl. 2.4) aus. Die Größe der aufnehmbaren Scherkraft der Kontaktbindung ist vielmehr durch die Größe der Scherfestigkeit der Bindung begrenzt. Bei Überschreitung von deren Maximalwert zerfällt die Bindung wiederum und das Gleitmodell, sofern vorher definiert, findet Anwendung, d.h. die Normal- und Scherkräfte im Kontaktpunkt bleiben erhalten.

2.3.2 Parallelbindungen

Bei den Parallelbindungen werden benachbarte Kugeln über einen definierten zylindrischen Bereich verbunden. Diese Bindung kann Kräfte und Biegemomente weiterleiten (Abbildung 2-1). Gekennzeichnet ist die Bindung entsprechend durch eine Normal- und Scherfestigkeit, eine Normal- und Schersteifigkeit sowie den Radius der Bindung. Im Gegensatz zur Kontaktbindung ist bei der Parallelbindung das Gleitmodell gleichberechtigt. Durch Relativbewegungen der Kugeln im Kontaktpunkt werden Biegemomente und Kräfte entsprechend der Steifigkeit der Bindung gebildet. Diese Kräfte und Momente können auch als Normal- und Scherspannung innerhalb der Bindungsfläche aufgefasst werden. Bei Überschreitung der zugehörigen Festigkeit der Bindung zerfällt diese.

In Abbildung 2-1 sind zwei Kugeln, K_A und K_B , durch eine Parallelbindung verbunden. Jede Relativbewegung der Kugeln während eines Zeitschrittes untereinander führt zu einem inkrementellen Kraftvektor und einem inkrementellen Biegemomentenvektor in der Parallelbindung. Über die Fläche A der Parallelbindung, das polare Trägheitsmoment J und das Eigentragheitsmoment I des Bindungsquerschnittes, die vom Radius R der Parallelbindung (Gleichungen 2.8 bis 2.10) abhängen, werden die inkrementellen Größen (Gleichungen 2.11 bis 2.14) bestimmt.

$$A = \pi \cdot R^2 \quad (2.8)$$

$$J = \frac{1}{2} \pi \cdot R^4 \quad (2.9)$$

$$I = \frac{1}{4} \pi \cdot R^4 \quad (2.10)$$

Die inkrementellen Normal- und Scheranteile des Kraftvektors ΔF berechnen sich anhand der Steifigkeiten der Parallelbindung in Normalen- und Scherrichtung (k_n , k_s), der Fläche A der

Parallelbindung und der inkrementellen Überschneidung in Normalen- und Scherrichtung ($\Delta u_n, \Delta u_s$).

$$\Delta F_n = (-k_n \cdot A \cdot \Delta u_n) \cdot n_V \quad (2.11)$$

$$\Delta F_s = -k_s \cdot A \cdot \Delta u_s \quad (2.12)$$

Die inkrementellen Normal- und Scheranteile des Biegemomentenvektors ΔM werden unter Verwendung der Steifigkeiten wie zuvor, dem polaren Trägheitsmoment und Eigentragheitsmoment der Parallelbindung sowie der Differenz der Winkelgeschwindigkeiten zwischen den Kugeln K_A und K_B in einem Zeitschritt $\Delta \theta$ in Normalen- und Scherrichtung, ermittelt.

$$\Delta M_n = (-k_s \cdot J \cdot \Delta \theta_n) \cdot n_V \quad (2.13)$$

$$\Delta M_s = -k_n \cdot I \cdot \Delta \theta_s \quad (2.14)$$

Die zu dem aktuellen Zeitschritt gehörigen Normal- und Scheranteile des Kraftvektors F und des Momentenvektors M ergeben sich aus den jeweiligen inkrementellen Scher- und Normalanteilen für den untersuchten Zeitschritt, die den entsprechenden Anteilen des Kraft- bzw. Momentenvektors zu Beginn des Zeitschrittes hinzuaddiert werden.

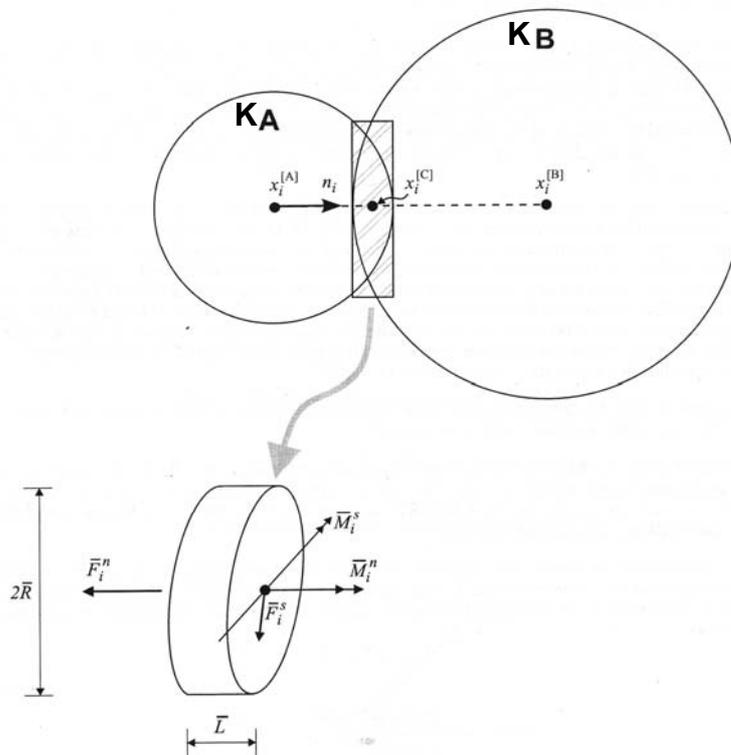


Abbildung 2-1: Parallelbindung (PFC 3^D (1999))

Die über die Querschnittswerte definierte Parallelbindung zerbricht, wenn die folgenden maximalen Spannungen Grenzwerte erreichen.

$$\sigma_{n \max} = \frac{-F_n}{A} + \frac{|M_s|}{I} \cdot R \quad (2.15)$$

$$\tau_{s \max} = \frac{|F_s|}{A} + \frac{|M_n|}{J} \cdot R \quad (2.16)$$

Sind die maximalen Spannungen kleiner als die Grenzwerte, so werden die Kräfte und Momente an die beteiligten Kugeln weitergegeben, woraus neue Spannungszustände in der Parallelbindung resultieren.

2.4 Parallele Rechnerschaltung

Zur wirklichkeitsnahen Simulation von Systemen kann es erforderlich werden, mehrere zehntausend Partikel verwenden zu müssen. In Abhängigkeit von der Partikelanzahl, deren Größe, Masse und Steifigkeit, sowie dem Systemverhalten können daraus Rechenzeiten von einigen Wochen und Monaten resultieren. Durch die Verwendung mehrerer Rechner bzw. Prozessoren, auf die das zu simulierende System aufgeteilt wird, kann die Rechenzeit minimiert werden. Im PFC3^D wird das System räumlich in einzelne geometrische Abschnitte unterteilt. Jedem Rechenprozessor wird ein Abschnitt zugewiesen und von diesem berechnet. Ein Informationsaustausch mit den anderen Prozessoren geschieht über die gemeinsamen Schnittstellen der Abschnitte. Die Daten jedes Abschnittes werden lokal im Speicher des jeweiligen Rechners verwaltet. Für die Erzielung kleiner Rechenzeiten bedeutet dies, dass jeder Prozessor seinen eigenen Speicher besitzen muss und die Verbindung zwischen den Prozessoren möglichst schnell sein sollte. Die Berechnungen für die Simulation des Abgrabungsvorganges vor Spundwandbauwerken (Kapitel 5 und Kapitel 7) wurden auf drei Pentium IV Rechner (2,4 - 2,7 GHz, 512 MB RAM) aufgeteilt. Die Prozessoren waren durch einen 100 Mbps-Hub verbunden. Die übrigen Simulationen wurden auf einem Einzelrechner durchgeführt.

Das System wird von links nach rechts in globaler x- Achse in Abschnitte aufgeteilt, wobei man durch entsprechende Ausrichtung des Modells im Koordinatensystem auch in lokaler y- oder z- Richtung unterteilen kann. Der erste Abschnitt ist der „Master“- Abschnitt, die folgenden sind die „Clients“. Auf dem Master-Prozessor wird der Berechnungsalgorithmus abgelegt und auch ausgeführt. Der kleinste, in einem Abschnitt ermittelte, kritische Zeitschritt wird von dem Master abgefragt und an die übrigen Prozessoren weitergegeben, wodurch eine einheitliche Berechnungszeit gewährleistet ist. Der Berechnungsalgorithmus wird von dem Master-Prozessor an die Klienten weitergegeben und von diesen separat ausgeführt, sofern nicht explizit nur auf einem Prozessor eine Operation durchgeführt werden soll, wie z.B. Ab-

frage einer Kugelposition oder von lokalen Spannungen im System. In diesem Fall muss der jeweilige Prozessor, sofern es nicht der Master-Prozessor ist, ausdrücklich angesprochen, die Daten des Abschnittes bestimmt und diese im Anschluss an den Master gesendet werden.

Jeder Abschnitt besitzt an seiner Grenze einen geringen Überschneidungsbereich mit dem benachbarten Abschnitt, wodurch eine Kugel auf zwei Prozessoren vorkommen kann. Nur auf einem Prozessor kann jedoch ein Partikel generiert und berechnet werden, so dass lediglich eine Abbildung des Partikels auf dem Nachbarprozessor erstellt wird. Überschreitet ein Partikel infolge seiner Bewegung die Grenze aus dem Überschneidungsbereich in Richtung eines Abschnittes, so wird seine Abbildung gelöscht und der Partikel nur noch einem Prozessor zugeordnet. Das umgekehrte Vorgehen wird verwendet, wenn ein Partikel sich aus einem Abschnitt in den Überschneidungsbereich hinein bewegt. Für jeden Partikel werden im Kontaktpunkt die Kräfte und Momente entsprechend des Kraft-Verschiebungs-Gesetzes ermittelt. Die gesamten Kräfte werden, sofern sich „ein“ Partikel im Überschneidungsbereich und ein weiterer außerhalb des Bereiches befindet, an dessen Abbildung auf dem Nachbarprozessor gesendet. Für zwei Partikel im Überschneidungsbereich ist dieser Datenaustausch nicht nötig, da beide Prozessoren Abbildungen des Kontaktes besitzen. Die zuvor erläuterten Gesetze (Kapitel 2.1) finden für die in den jeweiligen Abschnitten liegenden Partikel unverändert Anwendung.

In der verwendeten Programmversion 2.0 ergeben sich bei Benutzung der Paralleloption einige Nachteile: Einzelne Partikel sollen nicht durch einen sonst verfügbaren programminternen Befehl zu einem Superpartikel zusammengefügt werden (PFC3^D (1999)). Zur Erzeugung eines solchen Partikels können jedoch Parallelbindungen verwendet werden. Hierdurch reduziert sich aber nicht, entgegen dem programminternen Befehl, die Kugelanzahl, vielmehr wird diese sowie die Steifigkeit im System erhöht (siehe Kapitel 2.5) und somit die erforderliche Rechenzeit. Die Ermittlung von Daten innerhalb von Messbereichen und die Abfrage von Messgrößen geschehen für jeden Prozessor separat, so dass sich korrekte Werte nur ergeben, wenn sich Messbereiche nicht in andere Abschnitte erstrecken. Auf starre Wände wirkende Kräfte werden dementsprechend nur für den jeweiligen Prozessorbereich berechnet.

2.5 Superpartikel

2.5.1 Formen und Anwendung

Einzelne Partikel können durch einen programminternen Befehl zu einem Superpartikel zusammengefügt werden, der sich wie ein fester Körper verhält und nicht durch äußere Einflüsse in seine einzelnen ihn bildenden Partikel zerbrochen werden kann. Es können jedoch explizit einzelne Partikel dem Superpartikel hinzugefügt oder auch entnommen werden.

Die einzelnen Partikel verändern ihre Lage innerhalb des Superpartikels nicht. Das Kraft-Verschiebungs- und das Bewegungs-Gesetz finden keine Anwendung auf die Partikel inner-

halb des Superpartikels, jedoch gelten sie unverändert für die äußeren Kontakte des Superpartikels, wobei die Masse des ganzen Superpartikels, dessen geometrische Ausdehnung im Raum, dessen Schwerpunkt und Eigenträgheitsmomente neu berücksichtigt werden müssen, woraus leicht abgeänderte Gleichungen, als die zuvor dargestellten, resultieren.

Für das Bewegungsgesetz muss für die Ermittlung der Winkelgeschwindigkeit des Superpartikels zum Zeitpunkt $t+\Delta t/2$ ein bisher nicht verwendeter iterativer Prozess zur Lösung von drei Gleichungen mit sechs Unbekannten (ω_i und α_{wi}) angewendet werden. In Matrizenform dargestellt sehen die drei Gleichungen für die dreidimensionale Betrachtung des Superpartikels wie folgt aus:

$$\{M\} - \{W\} = [I]\{\alpha\} \quad (2.17)$$

Die auf den Massenschwerpunkt bezogenen resultierenden drei Momentenvektoren $\{M\}$ werden unter Subtraktion der Matrix der Produkte der jeweiligen angreifenden Winkelgeschwindigkeiten ω und vorliegenden Eigenträgheitsmomente für alle Richtungen $\{W\}$ mit dem Produkt aus der Matrix der Eigenträgheitsmomente $[I]$ und der Matrix der Winkelbeschleunigungen $\{\alpha\}$ gleichgesetzt (näheres siehe PFC3^D (1999)). Für quasi-statische Systeme und zur Erhöhung der Rechengeschwindigkeit können die Matrizen $\{W\}$ und $[I]$ zu Null gesetzt werden. Bei großen Winkelgeschwindigkeiten sind jedoch dementsprechend größere Fehler zu erwarten.

Durch die Verwendung von Superpartikeln kann die Kornform eines Bodenteilchens geometrisch realistisch abgebildet werden. Aktuelle Forschungsarbeiten (Chareyre & Villard (2002), O'Sullivan & Bray (2002), Pierce et al. (2002), Thomas & Bray (1999)) beschäftigen sich mit der Bestimmung von zutreffenden Formen von Superpartikeln zur realitätsnahen Abbildung von Bodeneigenschaften. Hierbei werden zumeist nur zwei oder drei Partikel zu einem Superpartikel verbunden.

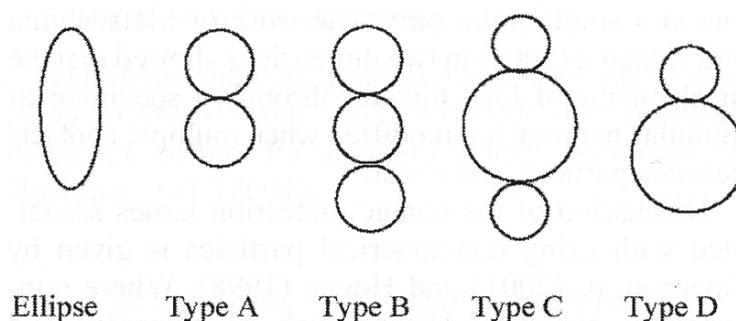


Abbildung 2-2: mögliche Formen von Superpartikeln (O'Sullivan & Bray (2002))

Mit Superpartikel-Formen entsprechend denen in Abbildung 2-2 können größere Spannungen in numerisch simulierten Triaxialversuchen abgetragen werden als bei Versuchen unter Ver-

wendung einzelner Kugelpartikel, bei sonst identischen Randbedingungen und Kugelparametern. Zur Erzielung eines gleichen Reibungswinkels für einen realen Boden, simuliert durch eine Ansammlung von Partikeln und eine Ansammlung von Superpartikeln, bedarf es einer geringeren Oberflächenrauigkeit des Superpartikels, welche hierdurch der Oberflächenrauigkeit eines realen Bodenkorns besser angepasst ist. Die Form eines Superpartikels entsprechend des Typs D hat sich hierbei als völlig ausreichend herausgestellt, wobei die numerisch simulierte Kornform der des realen Bodenkorns zusätzlich angepasst werden kann.

2.5.2 Superpartikel bei paralleler Rechnerschaltung

Bei der parallelen Rechnerschaltung soll nicht mit den programminternen Superpartikeln gerechnet werden, wie in Kapitel 2.4 bereits erwähnt. Um dennoch Superpartikel in der Form des Typs D bei paralleler Rechnerschaltung zu verwenden, wird zuerst der größere Partikel generiert und im Anschluss daran ein auf 30 % verkleinerter Partikel an diesen mit einer Parallelbindung gekoppelt (Abbildung 2-3). Der kleine Partikel ist hierbei unterschiedlich am großen Partikel orientiert. Zur Erzeugung eines Porenanteils, der demjenigen unter Verwendung einzelner unabhängiger Partikel entspricht, werden in der Summe erheblich mehr Kugeln benötigt. Da auf jeden Partikel des Superpartikels die Bewegungs- und Kraft-Verschiebungs-Gesetze separat angewendet werden und des Weiteren noch eine steife Parallelbindung zwischengeschaltet ist, steigt die Rechenzeit in nicht mehr verträgliche Dimensionen, so dass sich die Umsetzung eines Superpartikels bei paralleler Rechnerschaltung bei der heutigen Rechnergeneration und größerer Partikelzahl als unwirtschaftlich erweist. Exemplarisch ist in Abbildung 2-3, zur besseren Kenntlichmachung bei nur einem Superpartikel, die programmübliche Darstellung einer Parallelbindung eingezeichnet.

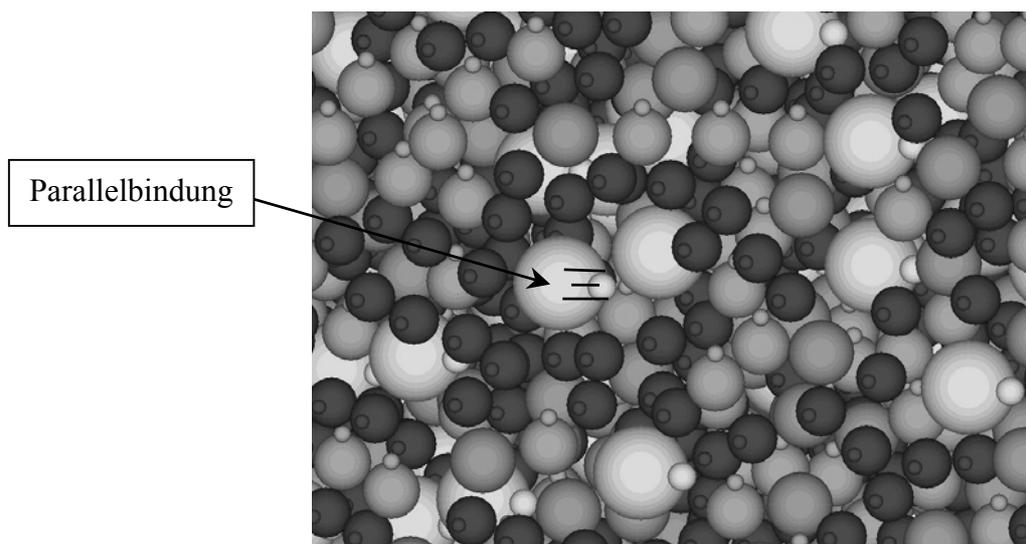


Abbildung 2-3: Superpartikel bei paralleler Rechnerschaltung

3 Stochastische Einflüsse auf die Eigenschaften des Bodenmodells

3.1 Bodenmodellierung

3.1.1 Up-scaling

Der Boden wird in der PFM als Ansammlung von Partikeln simuliert. Hierfür müssen die lokalen Eigenschaften jedes einzelnen Partikels im Konglomerat den globalen Eigenschaften des zu simulierenden Bodens genügen. Die globalen Eigenschaften eines nicht bindigen Bodens sind dessen charakteristischen Bodenkenngrößen: der innere Reibungswinkel ϕ im Ruhedruckzustand und im aktiven / passiven Grenzzustand sowie die Wichte γ . In der PFM werden die Bodeneigenschaften den Partikeln zu jedem Zustand (Einregen, Ruhedruckzustand, aktiver Zustand) separat zugewiesen, da jeweils unterschiedliche lokale Partikelparameter zur Erzielung der selben globalen Bodeneigenschaften erforderlich werden. Des Weiteren ist das Verhalten des Bodens unter Belastung und der Steifemodul E_s noch von Bedeutung, der bei den in dieser Arbeit durchgeführten Simulationen jedoch keine Rolle spielt. Die lokalen Eigenschaften eines Partikels werden durch dessen Reibungsbeiwert μ , dessen Normal- und Schersteifigkeit k_n und k_s und seine geometrische Größe bestimmt. Das Verhalten des realen Bodens wird numerisch durch das Gleitmodell (Kapitel 2.1.3) erfasst.

Die Korngrößenverteilung des realen Bodens kann in Form ihrer Sieblinie numerisch abgebildet werden (Abbildung 3-1). Zur Erzielung wirtschaftlicher Partikelzahlen werden hierfür vergrößerte Partikel, entsprechend der Sieblinie gewichtet, im Modell generiert. Das Kleinstkorn und Größtkorn werden numerisch vernachlässigt, um einerseits programmintern einen größeren Zeitschritt zu ermöglichen und andererseits den lokalen Einfluss des Größtkorns zu minimieren. Der letztgenannte Aspekt ist besonders bei einer Interaktion zwischen Boden und verformbarem Bauteil von Bedeutung. Üblich ist es, drei bis fünf repräsentative Partikelgrößen zu verwenden.

Es ist jedoch nicht zwingend erforderlich eine Sieblinie numerisch abzubilden und für anschließende Simulationen zu verwenden. Dreidimensionale Berechnungen von Herten (1999) haben ergeben, dass bei den von ihm durchgeführten Simulationen - der parallelen Verschiebung einer starren Schachtwand - ein einkörniges numerisches Bodenmodell die gleichen Ergebnisse liefert, wie unter Verwendung einer Normalverteilung oder Gleichverteilung der Korngröße des Kugelhaufens (Abbildung 3-2).

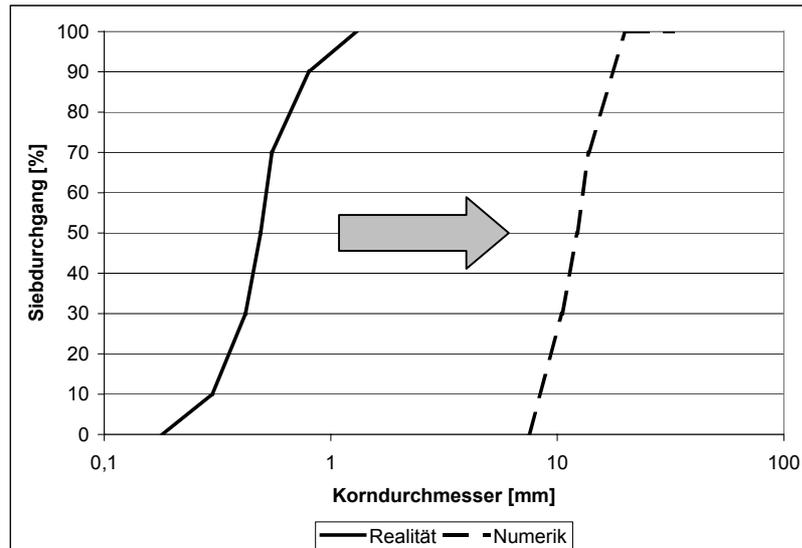
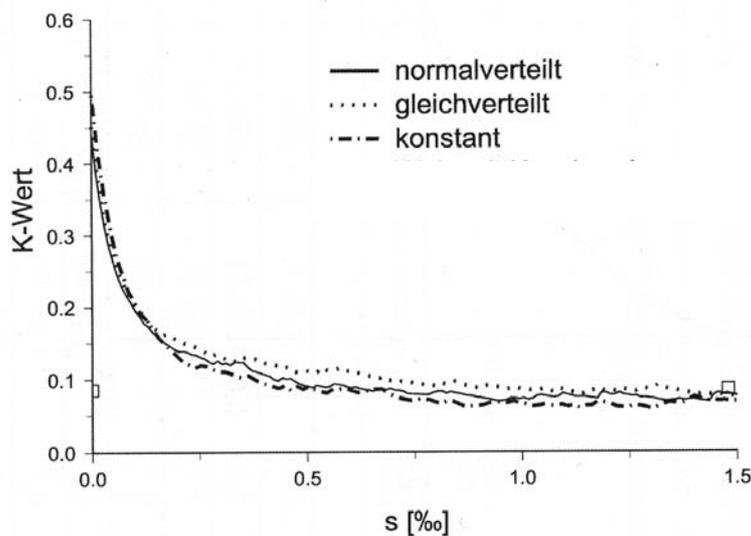


Abbildung 3-1: Korngrößenverteilung

Abbildung 3-2: Einfluss der Kugelgrößenverteilung auf den Erddruckbeiwert k (Herten (1999))

3.1.2 Generelles Vorgehen bei der numerischen Bodenmodellierung

Das Vorgehen bei der Modellierung des numerischen Bodenmodells gliedert sich wie folgt: Als erstes wird ein Container bestehend aus begrenzenden Wänden erstellt. Oberhalb dieses Containers werden die Wände nach oben fortgesetzt. In diesem Bereich werden die Bodenkugeln zufallsabhängig generiert (Abbildung 3-3). Hierbei sollte die Containererweiterung nach oben so klein wie möglich gewählt werden, um die Rechenzeit zu minimieren. Nach Generierung aller Bodenkugeln werden diese der Erdschwere ausgesetzt, wodurch sie nach unten in den Container fallen. Den Wänden und Bodenkugeln werden während dieses Einregnungs-

vorganges Normal- und Schersteifigkeiten sowie Reibungsbeiwerte zugewiesen. Kugeln, die infolge von Kollisionen mit anderen Kugeln eine Bewegung in Bereiche außerhalb des Containers erfahren werden gelöscht. Nachdem alle Bodenkugeln in dem Container zur Ruhe gekommen sind, werden die zuvor minimal vergrößerten Bodenkugeln (um 2-8 %) um den gleichen Betrag verkleinert und gleichzeitig die Schersteifigkeiten und Reibungsbeiwerte für den Ruhedruckzustand zugewiesen. Infolge der Kugelverkleinerung befinden sich die Kugeln kurzfristig in Schwebelage, wodurch sich mögliche Verspannungen von Kugeln untereinander im System, die sich infolge des Einregnungsvorganges ergeben können, auflösen. Infolge der äußerst geringen Verkleinerungen und der somit neu zurückzulegenden Wege der Kugeln, bis zum Erreichen eines neuen Gleichgewichtszustandes, sind keine nennenswerten Verspannungen zu erwarten. Die überzähligen, oberhalb des Containers verbliebenen Kugeln werden nach Erreichen des Gleichgewichtszustandes für den Erdruchdruck gelöscht. Für den aktiven / passiven Grenzzustand des numerischen Bodenmodells werden nun angemessene Schersteifigkeiten und Reibungsbeiwerte den Kugeln und Wänden zugewiesen.

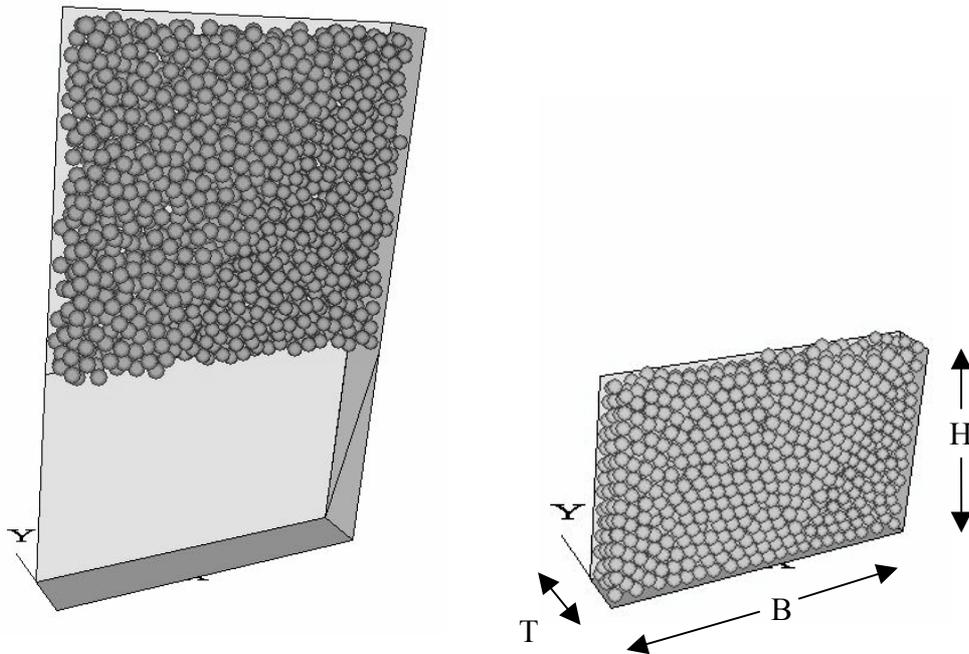


Abbildung 3-3: prismaförmiger Container mit Bodenkugeln vor und nach dem Einregnen

Der für die realistische Abbildung eines Bodens mit einem definierten Porenanteil und einer sich daraus ergebenden Wichte γ erforderliche numerische Porenanteil n wird im Ruhedruckzustand der Kugeln überprüft. Sind der angestrebte und der erreichte Porenanteil voneinander abweichend, müssen Änderungen betreffend der oben genannten Parameter (μ , k_n , k_s) vorgenommen werden. Ein geringer Porenanteil des numerischen Bodenmodells kann mit einer Größenverteilung der Kugeln entsprechend einer Sieblinie erreicht werden.

Die Kugeln können auch direkt innerhalb des Containers generiert werden. Hierbei können jedoch starke Verspannungen im System auftreten. Diese Art der Generierung sollte deshalb

nur bei Systemen angewendet werden, die im Anschluss großen Spannungen ausgesetzt sind, wie z.B. bei der Simulation von Triaxialversuchen. Zur Erzielung des erforderlichen Porenanteils können hierbei nachträglich die Wände verschoben werden.

Neben der zufallsabhängigen Generierung der Bodenkugeln können diese auch deterministisch angeordnet werden. Dies birgt neben dem Vorteil der geringen Rechenzeit zum Herstellen des numerischen Bodenmodells den Nachteil, dass sich die Bodenkugeln nicht zufallsabhängig verhalten und dadurch Versagensmuster vorgegeben werden (siehe Kapitel 5.4.5).

Zur Verringerung der Rechenzeit bei der Generierung des numerischen Bodenmodells durch Einregnen der Bodenkugeln ist es generell sinnvoll vorab einige Kugeln auf der Bodenplatte des Containers zu platzieren. Hierdurch werden die für die schnellere Kontaktidentifizierung programmintern verwendeten Zellen bereits so positioniert, dass sie sich nicht mit jeder fortschreitenden Kugelbewegung neu ausrichten müssen. Des Weiteren kann durch die Eingabe einer vorgeschätzten Gesamtkugelnanzahl der Speicherbedarf angepasst werden, was ebenfalls die Rechenzeit reduziert. Da der Zeitschritt für die numerischen Simulationen auf der sicheren Seite liegend ermittelt wird, kann es unter Umständen vorteilhaft sein, den Zeitschritt manuell geringfügig größer zu wählen, woraus eine Verringerung der Rechenzeit bei annähernd gleichbleibender numerischer Stabilität resultiert.

3.2 Untersuchungen zum Porenanteil

3.2.1 Containergeometrien

Aufgrund des zufallsabhängigen Einregnens von Bodenkugeln in einen Container ist für jeden Einregnungsvorgang mit einer unterschiedlichen Verteilung der Kugeln im Container zu rechnen, was zu geänderten Porenanteilen führen kann. Zur Untersuchung dieses Effektes wird ein prismatischer Container mit den Abmessungen Breite / Höhe / Tiefe = $B / H / T = 4,70 \text{ m} / 3,00 \text{ m} / 0,70 \text{ m}$ (Abbildung 3-3) mehrfach zufallsabhängig mit Bodenkugeln von 20 cm Durchmesser mit Hilfe des in Abschnitt 3.1.2 erläuterten Einregnungsvorganges befüllt. Es ergeben sich etwa 1400 Kugeln im Ruhedruckzustand. Um den Einfluss der Containergeometrie auf den Porenanteil des numerischen Bodenmodells zu untersuchen, wird ein kubischer Container mit gleichem Volumen ebenfalls wiederholt zufallsabhängig eingeregnet. Die Abmessungen dieses Containers sind $B = H = T = 2,14 \text{ m}$. Die Kugel- und Wandparameter werden in beiden Simulationen identisch gehalten. Sofern nicht anders angegeben, werden die Parameter jeweils den Wänden und Kugeln zugewiesen:

- die Normalsteifigkeit: der Bodenkugeln $k_n = 1 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$, der Wände: $k_n = 1 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$
- für den Einregnungsvorgang: $k_{s_Einr} = 0 \text{ kN/m}$; $\mu_{Einr} = 0$; anschließende Verkleinerung der zuvor um 8 ‰ vergrößerten Kugeln um den gleichen Betrag
- für den Ruhedruckzustand: $\mu_{Ruhe} = 0,5$; $k_{s_akt} = 1000 \text{ kN/m}$

- für den aktiven Zustand: $k_{s_akt} = 1000 \text{ kN/m}$; $\mu_{akt} = 1,0$

Die Schersteifigkeit für den aktiven Zustand wird bereits im Ruhedruckzustand den Bodenkugeln und den Wänden neu zugewiesen, um keine Verspannungen im System zu verursachen. Die beiden Seitenwände verbleiben während der Simulation reibungsfrei.

3.2.2 Prismatischer Container

Der prismatische Container wird entsprechend dem oben beschriebenen Vorgehen (Kapitel 3.1.2) 25 mal zufallsabhängig eingeregnet. Es resultieren Porenanteile von $n = 0,388$ bis $n = 0,413$ (Abbildung 3-4). Bei einem Quarzsand mit einer Kornwichte von $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ macht dies einen Wichteunterschied bei der Trockenwichte γ_d von $\Delta\gamma_d = 0,67 \text{ kN/m}^3$ aus. Es ist keine spezifische Akkumulation des aufgetretenen Porenanteils in einem gewissen Bereich der erzeugten Porenanteile festzustellen.

Der Porenanteil n ermittelt sich über das Gesamtvolumen der sich im Container befindlichen Kugeln V_{Kugeln} und dem Volumen des Containers $V_{Container}$.

$$n = 1 - \frac{\sum V_{Kugeln}}{V_{Container}} \quad (3.1)$$

Für die erzeugten Porenanteile ergibt sich ein Mittelwert von $n_m = 0,4011$ und ein Variationskoeffizient von $V_c = 0,0190$. Die Standardabweichung beträgt $S_x = 0,00762$. Es ist unter den gegebenen Randbedingungen folglich mit einem relativen Fehler von 1,9 % - bei dieser Art von Generierung der Bodenkugeln - in Bezug auf den Mittelwert der erzeugten Porenanteile zu rechnen.

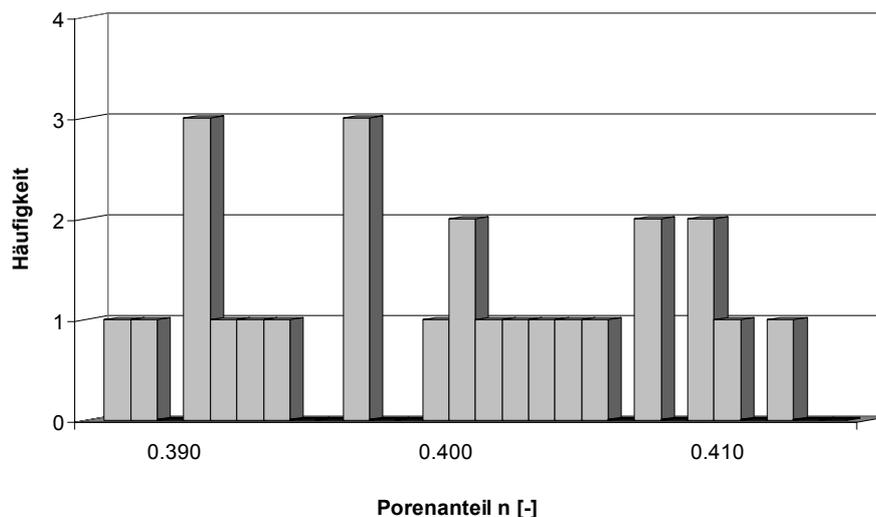


Abbildung 3-4: Häufigkeit des Porenanteils n beim prismatischen Container

Da die erzeugten Porenanteile annähernd normalverteilt sind, wird eine entsprechende Dichtefunktion $f(x)$ der folgenden Grundform gewählt:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{x^2}{2}} \quad (3.2)$$

$$\text{mit: } x = \frac{y - \bar{x}}{S_x} \quad (3.3)$$

Der standardisierte Messwert x wird jeweils über die zuvor ermittelte Standardabweichung S_x , den Mittelwert \bar{x} und den aktuellen Messwert y berechnet. Die daraus resultierende Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion graphisch aufgetragen gibt Abbildung 3-5 wieder.

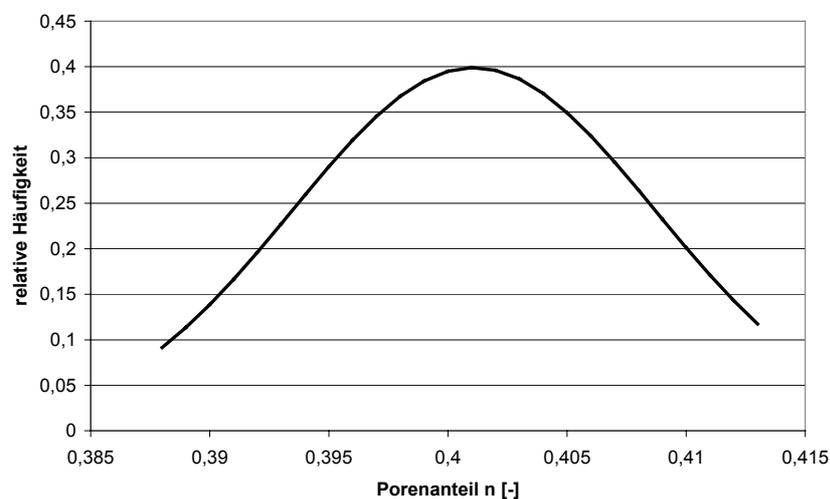


Abbildung 3-5: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (prismatischer Container)

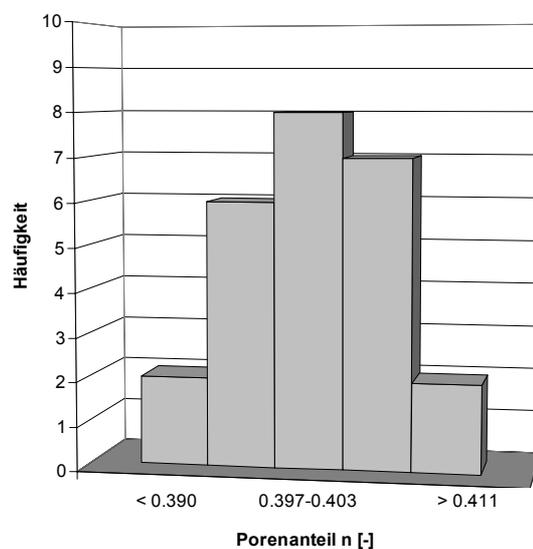


Abbildung 3-6: Klassenbreiten des Porenanteils n beim prismatischen Container

Gemäß Scott (1979) werden die einzeln erzeugten Porenanteile in optimale Klassenbreiten eingeteilt (Abbildung 3-6). Eine leichte Akkumulation der Porenanteile im Bereich um $n = 0,400$ ist nunmehr auszumachen.

3.2.3 Kubischer Container

Bei Verwendung des kubischen Containers ist es ausreichend, diesen lediglich zehn mal zufallsabhängig mit Bodenkugeln einzuregnen, weil sich die erzeugten Porenanteile in einem enger gefassten Bereich, als beim prismatischen Container, konzentrieren (Abbildung 3-7).

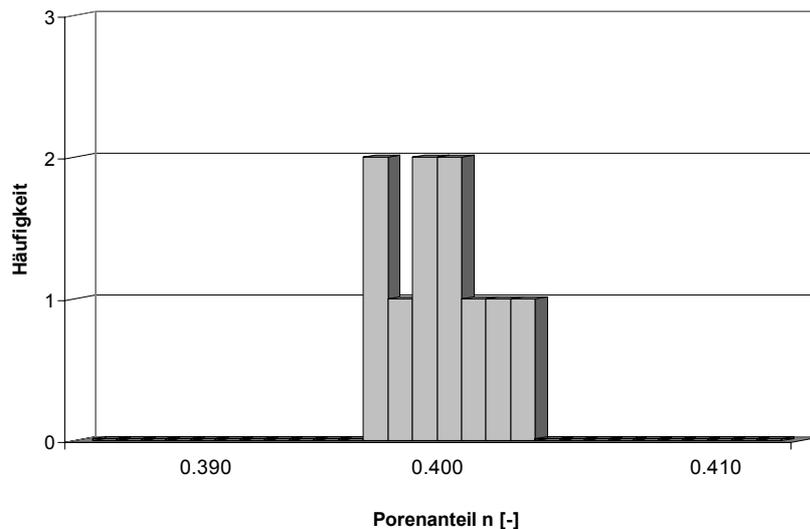


Abbildung 3-7: Häufigkeit des Porenanteils n beim kubischen Container

Die erzeugten Porenanteile liegen zwischen $n = 0,399$ und $n = 0,405$. Der Mittelwert liegt bei $n_m = 0,4016$ mit einem Variationskoeffizienten von $V_c = 0,0050$ bei einer Standardabweichung von $S_x = 0,0020$. Der relative Fehler ist folglich gegenüber dem des prismatischen Containers um 1,4 % auf 0,5 % gesunken. Somit ist eine verbesserte Reproduzierbarkeit des Porenanteils bei dieser Art der Generierung des numerischen Bodenmodells gewährleistet.

Unter Verwendung der gleichen Normalverteilungsfunktion wie zuvor ergibt sich demzufolge eine enger gefasste Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion als beim prismatischen Container (Abbildung 3-8).

Zur besseren Vergleichbarkeit ist in Abbildung 3-9 die gleiche Klassenbreite wie bei dem prismatischen Container für die erzeugten Porenanteile des kubischen Containers verwendet worden. Es ist eine deutliche Akkumulation der erzeugten Porenanteile in dem Bereich um den Porenanteil von $n = 0,400$ auszumachen.

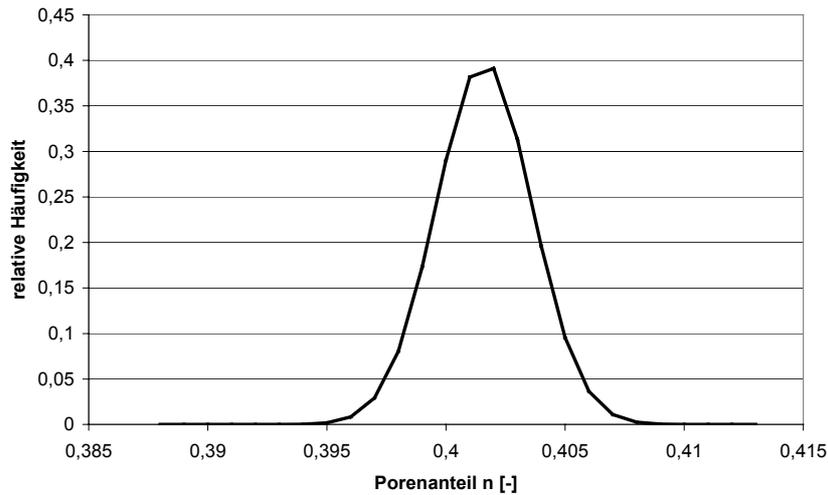


Abbildung 3-8: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (kubischer Container)

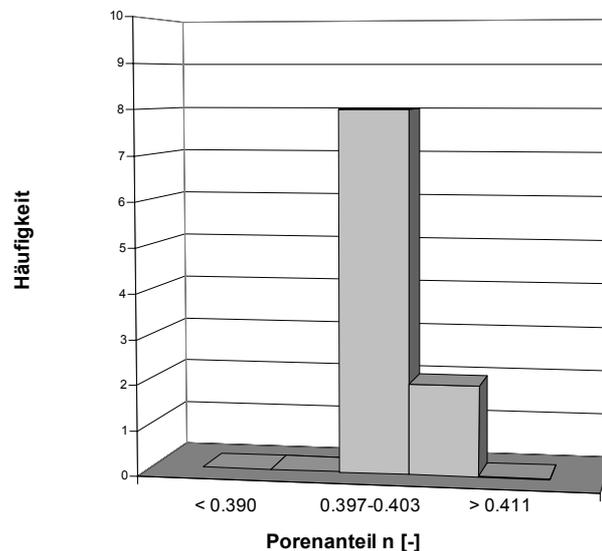


Abbildung 3-9: Klassenbreiten des Porenanteils n beim kubischen Container

3.2.4 Kubische Container größeren Volumens

Bei Verwendung des kubischen Containers konnte der Porenanteil n besser reproduziert werden, als beim Einsatz des prismatischen Containers. Dies wird auf eine günstigere Verteilungsmöglichkeit der Kugeln in dem kubischen gegenüber dem prismatischen Container zurückgeführt. In dem prismatischen Container können sich rechnerisch 3,5 Kugeln nebeneinander auf der kritischen Breite, d.h. hier der Tiefe T , befinden. Die anderen Wandlängen sind als unkritisch anzusehen. Bei dem zuvor verwendeten kubischen Container finden rechnerisch 10,7 Kugeln auf der kritischen Wandlänge nebeneinander Platz.

Zum weiteren Studium des Einflusses des Verhältnisses Kugelanzahl pro kritischer Wandlänge V_{KW} auf den relativen Fehler vom Mittelwert des erzeugten Porenanteils werden kubische

Container mit Größen von $B / H / T = 2,80$ m und $B / H / T = 3,21$ m wiederholt zufallsabhängig eingeregnet. Es werden die gleichen Kugel- und Wandparameter wie zuvor verwendet. Abbildung 3-10 zeigt, dass ab etwa $V_{KW} = 13$ Kugeln der Variationskoeffizient und damit der relative Fehler das Minimum erreicht haben. Ein noch größerer Container und somit eine bessere Verteilungsmöglichkeit der Kugeln führt zu keiner höheren Reproduzierbarkeit des Porenanteils.

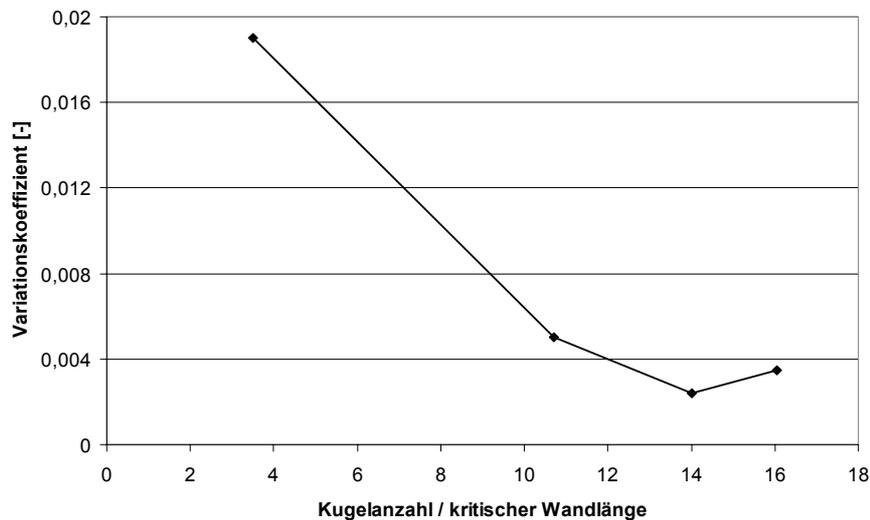


Abbildung 3-10: Relativer Fehler vom Mittelwert des Porenanteils

Neben der zufallsabhängigen Generierung besteht die Möglichkeit exakt identische Kugelverteilungen herzustellen, indem vor Ausführung eines Berechnungsalgorithmus jedes Mal neu gestartet und der Befehl `set_random` zu Berechnungsbeginn eingegeben wird.

3.3 Untersuchungen zum inneren Reibungswinkel im Erdruhe- druckzustand

3.3.1 Ermittlung des Reibungswinkels φ für den Erdruhedruckzustand

Die gleichen Kugel- und Wandparameter wie in Kapitel 3.2 werden für diese und die folgenden Untersuchungen des 3. Kapitels verwendet.

Der innere Reibungswinkel φ für den Erdruhedruckzustand wird über die auf die begrenzenden Wände des Containers herrschenden Kräfte ermittelt. Aus der gemessenen resultierenden Horizontalkraft E_0 wird mit den geometrischen Größen einer Containerwand $H =$ Höhe und $T =$ Tiefe der Stirnwand sowie der Wichte γ des Bodens der Beiwert für den Erdruhedruckzustand k_0 berechnet (Gleichung 3.4). Über die Beziehung entsprechend Gleichung 3.5 ergibt sich der Reibungswinkel φ .

$$k_0 = \frac{2 \cdot E_0}{\gamma \cdot H^2 \cdot T} \quad (3.4)$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \quad (3.5)$$

Im Fall des prismatischen Containers haben die beiden Meßwände, d.h. die kritischen schmalen Wände, die Abmessungen $H / T = 3,00 \text{ m} / 0,70 \text{ m}$. Den Stirnwänden und der Bodenplatte werden die gleichen Reibungsbeiwerte wie den Bodenkugeln zugewiesen.

3.3.2 Prismatischer Container

Die an der linken bzw. an der rechten Stirnwand berechneten inneren Reibungswinkel φ des Bodens im Erdruhedruckzustand sind in Abbildung 3-11 dargestellt. Der Reibungswinkel weist keine systematische Abhängigkeit vom Porenanteil n auf, vielmehr schwankt der Reibungswinkel stark über die Bandbreite der aufgetretenen Porenanteile, zwischen $22,2^\circ$ und $32,7^\circ$. An den gegenüberliegenden Stirnwänden liegen unterschiedlich große Reibungswinkel vor, d.h. die Erddruckkraft ist infolge stochastischer Einflüsse nicht symmetrisch. Außerdem werden bei gleichem Porenanteil und an der selben Stirnwand unterschiedlich große Erddruckkräfte und somit unterschiedliche Reibungswinkel erzeugt (bei $n = 0,391$, $n = 0,397$ und $n = 0,410$). Der Mittelwert der Reibungswinkel φ_m an der linken Stirnwand ergibt sich zu $26,3^\circ$ mit einem Variationskoeffizienten V_c von $0,148$. Derjenige an der rechten Stirnwand liegt bei $27,1^\circ$ mit einem Variationskoeffizienten von $V_c = 0,230$.

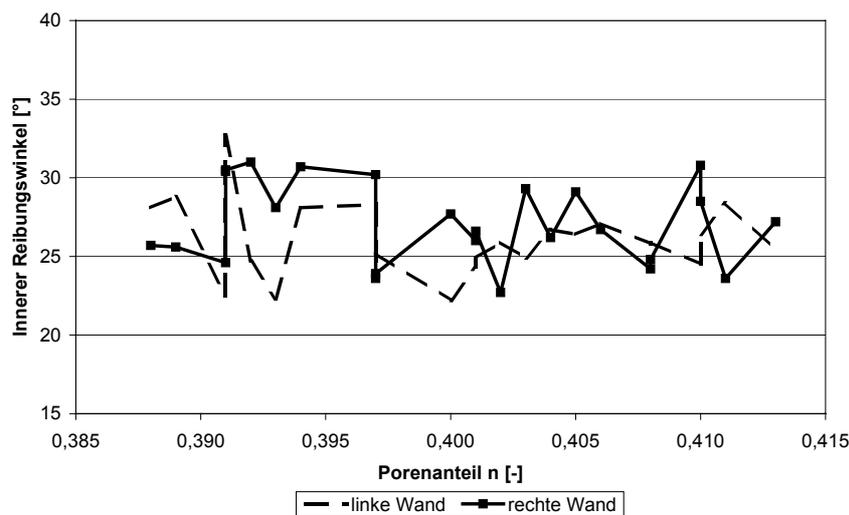


Abbildung 3-11: Innerer Reibungswinkel im Ruhedruckzustand (prismatischer Container)

3.3.3 Kubischer Container

Wird dieselbe Auswertung beim kubischen Container mit identischen Kugel- und Wandparametern durchgeführt, ergeben sich generell höhere Reibungswinkel φ (Abbildung 3-12). Diese liegen zwischen $29,5^\circ$ und $35,6^\circ$. Der Mittelwert des Reibungswinkels an der linken Stirnwand liegt bei $\varphi_m = 32,3^\circ$ mit einem Variationskoeffizienten von $V_c = 0,053$, an der rechten Stirnwand bei $\varphi_m = 32,0^\circ$ mit $V_c = 0,059$. Die mögliche Abweichung vom ermittelten Mittelwert des inneren Reibungswinkels für den Erdruchdruckzustand liegt somit bei 5,3 bis 5,9 %, was effektiv eine Abweichung vom Mittelwert um maximal $2,0^\circ$ bedeutet. Der Streubereich des Reibungswinkels kann somit immer noch als zu groß angesehen werden, um reproduzierbare Simulationen durchführen zu können.

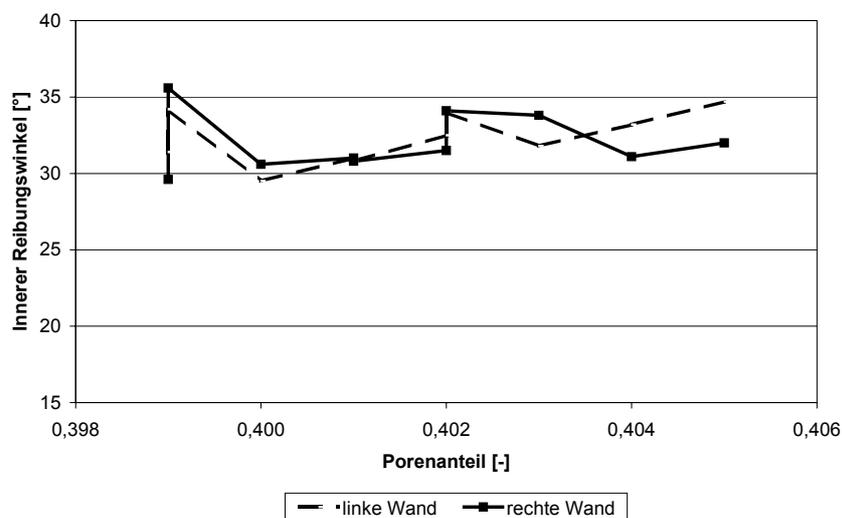


Abbildung 3-12: Innerer Reibungswinkel im Ruhedruckzustand (kubischer Container)

3.3.4 Kubische Container größeren Volumens

Wie bei den Untersuchungen zur Ermittlung einer erforderlichen Anzahl von Kugeln pro Wandabschnitt für eine gute Reproduzierbarkeit des Porenanteils n , sollen auch für die Bestimmung einer guten Reproduzierbarkeit des Reibungswinkels größere kubische Container Verwendung finden.

Mit zunehmender Stirnwandbreite nimmt der Variationskoeffizient kontinuierlich ab (Abbildung 3-13). Bei einem Verhältnis von $V_{KW} = 16$ beträgt der relative Fehler vom Mittelwert 2,5 %, was effektiv einer Abweichung von φ_m von maximal $0,8^\circ$ entspricht. Bei $V_{KW} = 14$ beträgt die maximale Abweichung vom Mittelwert $1,2^\circ$, so dass mit einem Verhältnis von 15 Kugeln pro Wandabschnitt ($V_{KW} = 15$) der Erdruchdruck und damit der innere Reibungswinkel unter Erdruchdruckzuständen bei numerischen Simulationen gut reproduzierbar sein sollte. In dem vorliegenden Fall wären das rechnerisch 225 Kugeln für die gesamte kubische Wandfläche und somit mehr als die nach Hettler (1993) geforderte Partikelanzahl von

200 und mehr als die nach DIN 18137 (1990) geforderte Anzahl von mindestens 10 Partikeln nebeneinander.

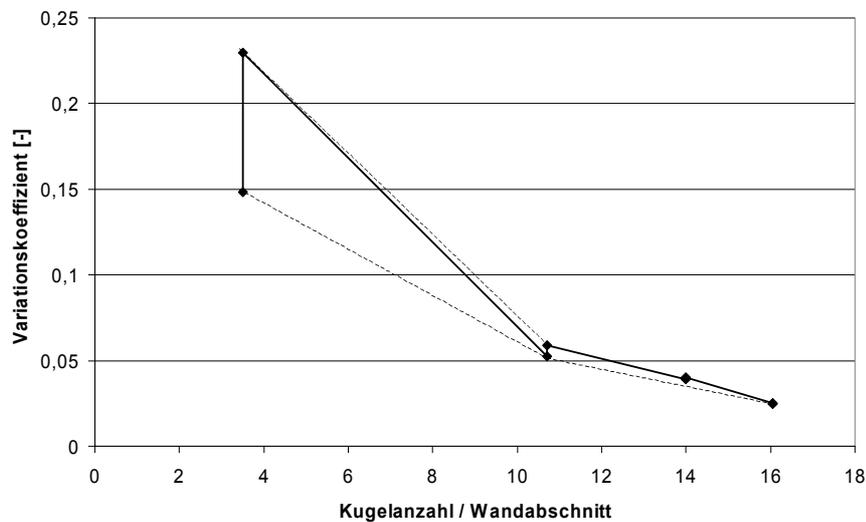


Abbildung 3-13: Relativer Fehler vom Mittelwert des Reibungswinkels

Die geringe Streubreite des inneren Reibungswinkels des Bodens im Ruhedruckzustand bei Verwendung größerer kubischer Container ist darauf zurückzuführen, dass eine größere Anzahl von Bodenkugeln die Wand belasten kann und dadurch der Einfluss jeder einzelnen Kugel geringer ausfällt. Bei dem prismatischen Container belasten rechnerische 52,5 Kugeln jede Stirnwand, bei dem größten untersuchten kubischen Container 257,6 Kugeln.

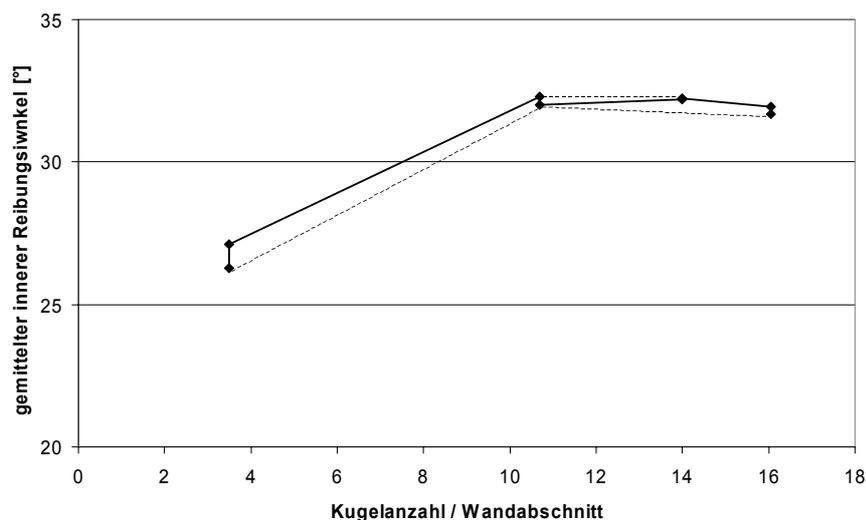


Abbildung 3-14: Mittelwert der Reibungswinkel über die Containergröße

Während zunächst der mittlere Reibungswinkel des numerischen Bodenmodells mit wachsender Containergröße zunimmt (bis etwa $V_{KW} = 11$) bleibt er danach annähernd konstant

und nimmt dann wieder leicht ab (Abbildung 3-14). Bei dem prismatischen Container belasten wenige Kugeln die Stirnwand, wodurch nur diese wenigen Kugeln ihre Reibungsbeiwerte und Schersteifigkeiten in Reibung an der Stirnwand umsetzen können. Bei dem kubischen Container sind dies aufgrund der besseren Verteilungsmöglichkeit mehr Kugeln die ihre Reibungsbeiwerte und Schersteifigkeiten in Reibung umsetzen, woraus der durchschnittlich höhere innere Reibungswinkel des Bodens an der Stirnwand resultiert. Der geringe Rückgang bei einem Verhältnis von $V_{KW} = 16$ liegt mit $0,4^\circ$ innerhalb des Variationskoeffizienten. Demzufolge kann ab rechnerischen 11 Kugeln nebeneinander auf einer Wandlänge von einem konstanten mittleren Reibungswinkel ausgegangen werden.

Bei identischen Kugel- und Wandparametern herrscht in den Containern mit größerem Volumen ein höheres Spannungsniveau als in denen mit kleinerem Volumen. Bei der Berechnung der maximalen Überschneidung u wird das Gewicht aller in dem Container befindlicher Kugeln auf nur einer Kugel mit dem Durchmesser b_d abgestützt (Gleichung 3.6). u beträgt bei dem Container mit dem kleinsten Volumen 0,39 %, bei dem Container mit dem größten Volumen 1,32 %.

$$u = \frac{B \cdot H \cdot T \cdot \gamma_s \cdot (1 - n)}{k_n \cdot b_d} \quad (3.6)$$

Somit ist der Forderung, dass die Überschneidung im Vergleich zum Kugelradius klein sei genüge getan.

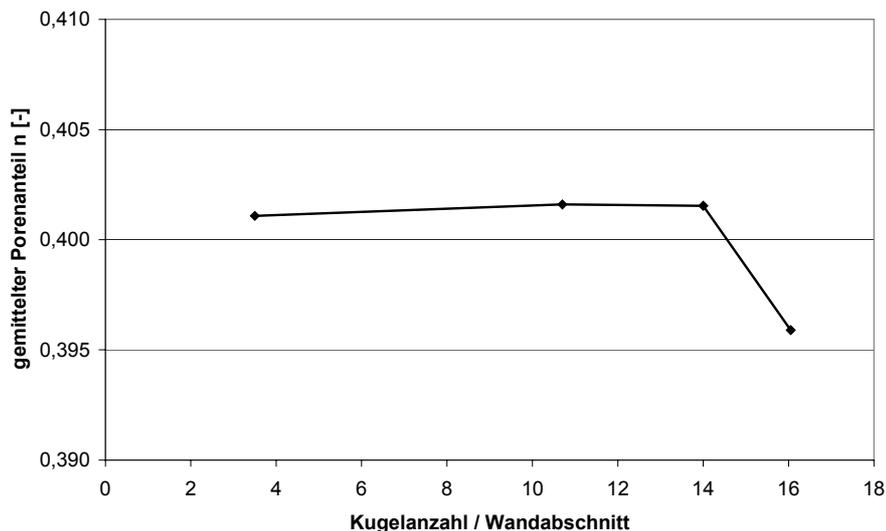


Abbildung 3-15: Mittelwert der Porenanteile über die Containergröße

Gemäß Abbildung 3-15, in der der mittlere Porenanteil n_m in Abhängigkeit vom Verhältnis der Kugelanzahl pro Wandabschnitt aufgetragen ist, fällt der mittlere Porenanteil bei $V_{KW} > 14$ ab, d.h. es wird mit den gleichen Parametern wie zuvor eine dichtere Lagerung erzielt. Somit belasten rechnerisch mehr Kugeln als zuvor die Stirnwand und es müsste ein größerer

Reibungswinkel auftreten. Aufgrund der relativ geringen Abnahme des Porenanteils darf dieser Einfluss jedoch als gering eingestuft werden.

3.4 Untersuchungen zur Größe des Reibungswinkels für den aktiven Grenzzustand

3.4.1 Einfluss des Erdruhedruckzustandes auf den aktiven Grenzzustand

Wie aus numerischen Untersuchungen von Hertens (1999) bekannt ist, hat der den Bodenkugeln im Ruhedruckzustand zugewiesene Reibungsbeiwert μ keinen Einfluss auf die Größe des aktiven Erddrucks bei paralleler Verschiebung einer Schachtwand (Abbildung 3-16). Nach Erreichen des Gleichgewichtszustandes für den Erdruhedruck werden den Kugeln die Parameter für die Beschreibung des aktiven Grenzzustandes zugewiesen bevor die parallele Schachtwandverschiebung erfolgt. Hertens untersucht den aktiven Grenzzustand unter Verwendung von drei verschiedenen Reibungsbeiwerten der Bodenkugeln für den Ruhedruckzustand (μ_v), bei sonst identischen Randbedingungen.

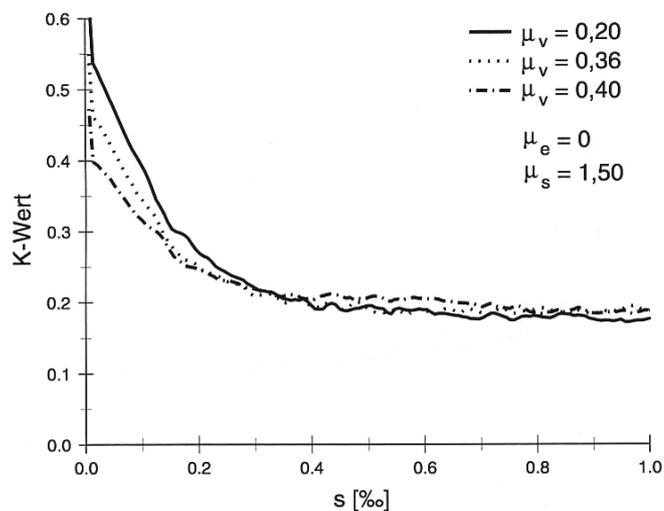


Abbildung 3-16: Einfluss der Reibungsbeiwerte der Kugeln für den Ruhedruckzustand μ_v auf den Erddruckbeiwert k (Hertens (1999))

Infolge niedriger Reibungsbeiwerte für den Ruhedruckzustand (μ_v) ergibt sich ein hoher Erddruckbeiwert k_0 im Ruhedruckzustand. Darin begründet sich ein niedriger innerer Reibungswinkel φ des numerischen Bodenmodells. Nach erfolgter Schachtwandverschiebung sind im aktiven Grenzzustand keine den Erddruckbeiwert k_a betreffenden differenzierten Ergebnisse festzustellen.

Vergleichende Untersuchungen von Herten (1999), die die anfänglichen Bodenkugelvergrößerungen und anschließenden Bodenkugelverkleinerungen betreffen, ergaben wiederum nur einen Einfluss auf den Erddruckbeiwert k_0 für den Ruhedruckzustand und keinen Einfluss auf den Erddruckbeiwert k_a im Grenzzustand.

Bei Verwendung eines verformbaren elastischen Bauteils im numerischen Bodenmodell ist der Erdruchdruck realistisch abzubilden, weil das Bauteil hierdurch - sowie durch das Einregeln der Bodenkugeln - bereits die erste Belastung erfährt (siehe Kapitel 5.4).

3.4.2 Ermittlung des Reibungswinkels φ für den aktiven Grenzzustand

Das numerische Bodenmodell aus den vorangegangenen Untersuchungen wird über das parallele Verschieben einer Stirnwand in den aktiven Grenzzustand überführt. Der Reibungsbeiwert der Stirnwand wird hierfür auf Null gesetzt. Somit liegt der Rankine-Fall vor und es kann über die Formel der Gleichung 3.7 der Erddruckbeiwert k_{ah} im aktiven Grenzzustand berechnet werden. Die auf die Stirnwand einwirkende resultierende Kraft E_{ah} wird über die geometrischen Größen des Containers (H = Höhe der Stirnwand, T = Tiefe der Stirnwand) und der Wichte γ des Bodens in den Erddruckbeiwert für den aktiven Grenzzustand k_{ah} umgerechnet (Gleichung 3.7). Über die Gleichung 3.8 ergibt sich der Reibungswinkel φ im aktiven Rankine'schen Grenzzustand.

$$k_{ah} = \frac{2 \cdot E_{ah}}{\gamma \cdot H^2 \cdot T} \quad (3.7)$$

$$k_{ah} = \tan^2 \cdot (45 - \varphi / 2) \quad (3.8)$$

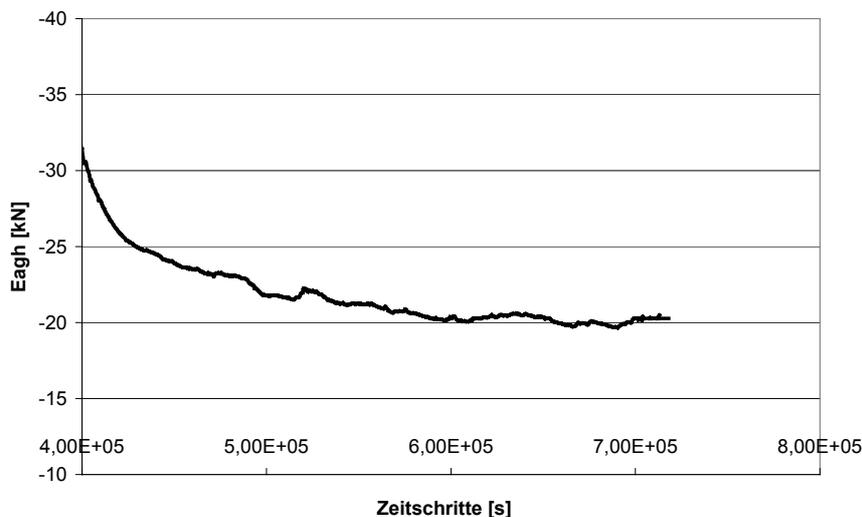


Abbildung 3-17: Verlauf der Erddruckkraft in Abhängigkeit des Verschiebungsweges (= Zeitschritte)

In Abbildung 3-17 ist der Abfall der Erddruckkraft vom Erdruchdruck auf den aktiven Erddruck infolge paralleler Wandverschiebung exemplarisch dargestellt. Bezeichnend ist, dass die Erddruckkraft nach Erreichen des Minimalwertes annähernd konstant verläuft.

3.4.3 Prismatischer Container

Der gemäß Gleichung 3.7 und 3.8 berechnete Reibungswinkel des Bodens im aktiven Grenz- zustand des prismatischen Containers ist für einige Porenanteile in Abbildung 3-18 aufgetra- gen. Wie auch bei den Untersuchungen zum Erdruchdruck, schwankt der berechnete Rei- bungswinkel ohne systematische Abhängigkeit vom Porenanteil in einem Bereich von $25,0^\circ$ bis $32,1^\circ$. Auch bei gleichem Porenanteil ergeben sich unterschiedlich große Reibungswinkel an der selben und an der gegenüberliegenden Stirnwand.

Der aktive Grenzzustand wird bei dem prismatischen Container nach einer Parallelverschie- bung der reibungsfreien Stirnwand von 2,0 ‰ bis 3,6 ‰ der Wandhöhe erreicht. Zur Abbil- dung der Eigenschaften eines realen Bodens müsste die Schersteifigkeit der Bodenkugeln so geändert werden, dass für das mitteldicht bis dichtgelagerte numerische Bodenmodell der aktive Grenzzustand bei einer Verschiebung von etwa 1,0 ‰ der Wandhöhe erreicht wird (DIN 4085 (1987)). Es ist zu erwarten, dass die stochastischen Einflüsse aus der Kugelnanzahl pro Wandlänge auf die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse im aktiven Grenzzustand denen entsprechen, die für den Erdruchdruck gelten (Kapitel 3.3).

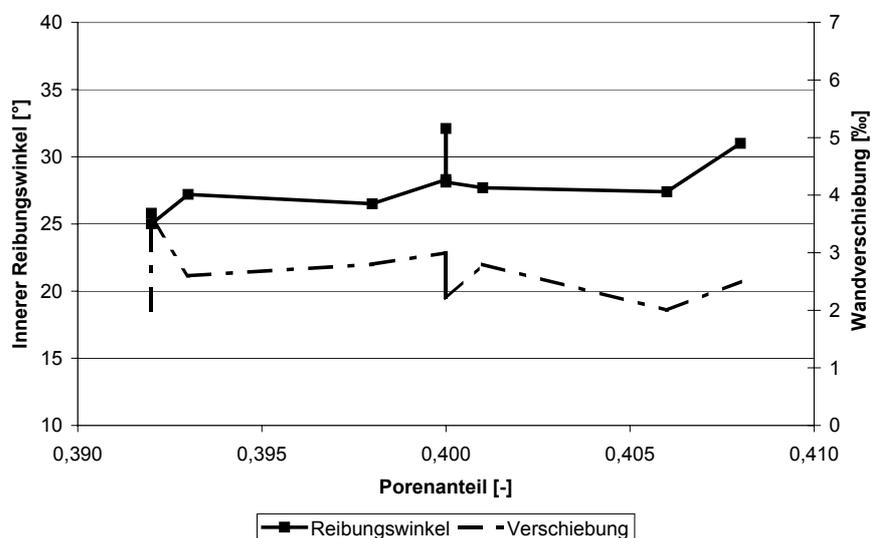


Abbildung 3-18: Reibungswinkel φ im aktiven Grenzzustand (prismatischer Container)

3.5 Untersuchungen zum Einfluss der Fallhöhe auf den Porenanteil

Üblicherweise werden die Bodenkugeln oberhalb des Containers generiert und von dieser Lage aus in den Container eingeregnet. So wurde auch das numerische Bodenmodell für die bisherigen Untersuchungen erstellt. Aus der Durchführung von kleinmaßstäblichen Modellversuchen, bei denen der Sand mittels der flächenhaften Sandregenmethode eingestreut wird, ist bekannt (Pulsfort (1986)), dass die Lagerungsdichte von der Fallhöhe der Sandkörner beim Einregnungsvorgang abhängig ist (Abbildung 3-19).

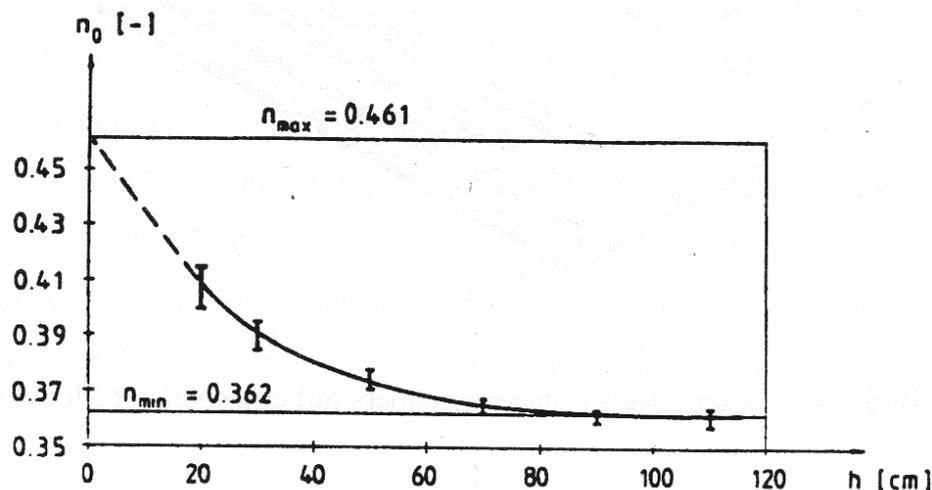


Abbildung 3-19: Porenanteil n der Sandschüttung in Abhängigkeit von der Fallhöhe (Pulsfort (1986))

Zur Untersuchung der oben genannten Abhängigkeiten beim Einregnen des numerischen Bodenmodells werden die Bodenkugeln in dem kubischen Container, bei dem rechnerisch 10,7 Kugeln nebeneinander auf einer Wandlänge Platz finden, in unterschiedlichen Höhen erzeugt und von diesen aus eingeregnet (siehe auch Abbildung 3-3). Entgegen der realen Modellversuche, bei denen sich die Sandkörner in einem Behälter befinden und erst ab dessen Unterseite der Schwerkraft ausgesetzt sind (darüber fließt der Sand zu den Sieböffnungen), wirkt beim numerischen Einregnen in allen Kugeln gleichzeitig die Gravitationskraft. Während die Fallhöhe beim Einregnungsvorgang im Labor ab Unterfläche Sieb zählt und damit für jedes Bodenkorn gleich ist, werden die numerischen Bodenkugeln in einem größeren Bereich generiert, der sich über das 2,0-fache der Containerhöhe (in diesem Beispiel) erstreckt, so dass die Bodenkugeln durchaus unterschiedliche Fallhöhen zurückzulegen haben.

Die untersten Bodenkugeln werden auf der Bodenplatte (0 m) bis auf Höhen von 4,28 m (doppelte Containerwandhöhe) generiert und von da aus eingeregnet. Der erreichte Porenanteil ist bei Fallhöhen der untersten Kugeln von 0,0 m bis 1,5 m annähernd konstant (Abbildung 3-20). Bei Generierung der Bodenkugeln oberhalb der Containeroberkante (2,14 m) sinkt der Porenanteil ab, wobei eine weitere Erhöhung der Fallhöhe den Porenanteil nicht weiter verringert.

Zwar ist beim physikalischen Einregnen sowie auch bei der numerischen Simulation des Einregnens der Bodenpartikel eine Abnahme des Porenanteils mit Zunahme der Fallhöhe zu beobachten, unterschiedlich ist aber sowohl der qualitative Verlauf der Funktion $n = f(H)$ als auch die Größe der Fallhöhen. Gründe für das unterschiedliche Verhalten der realen Sandkörner und der numerischen Bodenkugeln sind sicherlich in der andersartigen „Regenmethode“ und in der Anzahl sowie der Größe der Partikel in der Realität und bei der Simulation zu finden. Einen geringeren Einfluss dürften die auf die Sandkörner einwirkenden Kräfte infolge Luftwiderstand und Luftbewegung haben, wohingegen im numerischen Modell nur die Schwerkraft wirkt. Ein weiterer Grund mag die unterschiedliche Zusammensetzung der Böden sein. Das numerische Bodenmodell wird einkörnig simuliert, ein realer Sandboden ist abgestuft.

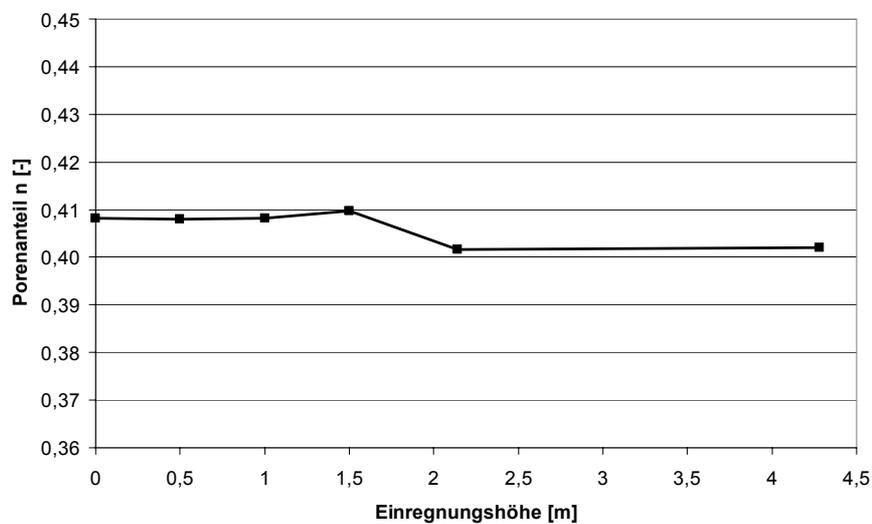


Abbildung 3-20: Numerischer Porenanteil in Abhängigkeit der Fallhöhe

Ein geringer Porenanteil wird erreicht, wenn die Kugeln oberhalb des Containers generiert werden, wobei als Anhalt das Verhältnis von Fallhöhe zu Kugeldurchmesser der untersten Kugeln dient. Dieses beträgt im vorliegenden Fall 10,7. Eine größere Fallhöhe bedingt eine längere Rechenzeit, ohne dass eine nennenswert dichtere Lagerung erreicht wird.

4 Anpassung der charakteristischen Kugelparameter des Bodenmodells zur Abbildung eines realen granularen Materials

4.1 Grundsätzliches

Drei lokale Kugelparameter beschreiben die globalen Eigenschaften des numerischen Bodenmodells: die Normalsteifigkeit k_n , die Schersteifigkeit k_s und der Reibungsbeiwert μ für die Kugeloberfläche. Für die verschiedenen Simulationsschritte Einregnen, Erdruchdruck und aktiver / passiver Grenzzustand sind die drei Parameter entsprechend der gewünschten Simulationsergebnisse differenziert zu wählen.

Die Untersuchungen im vorherigen Kapitel zeigen, dass sich die globalen Eigenschaften des numerischen Bodenmodells (Reibungswinkel φ und Porenanteil n) bei Beibehaltung der lokalen Kugeleigenschaften ändern, wenn unterschiedliche Containergeometrien Verwendung finden. Demzufolge ergibt sich für jede Modellkonfiguration (Kugelgröße, Containergeometrie) die Notwendigkeit, die Kugelparameter für angestrebte identische globale Bodeneigenschaften neu zu ermitteln.

Nachfolgend wird untersucht, welchen Einfluss die jeweiligen lokalen Parameter auf die globalen Bodeneigenschaften haben. Hierfür werden Versuche unter erhöhtem Spannungsniveau und unter einfacher Erdschwere (1g) herangezogen. Numerisch simulierte Triaxialversuche werden unter Variation der lokalen Bodenkugelparameter durchgeführt. Unter einfacher Erdschwere werden die Kugelparameter für drei nicht bindige Böden ($30^\circ \leq \varphi \leq 40^\circ$, $n = 0,400$) an fünf verschiedenen Containergeometrien bestimmt.

4.2 Numerisch simulierte Triaxialversuche

4.2.1 Beschreibung der Versuche sowie ihrer Anwendung

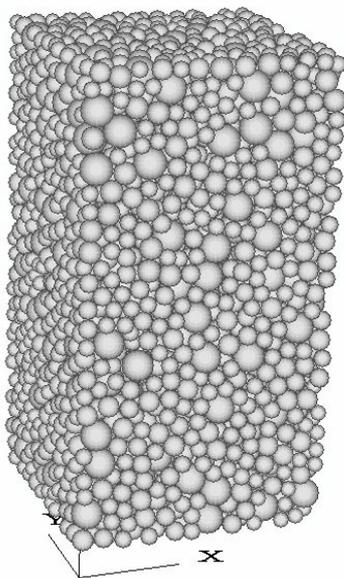
Ein realer Boden, gekennzeichnet durch die Sieblinie der Abbildung 3-1, wird numerisch durch 25fach vergrößerte Bodenkugeln mit Durchmesser von 10,5 - 12,25 - 13,75 - 20 mm abgebildet. Die Kugelanteile werden entsprechend der Massenanteile der Bodenkörner gewichtet. Die Kornverteilung der Abbildung 3-1 entspricht dem verwendeten Versuchsboden in den 1g- Modellversuchen mit einer kleinmaßstäblichen Modellwand (Kapitel 6 und 7).

Zur Einstellung eines Porenanteils von $n = 0,373$ - wie in den 1g-Modellversuchen (Kapitel 6) angetroffen - im numerischen Bodenmodell, ist es notwendig von einem einkörnigen Boden

zu dem beschriebenen abgestuften Bodenkugelmodell überzugehen. Der Porenanteil wie in den Modellversuchen hätte auch mit einer großen Zahl kleiner Kugeln erbracht werden können, was die Rechenzeit aber wesentlich verlängert hätte.

Da in der verwendeten Version 2.0 des PFC3^D keine runden Wände erstellt werden können, wird ein Triaxialkörper kubischer Form entsprechend Abbildung 4-1 benutzt. Der Triaxialkörper hat eine Breite und Tiefe von je 16 cm sowie eine Höhe von 32 cm. Somit finden rechnerisch mindestens 8 Kugeln mit dem größten Durchmesser auf der kritischen Wandlänge nebeneinander Platz. Die Größe des Triaxialkörpers entspricht den in der DIN 18137 (1990) geforderten Abmessungen für grobkörnige Böden (Durchmesser von mindestens 10 cm, Verhältnis Durchmesser / Höhe von 2,0 bis 2,5). Der beschriebene numerische Triaxialkörper enthält 4730 Kugeln bei einem Porenanteil von $n = 0,373$. Die Wahl einer größeren Kugelanzahl und somit eines größeren Triaxialkörpers führt zu keinen Ergebnis-Abweichungen. Wegen des enggestuften Bodens ($U = d_{60} / d_{10} < 5$) müssen die Abmessungen des Triaxialkörpers eigentlich so gewählt werden, dass rechnerisch 10 Kugeln vom größten Durchmesser nebeneinander passen. Simulationen haben gezeigt, dass die kleineren Abmessungen die Ergebnisse nicht beeinflussen.

Die Bodenkugeln werden innerhalb der Triaxialkörperabmessungen generiert. Der Triaxialkörper ist durch starre Wände begrenzt, denen in diesem Stadium hohe Normalsteifigkeiten



(um den Faktor 100 größer als die Normalsteifigkeit der Bodenkugeln) zugewiesen werden. Nach Erreichen eines Gleichgewichtszustandes werden die Wände solange mittels eines „Servomechanismus“ verschoben, bis eine Seitenspannung $\sigma_{2,3}$ von 100 kPa auf die Probe wirkt. Zu diesem Zeitpunkt besitzen die Wände eine Normalsteifigkeit von 10 % der Normalsteifigkeit der Bodenkugeln. Auf diese Weise wird die Latexhülle eines realen Triaxialversuches simuliert. Nach Erreichen des Gleichgewichtszustandes unter der Seitenspannung $\sigma_{2,3} = 100$ kPa werden den Bodenkugeln die endgültigen Schersteifigkeiten und Reibungsbeiwerte für die Erzielung der gewünschten globalen Bodeneigenschaften zugewiesen.

Abbildung 4-1: Triaxialkörper

Der Zelldruck, d.h. die Spannung $\sigma_{2,3}$, wird in der numerischen Simulation durchgehend mit 100 kPa angesetzt, da für diese Spannung entsprechende Versuchsdaten von Herten (1999) für den realen Modellboden vorliegen. Entsprechend dem Versuchsablauf bei den realen Triaxialversuchen wird die Bodenplatte beim numerisch simulierten Triaxialversuch nach oben gefahren, die Kopfplatte verbleibt in Ruhe. Für ein numerisch stabiles Ergebnis ist eine geringe Vorschubgeschwindigkeit der Bodenplatte erforderlich. Die Seitenwände dürfen nur minimal verschoben werden, um den Zelldruck aufrecht zu erhalten. Die auf die

Bodenprobe wirkende Spannung σ_1 wird gemessen. Die Verschiebung der Bodenplatte wird bis über den Bruchzustand hinaus fortgeführt. Die über die Axialdehnung aufgetragene Deviatorspannung $\sigma_1 - \sigma_3$ ist exemplarisch in Abbildung 4-2 dargestellt.

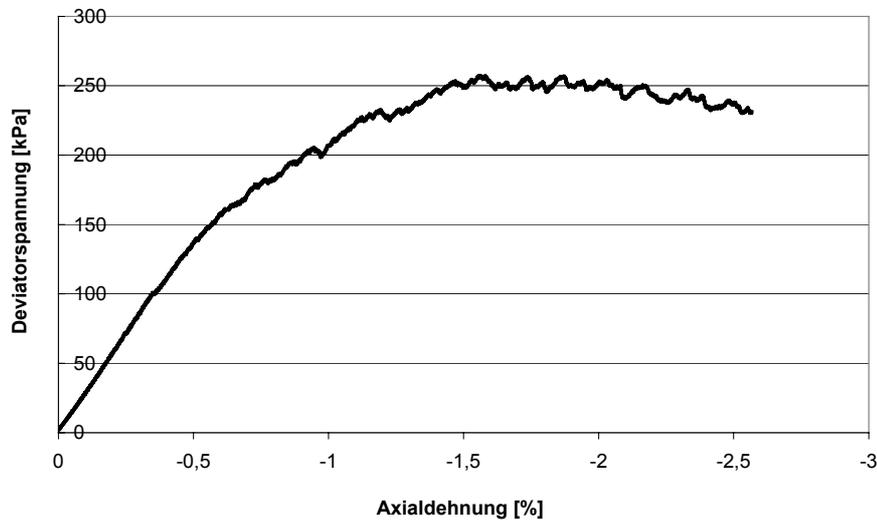


Abbildung 4-2: Deviatorspannung am numerischen Triaxialkörper

Der Spannungsverlauf ist durch eine unterlineare Zunahme der Spannung σ_1 mit der Axialdehnung, die nach Erreichen der Maximalspannung wieder abnimmt, gekennzeichnet und stimmt gut mit dem Spannungsverlauf bei dichtgelagertem Boden überein. Der Maximalwert tritt bei ca. 1,7 % Axialdehnung auf, was der Beobachtung bei Dreiaxialversuchen mit dichtgelagertem Sand sowie bei numerisch simulierten Versuchen aus der Literatur (Achmus & Abdel-Rahman (2002), Mörchen & Walz (2002), O'Sullivan & Bray (2002)) entspricht.

Die charakteristische Größe des Reibungswinkels wird unter der Vermutung $c = 0$ (keine Kohäsion) über ein p-q-Diagramm ($p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$; $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$) ermittelt (siehe Abbildung 4-3) und beträgt mit $\sin \varphi = \tan \alpha$ für den in Abbildung 4-3 dargestellten Versuch: $\alpha = 0,5624 \rightarrow \varphi = 39,1^\circ$.

Entsprechend dem bekannten Verhalten von dicht gelagerten nicht bindigen Böden erfährt auch die numerische Probe eine anfängliche Volumenabnahme, d.h., der Boden verdichtet sich, um sich nachfolgend bei weitergehender Belastungssteigerung aufzulockern (Abbildung 4-4). Die Volumenzunahme ist bei realen Böden durch eine Aufweitung der Scherfuge, die eine Breite von 8- bis 10-mal des mittleren Korndurchmessers hat, begründet. Diese Erscheinung wird als Dilatanz bezeichnet. Aufgrund des großen Partikeldurchmessers ist im numerisch simulierten Versuch mit einem Aufeinandergleiten der Kugeln zu rechnen, was ebenfalls zu einer Volumenvergrößerung führt.

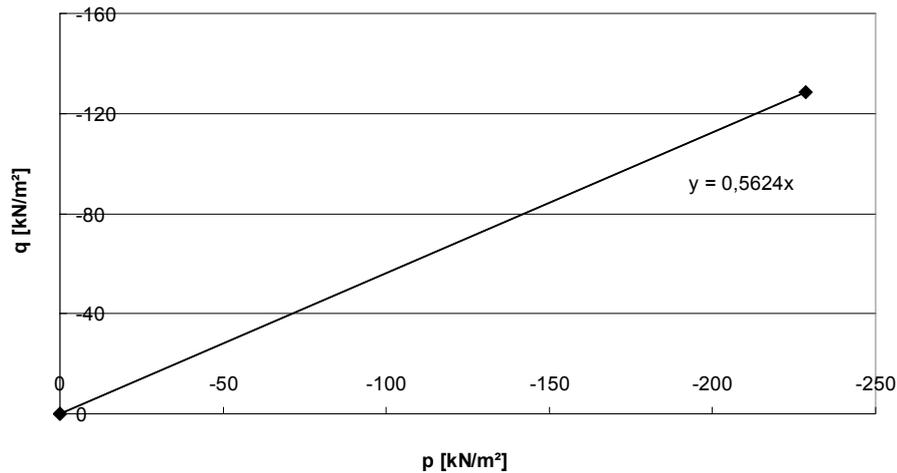


Abbildung 4-3: p-q-Diagramm

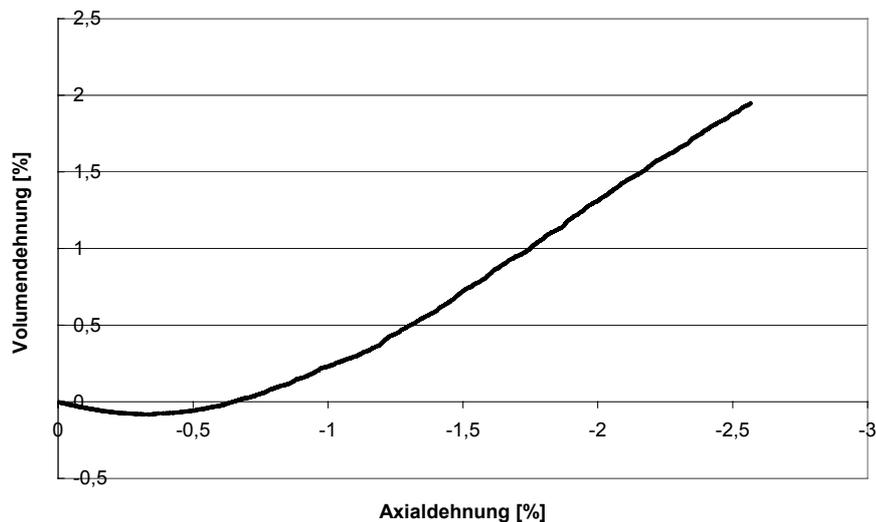


Abbildung 4-4: Volumenänderung der Probe im numerisch simulierten Triaxialversuch

Zur Visualisierung der Scherfuge im numerisch simulierten Triaxialversuch werden die zwischen den Bodenkugeln herrschenden Kontaktkräfte bei Erreichen des Bruchzustandes (maximale Hauptspannung) betrachtet. Hierfür wird der Triaxialkörper zur besseren Identifizierung der Scherfugen in dünne Scheiben zerteilt. Drei Scheiben werden jeweils in y - und x -Richtung getrennt untersucht. Es ergeben sich somit bei gesonderter Betrachtung der Normal- und Scherkräfte 12 untersuchte Schnitte. Die Strichstärke gibt die Kraftgröße an. Die Strichstärkenskalierung erfolgt anhand der im Versuch aufgetretenen Maximalwerte der beiden Kraftanteile getrennt (maximale Scherkraft = 0,122 kN, maximale Normalkraft = 0,528 kN).

Im Schnitt „X 0-0,05 Scher“ (Abbildung 4-5), d.h. Darstellung der Scherkräfte in einer Schicht in X -Richtung, die sich von $x = 0,00$ bis $x = 0,05$ cm erstreckt, konzentrieren sich die Kräfte nahe am Schwerpunkt der Projektionsfläche. Im nächsten Schnitt „X 0,05-0,11 Scher“

treten am rechten oberen Rand der Probe die größten Scherkräfte auf, ferner sind zwei quer-verlaufende Bereiche konzentrierter Scherkräfte zu erkennen. Der Maximalwert der Scherkraft wird jedoch erst im letzten Schnitt in x-Richtung ermittelt. Werden die Scherkräfte im mittleren Schnitt „X 0,05-0,11 Scher“ als maßgebend angesehen, tritt das Scherversagen in einer der dort gekennzeichneten Richtungen ein (Abbildung 4-5).

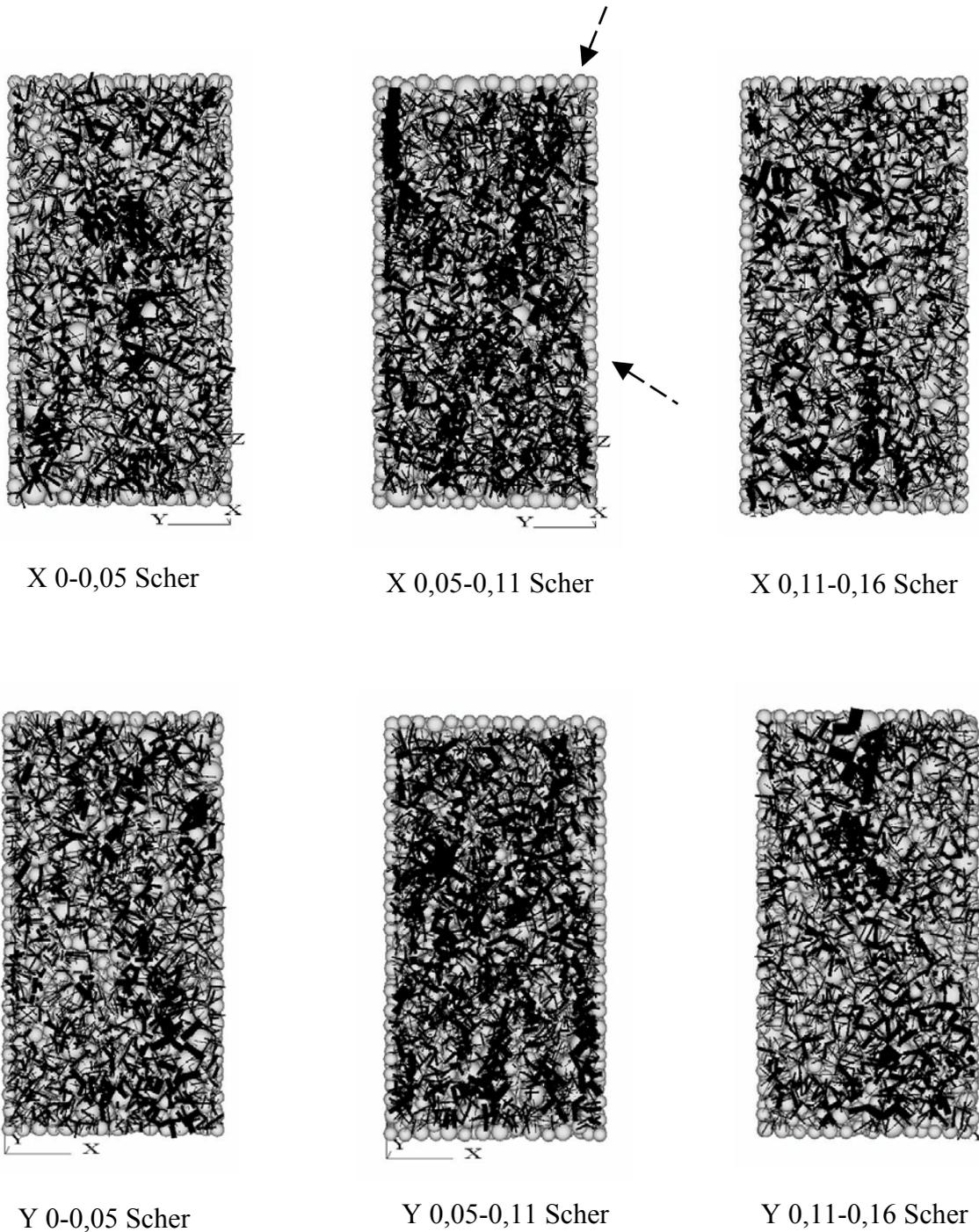


Abbildung 4-5: Scherkräfte in der Triaxialprobe

In y-Richtung ist die Anordnung der Scherkräfte in allen Schnitten eher unregelmäßig, wobei im Schnitt „Y 0-0,05 Scher“ die maximalen Scherkräfte auftreten. Es treten somit räumliche Verhaltensmuster bei dem Scherversagen auf, was prinzipiell eine dreidimensionale Betrachtung erforderlich macht.

Die maximalen Normalkräfte treten in den Schnitten „X 0-0,05 Norm“ und „Y 0,11-0,16 Norm“ auf (Abbildung 4-6). Während in diesen Schnitten die Probe eher unsymmetrisch und nur an einigen Stellen stark belastet wird, steht im mittleren Probenschnitt „Y 0,05-0,11 Norm“ die Probe annähernd durchgängig unter Last. In allen Schnitten werden um den Faktor vier größere Normalkräfte als Scherkräfte gemessen.

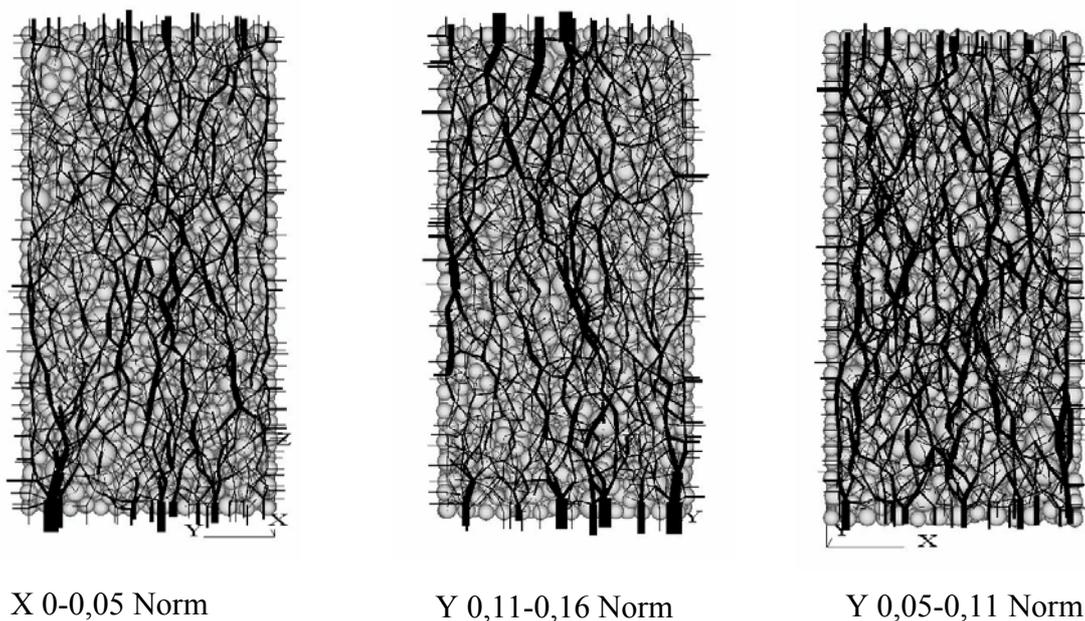


Abbildung 4-6: Normalkräfte in der Triaxialprobe

Werden sowohl die untere als auch die obere Begrenzungsplatte der Triaxialprobe verschoben, sind Scherfugen durch Visualisierung von Einzelverschiebungen der Kugeln exakt auszumachen, wie es für zweidimensionale Systeme bereits untersucht wurde (Bardet & Proubet (1992), Zhou & Chu (2002)). Bei einer alleinigen Verschiebung der unteren Lastplatte, wie in den hier dargelegten Versuchen, ergeben sich lediglich Verschiebungen der einzelnen Bodenkugeln nach oben, so dass hieraus der Verlauf der Scherfugen nicht erkannt werden kann.

4.2.2 Einfluss des Reibungsbeiwertes der Kugeloberfläche μ

In diesem Abschnitt werden numerisch simulierte Triaxialversuche mit variierendem Reibungsbeiwert μ für die Kugeloberfläche unter konstanter Beibehaltung der weiteren Kugelparameter durchgeführt. Die Normalsteifigkeit k_n und die Schersteifigkeit k_s der Kugeln beträgt jeweils 3100 kN/m. Die Normalsteifigkeit entspricht somit einer Steifigkeit, die eine Über-

schneidung zweier kleinster Kugeln von 2,5 % des Durchmessers hervorruft. Dabei wird angenommen, dass die Gesamtmasse des für die Nachrechnung der Modellversuche (Kapitel 7) verwendeten und komplett mit Bodenkugeln gefüllten Containers auf einer Kugel lastet. Bei diesem Überschneidungsmaß ist die Bedingung der DEM, dass die Überschneidung im Verhältnis zur Kugelgröße klein sein soll, erfüllt. Die Schersteifigkeit wird entsprechend dem in der Literatur (Achmus & Abdel-Rahman (2002), Herten (1999)) häufig verwendeten Verhältnis $k_n / k_s = 1$ gewählt. Der Reibungsbeiwert wird zwischen 1 und 15 variiert (Abbildung 4-7). Der innere Reibungswinkel φ wird aus dem Ergebnis der Dreiachsalversuche, wie im Abschnitt 4.2.1 dargestellt, bestimmt.

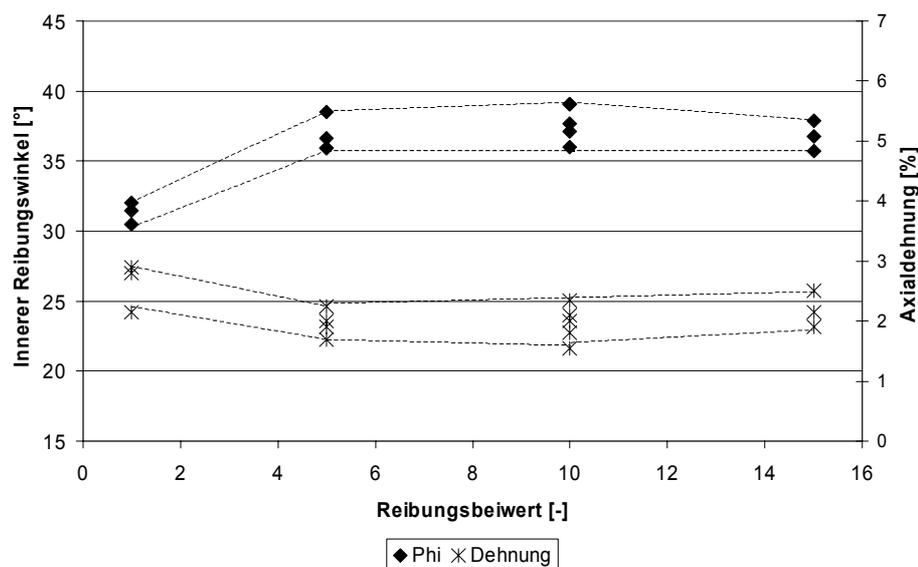


Abbildung 4-7: Innerer Reibungswinkel φ in Abhängigkeit vom Reibungsbeiwert μ

Bis zu einem Reibungsbeiwert von $\mu = 5$ nimmt der Reibungswinkel φ zu. Oberhalb dieses Wertes ist kein weiterer signifikanter Einfluss auf den Reibungswinkel auszumachen. Für die dargelegte Parameterkonstellation und $\mu > 5$ ergibt sich somit ein innerer Reibungswinkel des numerischen Bodenmodells von ca. 38° in einer Bandbreite von $\pm 1,5^\circ$.

Der Grenzzustand stellt sich bei etwa 2,0 % Axialdehnung ein. Bei Reibungsbeiwerten kleiner als $\mu = 5$ ist die Axialdehnung im Bruchzustand etwas größer, was jedoch aufgrund der begrenzten Anzahl der durchgeführten Versuche kein systematisches Verhalten widerspiegeln muss.

4.2.3 Einfluss der Schersteifigkeit k_s

Zur Überprüfung des Einflusses der Schersteifigkeit k_s auf den Reibungswinkel des numerischen Bodenmodells wird diese zwischen 310 und $1 \cdot 10^{10}$ kN/m variiert. Die Normalsteifigkeit wird hierbei mit 3100 kN/m ebenso wie der Reibungsbeiwert mit $\mu = 10$ konstant gehalten.

Gemäß Abbildung 4-8 steigt der innere Reibungswinkel des Bodenmodells zunächst mit zunehmender Schersteifigkeit mäßig an, ab einem Verhältnis $k_s / k_n = 2000$ ($k_s = 8 \cdot 10^6$ kN/m) ist jedoch ein deutlicher Anstieg zu verzeichnen. Ab $k_s / k_n = 100.000$ ($k_s = 3 \cdot 10^8$ kN/m) bildet sich ein Plateau mit einem annähernd konstanten Reibungswinkel φ aus. Bei einer hohen Schersteifigkeit der Kugeln herrscht schon bei kleiner Relativverschiebung ein großer Scherwiderstand zwischen den einzelnen Kugeln. Dieser ermöglicht eine verformungsarme Lastabtragung und resultiert durch die Inanspruchnahme der Reibung aus vielen Kugelkontakten in einem hohen inneren Reibungswinkel des Bodens. Die Axialdehnung der Probe im Bruchzustand liegt bei einer Schersteifigkeit $k_s / k_n = 0,1$ um 2,8 %, im übrigen beträgt sie etwa 2,0 %.

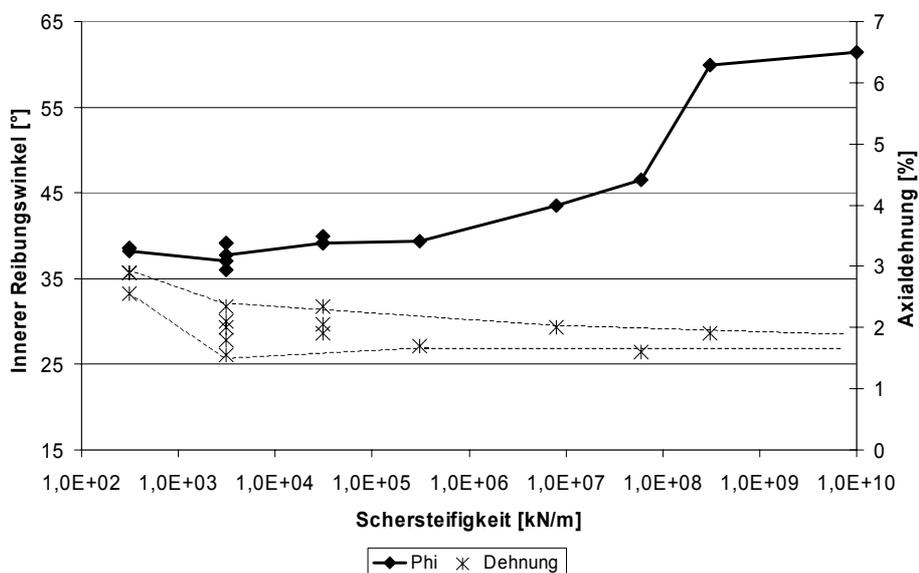


Abbildung 4-8: Innerer Reibungswinkel φ in Abhängigkeit von der Schersteifigkeit k_s

4.2.4 Einfluss der Normalsteifigkeit k_n

Zur Überprüfung des Einflusses der Normalsteifigkeit k_n auf den Reibungswinkel des Bodenmodells wird diese von 310 bis $8 \cdot 10^6$ kN/m variiert, während gleichzeitig die Schersteifigkeit mit 3100 kN/m und der Reibungsbeiwert der Kugeloberfläche mit $\mu = 10$ konstant gehalten werden.

Durch eine Verringerung der ursprünglichen Normalsteifigkeit um den Faktor 10 (von 3100 kN/m auf 310 kN/m) lässt sich unter den gegebenen Randbedingungen ein innerer Reibungswinkel des Bodenmodells von $\varphi = 90^\circ$ abbilden (Abbildung 4-9). Aufgrund einer geringen Normalsteifigkeit ergibt sich eine große Zusammendrückbarkeit und somit ein großer Überschneidungsbereich der Kugeln. Dies führt aufgrund der höheren Verzahnungsmöglichkeit der Kugeln untereinander zu einer höheren Scherfestigkeit des Bodenmodells. Gemäß Gleichung 3.6 ergibt sich bei der Zelldruckspannung von 100 kPa und bei $k_n = 310$ kN/m eine

rechnerische Überschneidung der kleinsten Kugeln von 0,34 %. Die maximale Kontaktkraft innerhalb der Triaxialprobe beträgt 1,308 kN, mit der sich ein Überschneidungsbereich der kleinsten Kugel von 40,2 % berechnet. Nach Erreichen der Maximalspannung tritt bei dieser Parametervariation ein schlagartiges Versagen der Probe auf. Da die im PFC3^D implementierten Gesetze der Mechanik nur eine geringe Überschneidung der Kugeln erlauben, ist eine Simulation mit einer Normalsteifigkeit von 310 kN/m wirklichkeitsfremd.

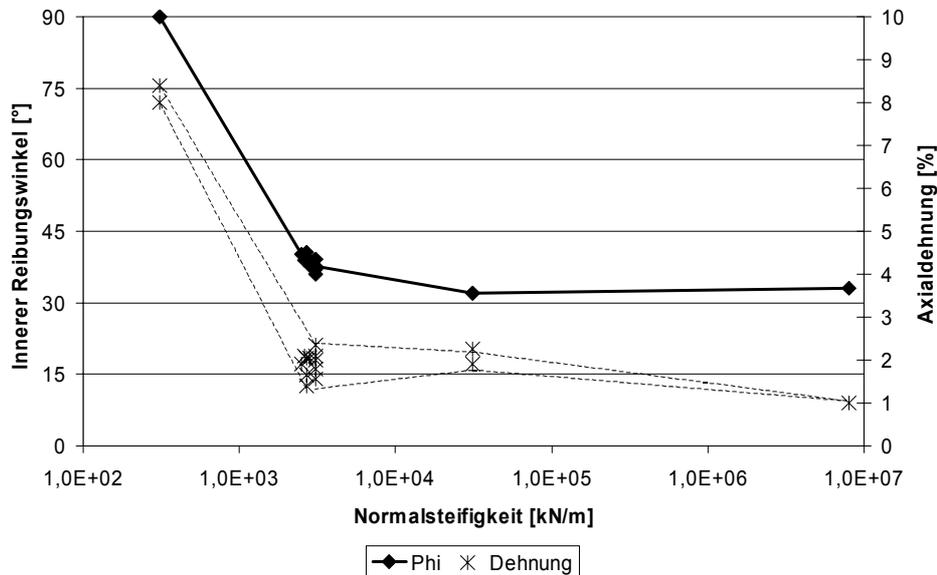


Abbildung 4-9: Innerer Reibungswinkel ϕ in Abhängigkeit von der Normalsteifigkeit k_n

Bei einer Erhöhung der Normalsteifigkeit reduziert sich der Reibungswinkel des Bodenmodells (Abbildung 4-9) aufgrund einer geringeren Überschneidung der Bodenkugeln, wobei er ab $k_n > 3100$ kN/m annähernd konstant ist. Die Axialdehnung bei Erreichen des Bruchzustandes liegt für $k_n > 3100$ kN/m zwischen 1,0 % und 2,0 %.

4.2.5 Einfluss der Steifigkeit bei ($k_s / k_n = 1$)

Werden beide Steifigkeiten zusammen variiert unter Beibehaltung von $k_s / k_n = 1$, so ergibt sich ein ähnliches Verhaltensmuster des numerischen Bodenmodells, wie bei alleiniger Variation der Normalsteifigkeit der Kugeln (Abbildung 4-10 und Abbildung 4-9). Bei Steifigkeiten < 3100 kN/m nimmt der innere Reibungswinkel des Bodenmodells sowie die zugehörige Axialdehnung zu. Es dominiert also der Einfluss der Normalsteifigkeit, der bereits in Abschnitt 4.2.4 erklärt wurde. Bei einer Steifigkeit > 3100 kN/m ist der innere Reibungswinkel des Bodenmodells annähernd konstant, während die Axialdehnung der Probe bei Erreichen des Bruchzustandes von 2,0 % auf 3,5 % (bei $8 \cdot 10^6$ kN/m) abnimmt.

Erst eine hohe Normal- und Schersteifigkeit zusammen bedingen demzufolge, dass der Bruchzustand bereits bei einer geringen Axialdehnung auftritt. Eine Erhöhung der Schersteifigkeit alleine reicht nicht aus (siehe Abbildung 4-8). Das Verhältnis von Schersteifigkeit zur

Normalsteifigkeit muss - bei angemessener Wahl der Normalsteifigkeit - größer als eins sein, um hohe Reibungswinkel des numerischen Bodenmodells zu erzeugen.

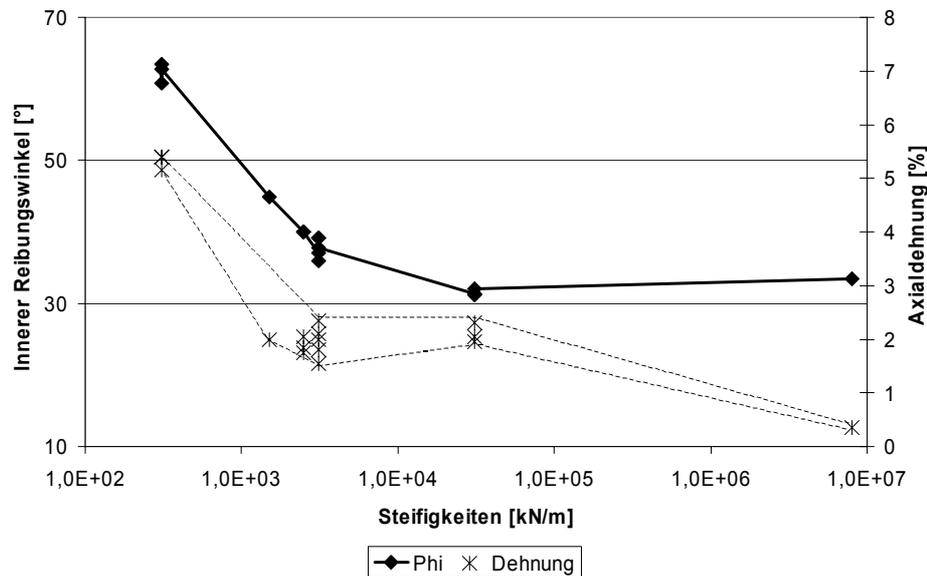


Abbildung 4-10: Innerer Reibungswinkel ϕ in Abhängigkeit von der Steifigkeit, $k_s / k_n = 1$

4.2.6 Einfluss der Rotation

In dem bisher betrachteten Bodenmodell können die Kugeln translatorische Bewegungen sowie Rotationen um ihre Schwerpunkte ausführen. Wird die Rotation der Kugeln um eine oder mehrere Achsen behindert, ergeben sich unter Verwendung der Kugelparameter aus Kapitel 4.2.2 ($k_n = k_s = 3100 \text{ kN/m}$, $\mu = 10$) die in der folgenden Tabelle dargestellten Reibungswinkel ϕ des Bodenmodells.

Tabelle 4-1: Einfluss der Rotationsbehinderung auf ϕ

Rotationsbehinderung um Achse(n)	Deviatorspannung [kPa]	ϕ [°]	Axialdehnung [%]
x y z	> 7280	> 90	-
x	761	> 90	2,0
y	753	> 90	1,9
z	368	49,2	2,0

Bei Behinderung der Rotation der Kugeln um alle drei Achsen verhält sich die Bodenmodellprobe im Triaxialversuch wie ein Festkörper mit einer Bruchspannung oberhalb von 7280 kPa, was ungefähr einem Beton der Festigkeitsklasse B 7 entspricht. Die Normal- und Scherkräfte sind homogen über die Probe verteilt (Abbildung 4-11). Die Strichstärkenskalierung

erfolgt anhand der im Versuch aufgetretenen Maximalwerte der beiden Kraftanteile getrennt (maximale Scherkraft = 0,986 kN, maximale Normalkraft = 2,749 kN).

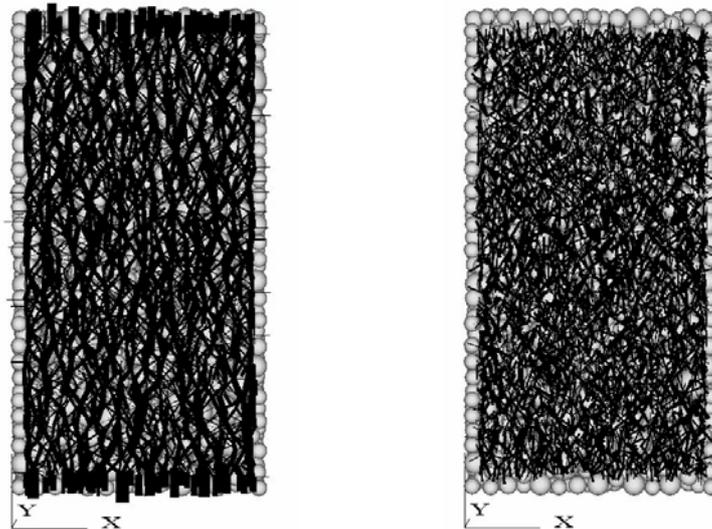


Abbildung 4-11: Normalkräfte (links) und Scherkräfte (rechts) bei Rotationsbehinderung um alle Achsen (Y 0-0,05)

Bei Behinderung der Rotation der Kugeln um die x- oder y- Achse werden ebenfalls Reibungswinkel größer als 90° erreicht, jedoch liegt die aufnehmbare Deviatorspannung deutlich niedriger. Bei Behinderung der Rotation der Kugeln um die z- Achse ergeben sich für das Bodenmodell Reibungswinkel von $49,2^\circ$.

Die Triaxialprobe wird durch die vertikale Verschiebung der Bodenplatte (z-Richtung) belastet. Die Kugeln bewegen sich entsprechend der Belastungsrichtung in z-Richtung nach oben, wobei sie sich wegen der Kontakte mit benachbarten Kugeln hauptsächlich um ihre Schwereachsen, in Richtung der x- und y- Achse, drehen. Bei Behinderung der Kugelrotation um die x- und y- Achse ist somit der Einfluss auf den Reibungswinkel des Bodenmodells bedeutender als bei Behinderung der Rotation um die z- Achse.

In Abbildung 4-12 sind die im Triaxialkörper wirkenden Normalkräfte und Scherkräfte im Bruchzustand für eine Simulation mit y- Achsen - Rotationsbehinderung dargestellt. Es ergeben sich lokale Scherzonen und Kraftbrücken, die sich nicht homogen über die Probe erstrecken. Die Strichstärkenskalisierung erfolgt anhand der im Versuch aufgetretenen Maximalwerte der beiden Kraftanteile getrennt (maximale Scherkraft = 0,528 kN, maximale Normalkraft = 0,916 kN). Die an den Kugeln wirkenden Kräfte sind kleiner als die im Versuch bei Behinderung der Kugelrotation um alle Achsen, die maximale Scherkraft ist etwa halb so groß, die entstandene maximale Normalkraft beträgt ca. ein Drittel.

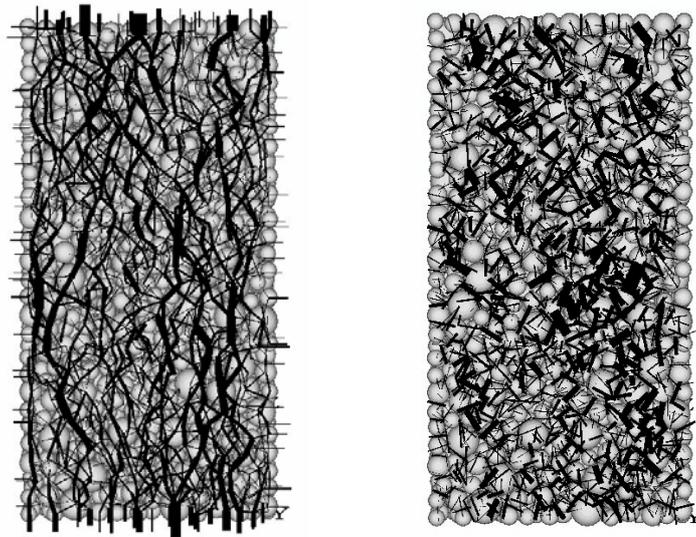


Abbildung 4-12: Normalkräfte (links) und Scherkräfte (rechts) bei Rotationsbehinderung um die y-Achse (Y 0,11-0,16)

Folglich läßt sich durch die Wahl einer geeigneten Rotationsbehinderung ein größerer Reibungswinkel des Bodenmodells einstellen als ohne Rotationsbehinderung. Dabei ist die konkrete Wahl der Rotationsbehinderung für den einzelnen Fall schwer abschätzbar, insbesondere wenn die Belastungs- und Bewegungsrichtung dreidimensional ist. Das Verhalten von realen Bodenkörnern wird durch die Rotationsbehinderung generell besser simuliert, da Bodenkörner im Verbund aufgrund ihrer geometrischen Form weniger rotieren können als kugelförmige Körper.

4.2.7 Einfluss der Seitendehnung

Da die numerisch simulierten Triaxialversuche auch als Biaxialversuche durchgeführt werden können, werden die Ergebnisse mit Biaxialversuchen von Vardoulakis (1977) verglichen. Vardoulakis verwendete in seinen (realen) Versuchen einen Karlsruher Mittelsand. Drei Seitenwände des Gerätes von Vardoulakis sind starr und unverschieblich ausgebildet; die Probe wird durch eine Gummihülle gestützt. Somit herrscht ein ebener Deformationszustand und die Richtung der Scherfugenbildung in der Probe ist vorgegeben, wenn sie durch Verschiebung der starren Kopfplatte belastet wird.

In der numerischen Simulation werden drei Seitenwände starr und unverschieblich belassen, die vierte begrenzende Wand wird als Gummihülle abgebildet. Die unter diesen Randbedingungen ermittelte maximale Scherkraft in der Probe beträgt 0,132 kN, die maximale Normalkraft 0,490 kN. Diese Werte haben dieselbe Größenordnung wie die Scher- und Normalkraft in den Versuchen mit freier Seitendehnung und freien Rotationsmöglichkeiten der Kugeln.

Die Axialdehnung im Bruchzustand beträgt bei der numerisch simulierten Triaxialprobe mit behinderter Seitendehnung ca. 2,0 %. Die Volumenänderung entspricht etwa jener in

Abbildung 4-4. Die visualisierten Kontaktkräfte (Abbildung 4-13) unterscheiden sich qualitativ nicht von denen der Abbildung 4-5 und Abbildung 4-6. Es lässt sich keine Scherfuge in der zu erwarteten Richtung, d.h. in Richtung der Wand mit der geringsten Steifigkeit, ausmachen (Abbildung 4-13). Auch eine Verringerung der Steifigkeit der „Gummihülle“ bewirkt keinerlei Änderung am Resultat. Bei einer weiteren Herabsetzung der Steifigkeit besteht die Gefahr, dass die Kugeln aufgrund ihrer relativ höheren Steifigkeit die Wand durchdringen können.

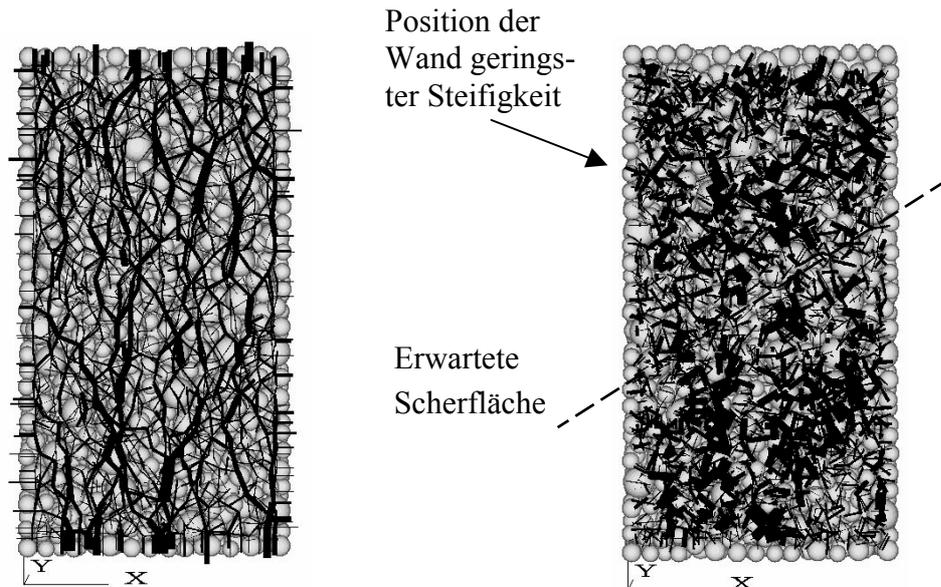


Abbildung 4-13: Normalkräfte (links) und Scherkräfte (rechts) bei behinderter Seitendehnung (Y 0,05-0,11)

Ebenso wie bei den Versuchen von Vardoulakis, in denen dicht gelagerte Proben untersucht wurden, verformt sich die numerische Probe bei Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit kaum erkennbar.

Eine Behinderung der Seitendehnung liefert demzufolge gegenüber „echten“ Triaxialversuchen keine qualitativ und quantitativ andersartigen Ergebnisse bei der numerischen Simulation.

4.2.8 Abschließende Bemerkungen zu numerisch simulierten Triaxialversuchen

Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse aus einem numerisch simulierten Triaxialversuch auf einen numerisch simulierten kleinmaßstäblichen Modellversuch bzw. auf eine Simulation im Prototypmaßstab ist nicht grundsätzlich gegeben. Neben den bekannten bodenmechanischen Einflüssen in realen Böden wie: Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels und der Scherfugenausbildung etc., treten hier mit der Normalsteifigkeit und der Schersteifigkeit weitere numerische Parameter hinzu. Wie vorangehend ausgeführt sind die Steifigkeiten so zu wäh-

len, dass eine geringe Überschneidung der Kugeln auftritt. Das niedrige Spannungsniveau erfordert für die Simulation eines Modellversuches gegebenenfalls weit geringere Steifigkeiten als für einen Triaxialversuch. Bei Verwendung der für den Triaxialversuch erforderlichen (hohen) Steifigkeit verlängert sich die Rechenzeit im Modellversuch; zudem ist es denkbar, dass der innere Reibungswinkel des Bodenmodells bei geringerem Spannungsniveau im Modellversuch von dem im Triaxialversuch bestimmten abweicht. Für die Simulation eines Systems im Prototypmaßstab mag eine Übertragbarkeit der anhand eines numerisch simulierten Triaxialversuches ermittelten charakteristischen Kugelparameter gegeben sein, da in etwa das identische Spannungsniveau vorhanden ist.

Für eine wirklichkeitsnahe numerische Simulation der Boden – Bauwerks – Interaktion kann eine Erhöhung der Schersteifigkeit der Bodenkugeln erforderlich werden, um die Verschiebung des Bauwerks den Erfahrungswerten und Meßergebnissen der Praxis anzupassen (siehe Kapitel 7). Insofern ist der numerisch simulierte Triaxialversuch nicht die alleinige exakte Methode zur Bestimmung der Stoffparameter des numerischen Kugelhaufens, sondern es bedarf eines wechselseitigen Datenaustauschs zwischen System-Simulation und numerisch simuliertem Triaxialversuch.

Große Reibungsbeiwerte der Kugeloberfläche können im Vergleich zu den Reibungsbeiwerten von realen Bodenkörnern als unrealistisch angesehen werden. Möglichkeiten, den Kugeln realistische Reibungsbeiwerte bei einem dennoch hohen Reibungswinkel des Kugelhaufens zuzuweisen, sind einerseits die Behinderung der Rotation um eine Achse der Kugel und andererseits die Verwendung von Superpartikeln (Kapitel 2.5). Aufgrund des bereits beschriebenen Nachteils der Super-Partikel bei paralleler Rechnerschaltung muss jedoch zumindest im Rahmen dieser Arbeit auf diese Option verzichtet werden.

4.3 1g- Containerversuche

4.3.1 Allgemeines

Die Bestimmung der charakteristischen Kugelparameter unter geringerem Spannungsniveau als im Triaxialversuch soll Bestandteil dieses Abschnittes sein. Die gleichgroßen Bodenkugeln werden oberhalb eines Containers generiert und unter einfacher Erdschwere in diesen eingeregnet. Für Container unterschiedlicher Geometrien werden die erforderlichen lokalen Kugelparameter für eine zutreffende numerische Abbildung von drei nicht bindigen Böden mit $\varphi = 30^\circ$, $\varphi = 35^\circ$ und $\varphi = 40^\circ$ sowie einem Porenanteil von jeweils $n = 0,400$ angegeben. In Abhängigkeit vom Kugeldurchmesser werden für unterschiedliche Containergeometrien (kubische und prismatische) die erforderlichen Seitenlängen so bestimmt, dass die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse sichergestellt ist (siehe auch Kapitel 3.3.4). Kugeldurchmesser von 0,2 cm, 2 cm, 10 cm und 20 cm finden Verwendung, so dass sowohl kleinmaßstäbliche Modellmaßstäbe als auch reale Bausituationen simuliert werden können. Die Normalsteifigkeit der Kugeln wird so gewählt, dass eine Überschneidung von maximal 2,5 % auftritt.

Die kubischen Container haben Seitenlängen vom 15- bis 25-fachen des Kugeldurchmessers, woraus sich Abmessungen von 0,03 m bis 5,00 m ergeben. Der prismatische Container mit einer Stirnwandtiefe vom 15-fachen des Kugeldurchmessers ist in der Höhe und Breite auf den 25- bis 30-fachen Kugeldurchmesser ausgelegt. Die Kugelanzahl beträgt bei den kubischen Containern 3900 bis 19.500 Kugeln, bei den prismatischen Containern 10.500 bis 17.200 Kugeln. Das Anwendungsgebiet der kubischen Container liegt eher bei radialsymmetrischen räumlichen Simulationen (z.B. Untersuchung von einzeln stehenden Pfählen), während die prismatischen Container für großflächige ebene und räumliche Situationen (z.B. Wände, Flachgründungen) bevorzugt geeignet sind.

4.3.2 Kubische Container

4.3.2.1 $\varphi = 30^\circ$, $V_{KW} = 15$

4.3.2.1.1 Einregnen – Erzielen von $n = 0,400$

Zur Erzielung eines Porenanteils von $n = 0,400$ bei der hier vorausgesetzten Kantenabmessung des Containers vom 15-fachen des Kugeldurchmessers, müssen zuerst die Kugelparameter für den Einregnungsvorgang ermittelt werden. Der Reibungsbeiwert der Kugeloberfläche beim Einregnen wird zu ($\mu_{\text{Einr}} =$) Reib_Einr = 0,2 gesetzt. Die Normalsteifigkeit k_n ergibt sich rechnerisch in Abhängigkeit vom Containervolumen und der Kugelgröße aus Gleichung 3.6 und ist in Abbildung 4-14 eingetragen sowie in Gleichung 4.1 dargestellt.

$$k_n = \frac{(15 \cdot b_d)^3 \cdot 26,5 \cdot (1 - 0,4)}{0,025 \cdot b_d} = 2.146.500 \cdot b_d^2 \quad (4.1)$$

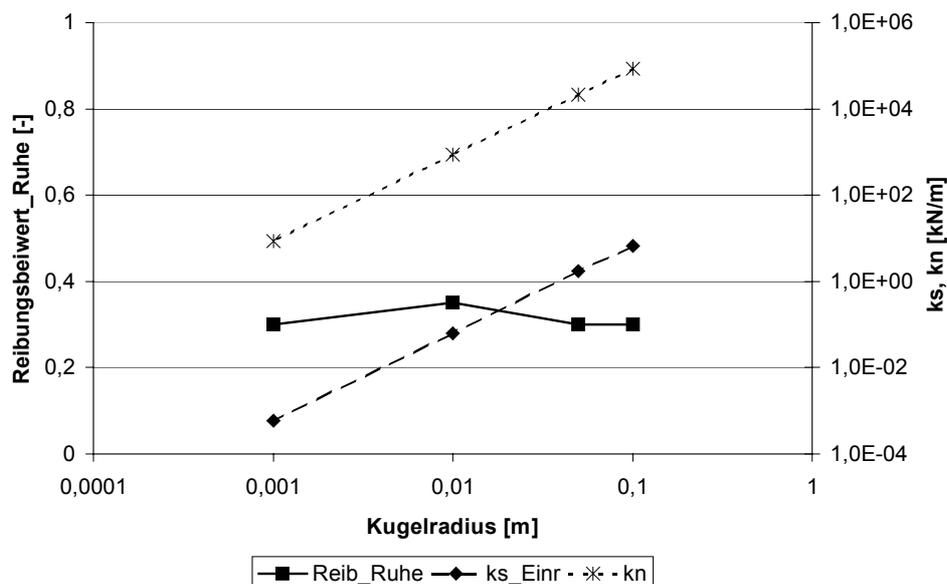


Abbildung 4-14: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit

Die zur Erzielung eines Porenanteils von $n = 0,400$ erforderliche Schersteifigkeit der Kugeln beim Einregnen k_{s_Einr} verläuft bei logarithmischer Auftragung der Steifigkeit als Funktion des Kugelradius b_r (Abbildung 4-14) linear. Diese Abhängigkeit kann unter Einbeziehung des Kugelradius durch die nicht dimensionsreine Gleichung 4.2 bestimmt werden.

$$k_{s_Einr} [\text{kN/m}] = 715,18 b_r [\text{m}]^{2,0259} \quad (4.2)$$

4.3.2.1.2 Kugelparameter für den Ruhedruck bei $\varphi = 30^\circ$

Der Reibungsbeiwert μ zwischen den Kugeln ist nun so zu wählen, dass der Kugelhaufen auf eine im Container befindliche Wand oder auf eine Begrenzungswand des Containers eine Kraft in Größe des Erdruhedrucks eines rolligen Bodens mit $\varphi = 30^\circ$ erreicht. Die Normalsteifigkeit wird gemäß Kapitel 4.3.2.1.1 festgelegt und die Schersteifigkeit schon hier – wie dann unter Kapitel 4.3.2.1.3 beschrieben – so bestimmt, dass der aktive Grenzzustand bei einer Wandbewegung von 1 ‰ der Wandhöhe erreicht wird (siehe Abbildung 4-15). Mit diesen Parametern bildet der Reibungsbeiwert $0,30 \leq \mu_{\text{Ruhe}} (= \text{Reib_Ruhe}) \leq 0,35$ den Ruhedruck eines Bodens mit $\varphi = 30^\circ$ und $n = 0,400$ hinreichend gut ab (Abbildung 4-14).

Wird die Normalsteifigkeit so gewählt, dass das Überschneidungsmaß bei allen Kugeldurchmessern gleich ist und sind die Containerabmessungen das gleiche Vielfache des Kugeldurchmessers, ist auch ein etwa gleicher Reibungsbeiwert zur Erzeugung eines gleichen Ruhedruckbeiwertes zu erwarten, wie es die Abbildung 4-14 ausweist.

Aufgrund stochastischer Effekte sind bei einer Kugelgröße von 1 cm Radius leicht erhöhte Reibungsbeiwerte erforderlich. Wie in den Ausführungen in Kapitel 3.3 bereits beschrieben, tritt zwar bei gleichem Reibungsbeiwert an der linken sowie rechten Stirnwand ein etwas unterschiedlicher Ruhedruck auf, der jedoch nur ein $\Delta\varphi$ von weniger als $0,5^\circ$ von dem angestrebten Wert $\varphi = 30^\circ$ bewirkt.

4.3.2.1.3 Kugelparameter für den aktiven Grenzzustand bei $\varphi = 30^\circ$

Zur Bestimmung der erforderlichen Bodenkugelparameter im aktiven Zustand werden numerisch simulierte Triaxialversuche sowie numerisch simulierte parallele Verschiebungen einer starren Wand des mit Kugeln gefüllten Containers durchgeführt. Mit Hilfe der Berechnungen zur parallelen Wandverschiebung wird die Schersteifigkeit der Bodenkugeln so eingestellt, dass nach einer Verschiebung der Stirnwand von 1 ‰ der aktive Grenzzustand erreicht wird. In Abbildung 4-15 sind die so bestimmten Kugelparameter für den aktiven Grenzzustand in logarithmischer Auftragung dargestellt.

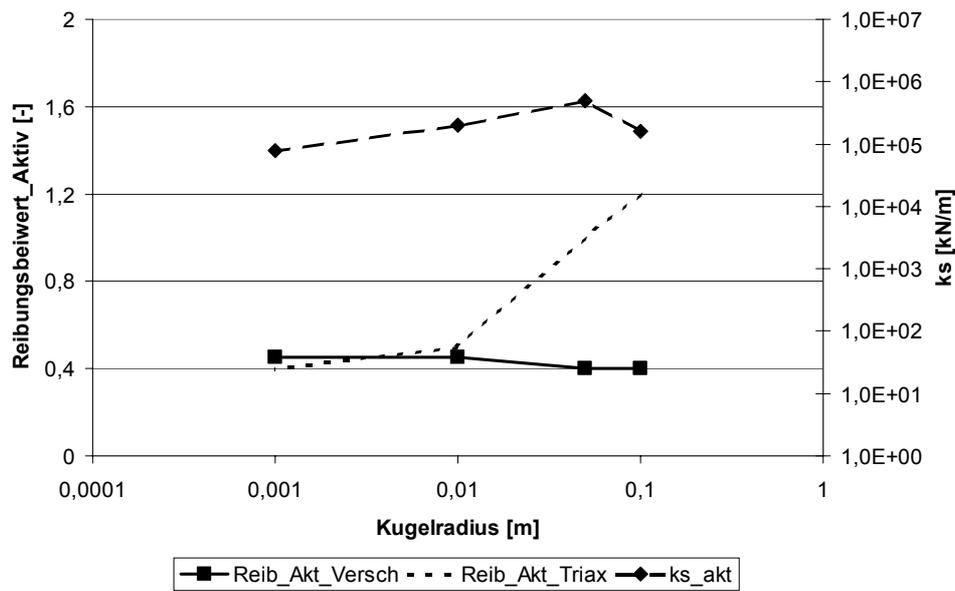


Abbildung 4-15: Schersteifigkeit und Reibungsbeiwerte (aktiver Grenzzustand)

Für das Erreichen des minimalen Erddruckes nach einer Stirnwandverschiebung von 1 ‰ der Wandhöhe ist es erforderlich, für die kleinste Kugelgröße (Kugelradius = 0,1 cm) eine Schersteifigkeit von 80.000 kN/m und für die größeren Kugeln eine Schersteifigkeit von 200.000 bis 500.000 kN/m zu wählen. Die Streubreite der Schersteifigkeit wird wohl aufgrund stochastischer Effekte zustande gekommen sein, obwohl das Verhältnis Kugelanzahl pro Wandlänge eine geringe Bandbreite vermuten lassen würde.

Ebenfalls anhand der parallelen Wandverschiebung werden die erforderlichen Reibungsbeiwerte der Kugeloberflächen $\mu_{\text{akt_versch}}$ (= Reib_Akt_Versch) von 0,45 bei den kleineren Kugeln (Kugelradius = 0,1 cm und 1 cm) und 0,40 bei den größeren Kugeln (Kugelradius = 5 cm und 10 cm) bestimmt (Abbildung 4-15). Die maximale Abweichung des Reibungswinkels des Bodenmodells von den einzustellenden 30° liegt bei Verwendung der angegebenen Parameter bei $0,5^\circ$. Die nahezu identischen Werte sind wie zuvor erläutert erklärbar.

4.3.2.1.4 Vergleich mit Triaxialversuchen und Diskussion

Der Reibungsbeiwert für die Kugeloberfläche wurde auch mit numerisch simulierten Triaxialversuchen so bestimmt, dass der Kugelhaufen einen Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ aufweist. Die Abmessungen des Triaxialkörpers betragen 10 Kugeldurchmesser in der Breite, wobei die Höhe doppelt so groß war. Der Zelldruck wurde immer mit 100 kPa vorgegeben. Für die Kugeln mit 20 cm Durchmesser ergibt sich eine numerische Triaxialprobe von 2,0 m x 2,0 m x 4,0 m. Derartige Probengrößen sind im bodenmechanischen Labor nicht zu finden, wenn sie auch nach DIN 18137 (1990) nicht ausgeschlossen sind.

Gemäß Ergebnisdarstellung in Abbildung 4-15 stimmt der zur Simulation eines Bodens mit $\varphi = 30^\circ$ im Triaxialversuch erforderliche Reibungsbeiwert bis zu einem Kugeldurchmesser von 1,0 cm mit demjenigen überein, der bei einer Parallelbewegung einer Wand einen aktiven Erddruckbeiwert von $k_{ah} = \tan^2(45^\circ + 30^\circ / 2) = 0,333$ erzeugt. Die numerische Triaxialprobe entspricht in ihren Abmessungen auch denen einer realen Laborprobe (\varnothing 10 cm, Höhe 20 cm). Für größere Kugeldurchmesser steigt der Reibungswinkel aus dem Triaxialkörper erheblich an ($\mu = 1,2$ bei $b_r = 10$ cm) (Abbildung 4-15). Dies kann mit dem mittleren Spannungsniveau zu tun haben, das bei den numerisch simulierten Triaxialversuchen infolge $\sigma_{2,3} = 100$ kPa immer gleich ist. Bei gleichem Spannungsniveau ist der „Verzahnungswiderstand“ bei kleineren Kugeln vielleicht größer als bei großen und größere Kugeln sind steifer (k_n Abbildung 4-14) bei gleichem Spannungsniveau, so dass zum Erreichen einer Scherfestigkeit – ausgedrückt durch φ – bei kleineren Kugeln eine kleinere Oberflächenreibung als bei großen erforderlich ist.

Wegen der unterschiedlich hohen Container unter einfacher Erdschwere beträgt die mittlere vertikale Spannung bei Verwendung der kleinsten Kugel ($b_d = 0,2$ cm)

$$\sigma_{z,mittel} = \gamma_s \cdot (1 - n) \cdot z = 26,5 \cdot (1 - 0,4) \cdot (15 / 2) \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 0,24 \text{ kPa}$$

und entsprechend für die größte Kugel ($b_d = 20$ cm)

$$\sigma_{z,mittel} = 24 \text{ kPa,}$$

so dass die „Ähnlichkeit“ von Kugeldurchmesser, Containergröße und Spannungsniveau einen einheitlichen Wert für den Reibungsbeiwert erfordert, um einen Boden mit $\varphi = 30^\circ$ zu simulieren.

Das unterschiedliche Verhalten des Bodenmodells im Triaxialversuch und in einem Container unter einfacher Erdschwere spiegelt das Verhalten von realen Böden gut wider. Von Kremer (1998) wurde für den Modellboden entsprechend Kapitel 4.2.1 unter einfacher Erdschwere in einem kleinmaßstäblichen Modellversuch (Kapitel 6) ein Reibungswinkel von $\varphi \approx 55^\circ$ bestimmt, während Herten (1999) für den gleichen Boden im Triaxialversuch auf $\varphi \approx 39,5^\circ$ kommt. Dieses unterschiedliche Verhalten ist bedingt durch das verschiedene Spannungsniveau, dem die Bodenkörner in den beiden Versuchsarten ausgesetzt sind. Unter kleinen Spannungen können sich die Bodenkörner besser gegeneinander verzahnen, wohingegen sie bei großen Spannungen zum Überrollen tendieren.

Hinzu kommen die im vorherigen Kapitel dargelegten bei der DEM generell vorhandenen stochastischen Streuungen der Ergebnisse, so dass bei wiederholten Simulationen mit den angegebenen Werten leicht veränderliche Ergebnisse entstehen können. Die Größenordnung der Ergebnisse ist aber aufgrund des günstigen Verhältnisses Kugelanzahl je Wandabschnitt mit Sicherheit gut reproduzierbar. Bei Simulationen von Böden unter großer Auflast kann als Vorabschätzung für den erforderlichen Reibungsbeiwert ein Wert zwischen dem des Triaxialversuches und dem des Containerversuches in Abhängigkeit der Belastungsgröße gewählt werden. Es ist jedoch hinsichtlich der Normalsteifigkeit immer zu beachten, dass die Überschneidung im Verhältnis zur Kugelgröße klein bleibt.

4.3.2.2 $\varphi = 30^\circ$ bis 40° , $V_{KW} = 15$

Für rollige Böden mit Reibungswinkeln $\varphi = 30^\circ$, $\varphi = 35^\circ$ und $\varphi = 40^\circ$ ($n = 0,400$) wurden die charakteristischen Kugelparameter – gemäß Kapitel 4.3.2.1 – bestimmt. Deren erforderliche Werte sind in Tabelle 4-2 angegeben. Für die Erzielung des aktiven Grenzzustandes nach einer parallelen Wandverschiebung von 1 ‰ der Wandhöhe ergeben sich generell Schersteifigkeiten um $k_{s_akt} = 100.000$ kN/m. Die Schersteifigkeit kann somit als konstant angenommen werden. Es wird vermutet, dass sich deren Streubreite aufgrund der Einflüsse einzelner Kugeln ergibt, die nach unterschiedlichen Verschiebungswegen der Stirnwand den Kontakt mit den anderen Kugeln verlieren. Um diesem Einfluss zu begegnen, ist eine größere kritische Wandlänge zu verwenden oder ein Kugelhaufen mit einer Sieblinie. Die Reibungsbeiwerte der Kugeln können für die Simulation der jeweiligen spezifischen Böden ebenfalls als konstant angesehen werden.

Tabelle 4-2: Kugelparameter, $V_{KW} = 15$

φ [°]	μ_{Ruhe} [-]	μ_{akt_Versch} [-]	k_{s_akt} [kN/m]
30	0,30 – 0,35	0,40 – 0,45	$8 \cdot 10^4 - 5 \cdot 10^5$
35	0,60 – 0,70	0,90 – 1,10	$8 \cdot 10^4 - 1,6 \cdot 10^5$
40	4,5 – 6,0	3,5 – 4,5	$8 \cdot 10^3 - 2 \cdot 10^5$

Die nicht dimensionsreinen Gleichungen 4.3 und 4.4 geben die Reibungsbeiwerte μ in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ des zu simulierenden Bodens an, wobei ein Porenanteil von $n = 0,400$ vorausgesetzt ist. Die Gleichungen können auch für vom Untersuchungsbereich abweichende Böden extrapolierend Anwendung finden.

$$\mu_{Ruhe} = 9 \cdot 10^{-5} e^{0,2659 \varphi} \quad (4.3)$$

$$\mu_{akt_Versch} = 6 \cdot 10^{-4} e^{0,2185 \varphi} \quad (4.4)$$

4.3.2.3 $\varphi = 35^\circ$, $V_{KW} = 15$ bis 25

Gemäß der Vorgehensweise in Kapitel 4.3.2.1 werden die Kugelparameter für kubische Container mit Volumen von $V_{KW} = 15$, 20 und 25 bestimmt. Aus den vorangegangenen Untersuchungen ist bekannt, dass sich bei gleicher Abhängigkeit von Kugelgröße zu Containergeometrie die gleichen lokalen Bodenkugelparameter (μ_{Ruhe} , μ_{akt_Versch} , k_{s_akt}) ergeben, so dass für die Untersuchung in diesem Abschnitt nur eine Kugelgröße von $b_d = 2,0$ cm verwendet wird. Der Porenanteil beträgt wiederum 0,400.

In Abhängigkeit von der Containergröße, ausgedrückt durch das Verhältnis V_{KW} , ergeben die Gleichungen 4.5 bis 4.7 die erforderlichen Werte, um im Bodenmodell einen Porenanteil von

0,400 bzw. einen Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$ zu erzeugen. Die Normalsteifigkeit k_n ergibt sich gemäß der angepassten Gleichung 4.1. Die zugehörigen Abbildungen befinden sich im Anhang A.

$$\text{für } n = 0,400: \quad k_{s_Einr} = 5 \cdot 10^{-5} V_{KW}^{2,6511} \quad (4.5)$$

$$\text{für } \varphi = 35^\circ: \quad \mu_{Ruhe} = 0,1263 e^{0,1099 V_{KW}} \quad (4.6)$$

$$\mu_{akt_Versch} = 0,1651 e^{0,1099 V_{KW}} \quad (4.7)$$

$$k_{s_akt} = 10.000 \text{ kN/m für } V_{KW} > 15$$

Bei ansteigenden Verhältnissen V_{KW} ist es gemäß Gleichungen 4.6 und 4.7 erforderlich den Reibungsbeiwert zu erhöhen, wenn der prozentuale Überschneidungsbereich der Kugeln konstant gehalten wird. Die Schersteifigkeit im aktiven Zustand k_{s_akt} kann mit einem Wert um 10.000 kN/m (für $V_{KW} > 15 \times d$) als konstant angenommen werden.

4.3.3 Prismatische Container

4.3.3.1 $\varphi = 30^\circ$ bis $37,5^\circ$, $V_{KW} = 15 / 25$

Der prismatische Container hat eine Tiefe (= Stirnwandbreite) von $V_{KW} = 15$, die Containerbreite und -höhe beträgt $V_{KW} = 25$. Die generelle Vorgehensweise gemäß Kapitel 4.3.2.1 findet Anwendung.

In Abhängigkeit vom Kugelradius b_r ergibt Gleichung 4.8 die erforderliche Schersteifigkeit beim Einregnen k_{s_Einr} , um im Bodenmodell einen Porenanteil von $n = 0,400$ zu erzeugen. Die Gleichungen 4.9 und 4.10 ergeben die erforderlichen Reibungsbeiwerte μ , um den Reibungswinkel φ im Bodenmodell einzustellen. Die Normalsteifigkeit k_n ergibt sich gemäß der angepassten Gleichung 4.1.

$$\text{für } n = 0,400: \quad k_{s_Einr} = 1505,9 b_r^{1,9737} \quad (4.8)$$

$$\text{für } \varphi: \quad \mu_{Ruhe} = 1 \cdot 10^{-5} e^{0,3409 \varphi} \quad (4.9)$$

$$\mu_{akt_Versch} = 3 \cdot 10^{-5} e^{0,3154 \varphi} \quad (4.10)$$

$$k_{s_akt} = 50.000 \text{ kN/m}$$

Größere Reibungsbeiwerte μ gehen mit größeren zu simulierenden Reibungswinkeln φ im Bodenmodell einher. Hierbei ist aber zu beachten, dass ab einem Reibungsbeiwert von etwa $\mu = 7$ keine größeren Reibungswinkel simuliert werden können (siehe auch Abbildung 4-7). Die

Schersteifigkeit im aktiven Zustand kann mit $k_{s_akt} = 50.000 \text{ kN/m}$ als konstant angenommen werden.

4.3.3.2 $\varphi = 35^\circ$, $V_{KW} = 15 / 25$ bis 30

Die prismatischen Container haben eine Tiefe (= Stirnwallbreite) von $V_{KW} = 15$, die Containerbreiten und -höhen (HB_{cw}) betragen $V_{KW} = 25$ bis 30. Die generelle Vorgehensweise gemäß Kapitel 4.3.2.1 findet Anwendung.

In Abhängigkeit von $HB_{cw} [=V_{KW}]$ ergeben die Gleichungen 4.11 bis 4.13 die erforderlichen Werte, um im Bodenmodell einen Porenanteil von $n = 0,400$ bzw. einen Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$ im Bodenmodell zu erzeugen. Die Normalsteifigkeit k_n ergibt sich gemäß der abgewandelten Gleichung 4.1.

$$\text{für } n = 0,400: \quad k_{s_Einr} = 3 \cdot 10^{-4} HB_{cw}^{1,9101} \quad (4.11)$$

$$\text{für } \varphi = 35^\circ: \quad \mu_{Ruhe} = 0,3267 e^{0,0513 HB_{cw}} \quad (4.12)$$

$$\mu_{akt_Versch} = 0,2025 e^{0,0925 HB_{cw}} \quad (4.13)$$

$$k_{s_akt} = 10.000 \text{ kN/m für } HB_{cw} > 15$$

Mit zunehmenden Containergrößen sind größere Kugelparameter zur Simulation der Eigenschaften eines identischen Bodens erforderlich. Die Schersteifigkeit der Kugeln im aktiven Zustand kann mit $k_{s_akt} = 10.000 \text{ kN/m}$ (bei $HB_{cw} > 15 \times d$) angesetzt werden.

4.3.4 Überlegungen zu 1g-Containerversuchen

Die Ergebnisse aus den 1g-Containerversuchen können für sich einzeln betrachtet, aufgrund des ausreichend großen Verhältnisses Kugeln pro kritische Wandlänge ($V_{KW} \geq 15$), als gut reproduzierbar und generell als numerisch zutreffend angesehen werden. Die Gleichungen, die über die Auftragung der Einzelversuche abgeleitet wurden, haben in den meisten Fällen einen Korrelationskoeffizienten $R^2 = 0,98$ oder höher. Einige Gleichungen haben, mit den Einzelwerten verglichen, jedoch nur Übereinstimmungen um die 90 %. Es wären somit weitere Simulationen wünschenswert, um einen genaueren Verlauf der Kurven und zutreffendere Gleichungen entwickeln zu können.

Nichtsdestoweniger ermöglichen die ermittelten Gleichungen und die untersuchten Systeme (Tabelle 4-3), die Kugelparameter für das Bodenmodell unter eigens gewählten Systemabmessungen mit geringerem Zeitaufwand bestimmen zu können. Die Untersuchungsmatrix ermöglicht neben einer Interpolation die Extrapolation auf Systeme außerhalb des Untersuchungsbereiches (Anwendungsbeispiele siehe Anhang B).

Tabelle 4-3: Abgedeckter Untersuchungsbereich (Daten vorliegend: + = ja; - = nein)

$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 35^\circ$	$\varphi = 40^\circ$	Containergröße	Containerform
+	+	+	$V_{KW} = 15$	kubisch
-	+	-	$V_{KW} = 20$	kubisch
-	+	-	$V_{KW} = 25$	kubisch
+	+	+	$V_{KW} = 15 / 25$	prismatisch
-	+	-	$V_{KW} = 15 / 30$	prismatisch

Weiterhin können die Gleichungen zur Ermittlung erster zahlenmäßiger Größen verwendet werden, um Böden mit anderen Porenanteilen, Steifigkeiten oder auch solchen mit abgestuften Kornanteilen zu simulieren.

Die Schersteifigkeiten für den aktiven Zustand variieren trotz des groß gewählten Verhältnisses Kugeln pro Wandlänge relativ stark. Ein Grund für die divergierenden Schersteifigkeiten wird sein, dass die - der verschobenen Wand nachfolgenden - Kugeln durch die anderen gleichgroßen Kugeln unterschiedlich stark gehalten werden. In Abhängigkeit der jeweiligen Kugelpositionen ergeben sich somit ungleiche Schersteifigkeiten. Unter Verwendung abgestufter Kugelgrößen können sich die Kugeln gleichmäßiger bewegen, so dass weniger stark fluktuierende Schersteifigkeiten erwartet werden können. Vereinfachend lässt sich dennoch festhalten, dass für Containervolumen von $V_{KW} = 15$ die Schersteifigkeit höher gewählt werden muss ($k_{s_akt} = 100.000 \text{ kN/m}$) als für Container größeren Volumens ($k_{s_akt} = 10.000 \text{ kN/m}$).

Da sich für unterschiedliche Containergeometrien abweichende notwendige lokale Bodenkugelparameter ergeben, müssen für die numerische Abbildung einer abgestuften Kornverteilungskurve die an einkörnigen Böden ermittelten Kugelparameter den äquivalenten Kornanteilen zugewiesen werden (siehe Anhang B).

Durch die Verschachtelung von Containern können Systeme mit großen Kugeln im Fernbereich und kleinen Kugeln im Nahbereich eines Bauteils simuliert werden (Abbildung 4-16). Das Bauteil wird somit im Nahbereich mit einer ausreichend großen Anzahl an Kugeln belastet, wohingegen durch die größeren Kugeln im Fernbereich räumliche Effekte erfasst werden können. Ein prismatischer Container mit den Dimensionen $V_{KW} = 15 / 30$ und Kugeln mit einem Durchmesser von 10 cm simuliert ein 3,0 m hohes sowie breites und 1,50 m tiefes System. Im Nahbereich bietet es sich an, die Kugelparameter des kubischen Containers $V_{KW} = 25$ zu verwenden. Aufgrund der Tiefe des Containers resultieren 6 cm große Kugeln. Diese Vorgehensweise ermöglicht eine hinreichend genaue Ermittlung der Spannungen, Schnittgrößen und Kraftverläufe im Bauteil und im Boden bei gleichzeitiger Minimierung der Kugelanzahl im System.

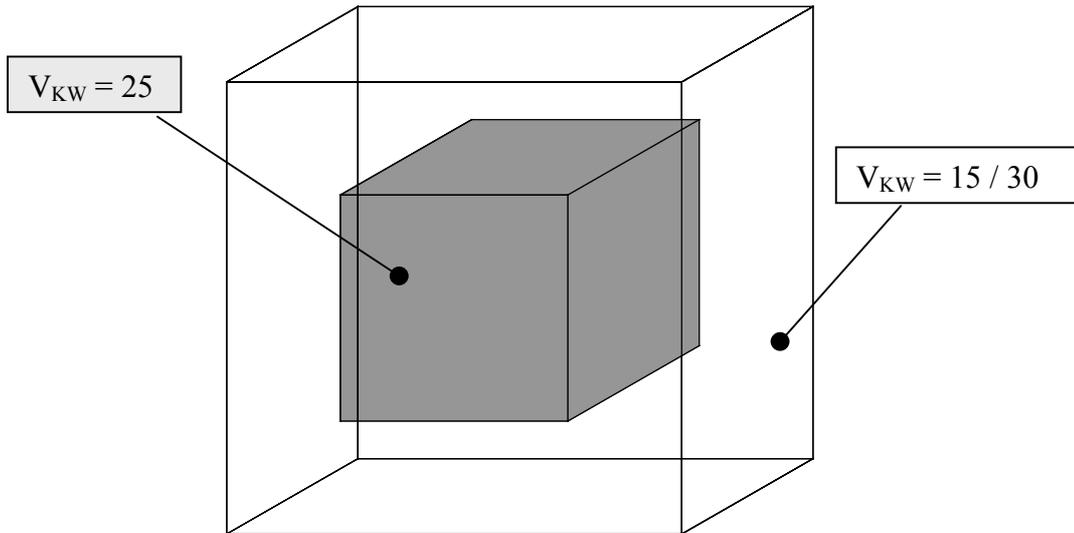


Abbildung 4-16: Verschachtelung von Containern

5 Numerische Simulation der Bodenabgrabung vor Spundwandbauwerken

5.1 Generelles Vorgehen

Zur wirklichkeitsnahen Simulation des Bodenaushubs vor Spundwänden wird zuerst eine numerisch simulierte Spundwand, bestehend aus deterministisch und mittels Parallelbindungen gekoppelten Kugeln, hergestellt und deren Verhalten dem einer realen Spundwand angepasst. Die Kugelparameter des die Spundwand umgebenden numerischen Bodenmodells, simuliert durch stochastisch generierte Bodenkugeln, werden den realen Bodeneigenschaften entsprechend eingestellt. Die Bodenkugeln werden nach Positionierung der Spundwand in einem Container eingeregnet. Die Dimensionen des verwendeten Containers müssen die ungehinderte Entwicklung von Gleitfugen vor und hinter der Spundwand zulassen. Aufgrund der Verwendung der dreidimensionalen PFM muss zusätzlich die Tiefe des Systems Beachtung finden.

Die Abmessungen des Containers werden so gewählt, dass hinter der Spundwand eine aktive Gleitfuge unter 45° und vor der Wand eine passive Gleitfläche unter $21,8^\circ$ bei der halben Wandhöhe (\approx Grenzeinbindetiefe der eingespannten, nicht gestützten Spundwand) auftreten kann. Unterhalb des Spundwandfußes verbleibt ein Bodenbereich vom 0,4-fachen der Spundwandhöhe. Die Seitenwände des begrenzenden Containers werden entsprechend der Simulation eines ebenen Verformungszustandes reibungsfrei belassen, während den anderen begrenzenden Wänden die gleichen Parameter zugewiesen werden wie den Bodenkugeln. Durch die Wahl dieser äußeren Randbedingungen sind keine nennenswerten „störenden“ Einflüsse auf die Versuchsergebnisse zu erwarten.

Die konkreten Abmessungen des Containers sind: Höhe / Breite / Tiefe = 10,78 m / 16,95 m / 0,70 m; die Abmessungen der Spundwand sind: Höhe / Tiefe = 7,70 m / 0,60 m. Die Bodenkugeln besitzen einen Radius von 10 cm. Durch die Verwendung einer größeren Tiefe des Containers als die der Spundwand kann diese sich ungehindert bewegen.

Bezogen auf die Untersuchungen in Abschnitt 3 ist insbesondere die Containertiefe T für einen prismatischen Container zu klein gewählt, um gut reproduzierbare Berechnungsergebnisse zu erhalten. Die Containertiefe wurde mit $0,70 \text{ m} = 3,5$ Kugeldurchmesser mit Rücksicht auf die Begrenzung der Rechenzeit gewählt. Ca. 20.000 Bodenkugeln werden zur Füllung des Containers benötigt. Diese Anzahl mag als nicht sehr groß angesehen werden; beachtet man jedoch das Systemverhalten (inkrementelle Zunahme der Durchbiegung der Spundwand mit inkrementeller Zunahme der Belastung durch nachfallende Bodenkugeln, siehe auch Abbildung 5-7), so führt eine größere Kugelanzahl zu unzumutbar langen Rechenzeiten. Für die Simulation des Bodenaushubs vor einer nicht gestützten Spundwand beträgt die Rechen-

zeit unter Verwendung von drei parallel geschalteten P IV – Rechnern (2,4 – 2,7 GHz) etwa 12 Wochen.

Nach dem Füllen des Containers mit Bodenkugeln werden anschließend - für den jeweiligen Simulationsschritt - die Erdruchdruckparameter sowie die Parameter für den Grenzzustand zugewiesen. Dann wird der Boden vor der Spundwand in definierten Aushubschritten bis zum Grenzzustand bzw. über diesen hinausgehend entfernt. Jeder Simulationsschritt erfolgt nach dem vorherigen Erreichen eines Gleichgewichtszustandes.

5.2 Ermittlung der Spundwandparameter und Abfrage von inneren und äußeren Kräften

5.2.1 Abbildung der Spundwand

Als Prototyp - Spundwand wird eine Stahlspundwand Larssen 601 ($W_y = 745 \text{ cm}^3/\text{m}$, $I_y = 11520 \text{ cm}^4/\text{m}$, $A = 98 \text{ cm}^2/\text{m}$, $G = 77 \text{ kg}/\text{m}^2$) gewählt. Die Spundwand wird numerisch durch deterministisch über die Höhe und Breite angeordnete und mittels Parallelbindungen gekoppelte Kugeln simuliert. Die Spundwandkugeln haben einen Radius von 5 cm und sind somit halb so groß wie die Bodenkugeln.

Die Parallelbindung zweier Kugeln kann als elastischer Stab angesehen werden. Die an den Stabenden sitzenden Kugeln leiten die Kräfte und Momente in den Stab ein. Die Eigenschaften der realen Spundwand werden über den Radius der Parallelbindung (siehe Kapitel 2.3.2) und den Abstand der benachbarten Kugeln in die geometrischen Größen dieses Stabes umgerechnet. Mit dem bekannten Trägheitsmoment I_y der realen Spundwand wird der Radius R der Parallelbindung berechnet (Gl. 2.10). Durch Anwendung der Gleichung 2.8 wird die Fläche A der Parallelbindung bestimmt.

Die Eigenschaft einer Parallelbindung wird neben dem Radius der Bindung zudem durch die Normal- und Schersteifigkeit k_n und k_s sowie durch die Normal- und Scherfestigkeit σ_F und τ_F bestimmt (siehe 2.3.2). Die Umrechnung der charakteristischen Werte der Spundwand in äquivalente Werte für die Parallelbindung geschieht für die Normalsteifigkeit k_n der Parallelbindung über den Elastizitätsmodul E_M der Spundwand und den Abstand der Mittelpunkte der beteiligten Kugeln L (vereinfacht wiedergegeben durch die Länge der Parallelbindung) wie folgt:

$$k_n = \frac{E_M}{L} \quad (5.1)$$

Die Schersteifigkeit k_s der Parallelbindung (Gleichung 5.2) berechnet sich analog zu deren Normalsteifigkeit; sie wird zudem noch mit einem Faktor (Gleichung 5.3) multipliziert. Die-

ser besteht aus dem bekannten Radius der Parallelbindung R und dem wahren Radius \tilde{R} der Parallelbindung, der sich aus dem halben Abstand der Mittelpunkte der beteiligten Kugeln (= $L/2$) ergibt.

$$k_s = \frac{E_M}{L} \cdot \frac{3 \cdot \psi}{4} \quad (5.2)$$

$$\psi = \frac{R}{\tilde{R}} \quad (5.3)$$

Das Verhältnis k_n / k_s entspricht der Poissonzahl ν , d.h. dem Verhältnis der Lastanteile, welche in Normalen- und Scherrichtung abgetragen werden. Dieses Verhältnis kann einen Einfluss auf das Versagensverhalten des Bauteils und des gesamten Systems ausüben. Für die Stahlspundwand, wird für die Schersteifigkeit mit dem Schubmodul für Stahl gerechnet, was die Poissonzahl impliziert und daher die Spundwand realitätskonform abbildet.

Die Normal- und Scherfestigkeit σ_F und τ_F werden direkt in den Programmcode eingegeben und bestimmen bei welchen inneren Spannungen, entsprechend Gl. 2.15 und 2.16, die Parallelbindung zerbricht. Demzufolge gibt es eine direkte Beziehung zwischen der Festigkeit der Parallelbindung und der Materialfestigkeit. Durch eine Vorabschätzung der zu erwartenden Belastungen können die Festigkeiten großemäßig so gewählt werden, dass die Parallelbindungen nicht zerbrechen und die Rechenzeit wirtschaftlich bleibt.

Den Spundwandkugeln sind ebenfalls die Eigenschaften der Spundwand Larssen 601 zuzuweisen. Dies ist einerseits das Gewicht der Spundwand, andererseits die Normalsteifigkeit, Schersteifigkeit und der Reibungsbeiwert der Kugeloberfläche. Das Gewicht jeder Spundwandkugel wird durch eine anteilige Zuweisung des Gesamtgewichtes der realen Spundwand berechnet. Die Normalsteifigkeit der Spundwandkugeln ergibt sich anteilig aus dem Elastizitätsmodul der Stahlspundwand multipliziert mit der Fläche der Parallelbindung. Im Kontaktpunkt ergibt sich somit die Normalsteifigkeit der realen Spundwand. Die Schersteifigkeit der Spundwandkugeln wird auf die selbe Art ermittelt. Der Reibungsbeiwert der Spundwandkugeln wird auf die Hälfte des Reibungsbeiwertes der Bodenkugeln gesetzt, so dass ein Erd-druckneigungswinkel von $\delta = \frac{1}{2} \varphi$ resultiert.

5.2.2 Ermittlung der Schnittgrößen

Für jeden Aushubzustand werden die Schnittgrößen (Biegemoment, Querkraft und Biegelinie) der Spundwand sowie die Erddruckspannungen unmittelbar vor und hinter der Wand ermittelt. Eine direkte Abfrage dieser Größen ist programmintern nicht möglich, so dass mittels von Detektoren die Position jeder Kugel und die der Nachbarkugeln sowie deren Kontakte ermittelt werden müssen. Die Ermittlung der Biegelinie geschieht über die geometrische Position der Wandkugeln in x- und z- Richtung. Die Biegemomente und Querkräfte werden über

die Abfrage der Momente in y - Richtung und der Scherkräfte in x - Richtung in den einzelnen Parallelbindungen bestimmt. Hierfür muss an jeder Wandkugel ermittelt werden, ob ein Kontakt zu einer Nachbarkugel besteht und ob dieser eine Parallelbindung besitzt. Das Schema der Kontakttermittlung ist in Abbildung 5-1 dargestellt.

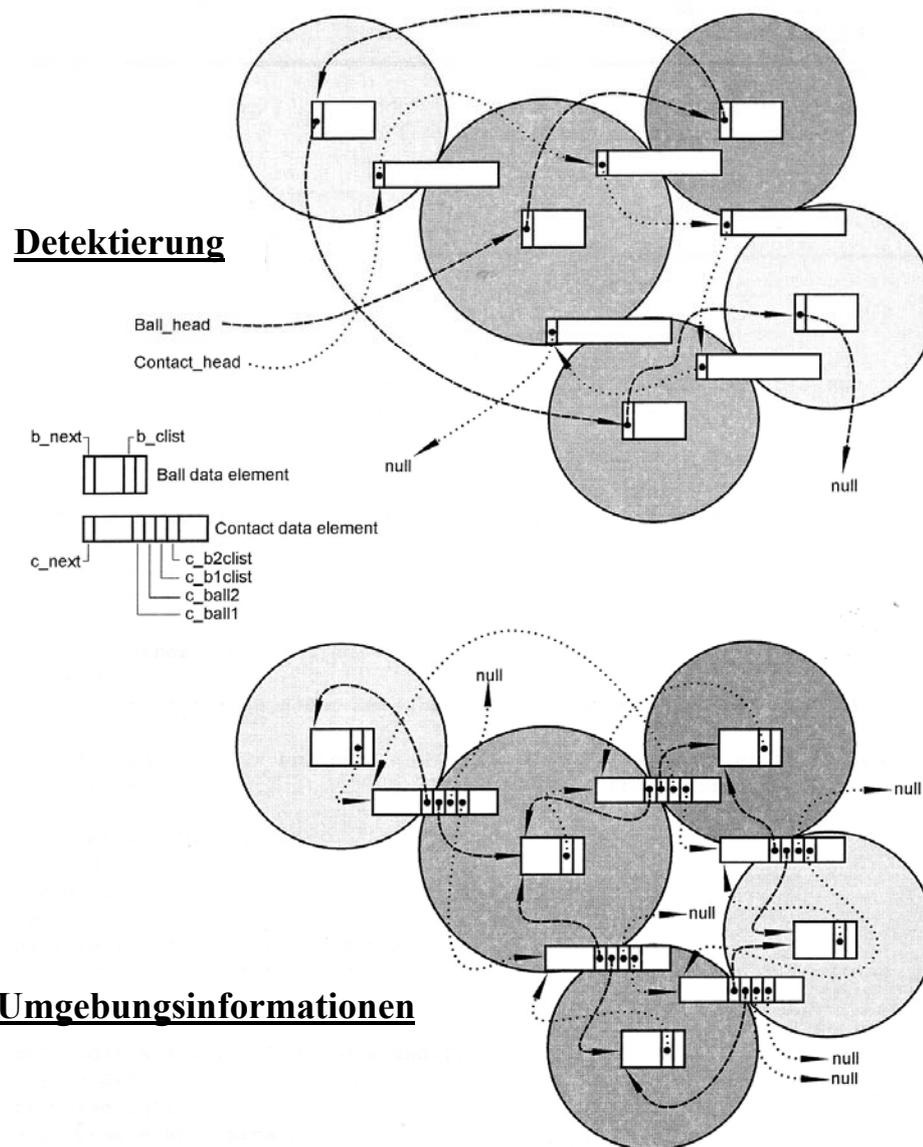


Abbildung 5-1: Ermittlung von Nachbarkugeln und Kontaktpunkten (PFC3^D (1999))

Der obere Teil der Abbildung 5-1 beschreibt den Vorgang des Absuchens aller im System befindlichen Kugeln mittels des Befehls `ball_head`, sowie aller im System ausgebildeten Kontakte mittels des Befehls `contact_head`. Da bei der Spundwandsimulation die Wandkugeln deterministisch angeordnet sind, kennt man deren Positionen und Identifikationsnummern, so dass auf die Suche der Kugeln verzichtet werden kann und nur die Kontakte systematisch über die Wandbreite und Wandhöhe abgesucht werden. Der Befehl `ball_head` findet aber bei-

spielsweise Anwendung bei der Ermittlung des Porenanteils, wie in Kapitel 3.2, wofür alle Bodenkugeln und deren Volumen erfasst werden müssen.

Der untere Teil der Abbildung 5-1 stellt den Vorgang der Abfrage der Umgebungsinformationen der Kugeln und Kontakte dar. Für die Abfrage der Schnittgrößen in der Spundwand werden die Kontakte (Parallelbindungen) selber abgefragt und deren Informationen (Biegemoment und Querkraft) an die an der Parallelbindung beteiligten Kugeln `c_ball1` und `c_ball2` je zur Hälfte zugewiesen. Da im Fall der Spundwand jede Kugel einmal `ball1` und `ball2` ist, erhält sie somit am Ende den ganzen Schnittgrößenwert. Die Befehle `c_b1clist` und `c_b2clist` ermitteln die Adresse des nächsten Kontaktes an Kugel 1 bzw. Kugel 2.

Auf der Grundlage der dargelegten Abfragemöglichkeiten der Kugel- und Parallelbindungsinformationen basiert ein eigens entwickelter Messalgorithmus, der die Bestimmung des Biegemomentenverlaufes und Querkraftverlaufes über die Wandhöhe und Wandbreite ermöglicht.

5.2.3 Eichen der Spundwand

Der simulierte Abschnitt der Spundwand Larsen 601 wird einer statischen Gleichstreckenlast von 10 kN/m^2 ausgesetzt. Die Spundwand ist hierbei am Fuß zweiwertig und $1,0 \text{ m}$ unterhalb des Spundwandkopfes einwertig aufgelagert (Abbildung 5-2).

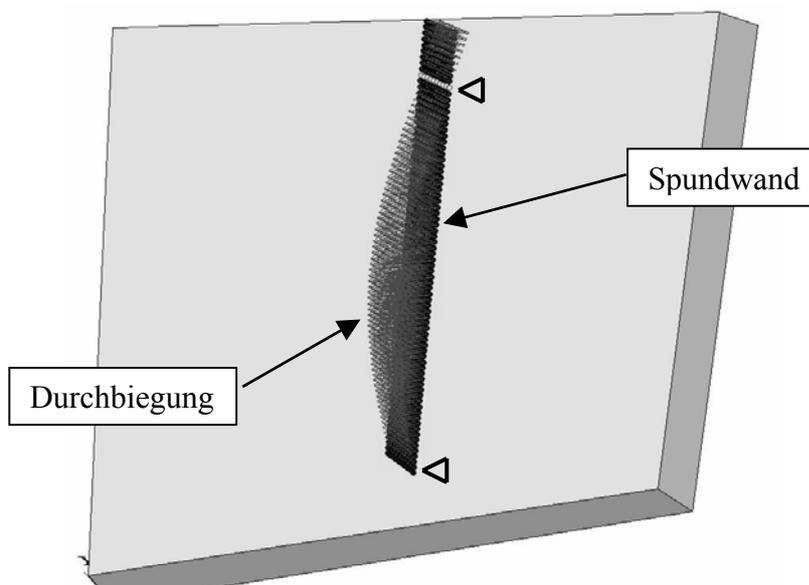


Abbildung 5-2: Eingestellte Spundwand in begrenzendem Raum

Die Vektoren der Abbildung 5-2 stellen - stark überhöht - die Biegelinie (siehe auch Abbildung 5-3) dar. Die mit dem Messalgorithmus (Kapitel 5.2.2) ermittelten Schnittgrößen sind in den folgenden Abbildungen 5-4 und 5-5 dargestellt. Die Ergebnisse aus der numerischen Si-

mulation stimmen mit denen der Stabstatik gut überein. Der absolute Fehler bei der maximalen Durchbiegung und dem maximalen Biegemoment liegt bei unter 0,5 %, bei der oberen Stützkraft (Abbildung 5-5) bei 5 %. Dieser relativ große Fehler ist dadurch bedingt, dass gegenüber der Stabstatik das Auflager nicht punktuell ausgebildet ist, sondern der Breite des Kugeldurchmessers entspricht (hier: 10 cm). Das Verhalten des numerisch simulierten Spundwandabschnittes kann folglich als realistisch angesehen werden.

Infolge des flächenartigen Auflagers ist in dessen Höhe das Biegemoment ausgerundet (Abbildung 5-4) und der Sprung im Querkraftverlauf ist an beiden Auflagern leicht geneigt (Abbildung 5-5). Das gleiche gilt für die Belastungsfigur (Abbildung 5-6).

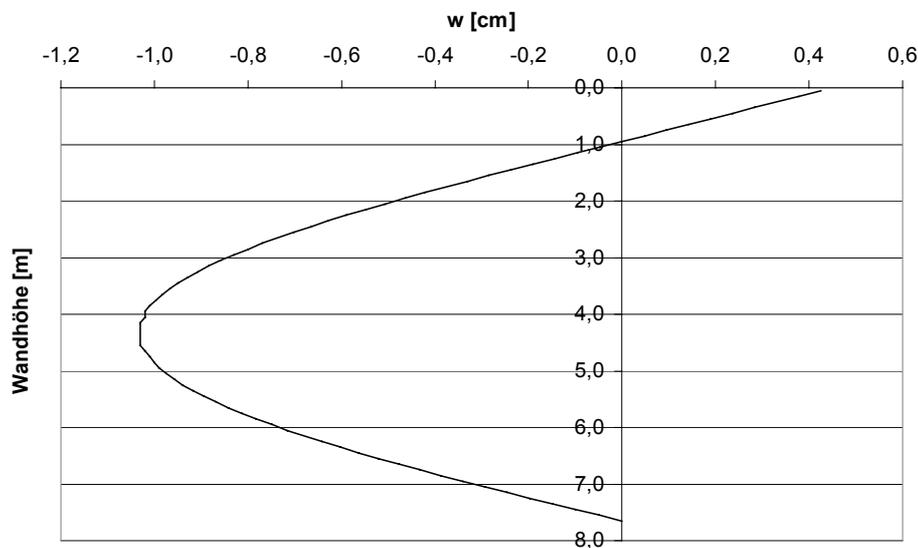


Abbildung 5-3: Biegelinie

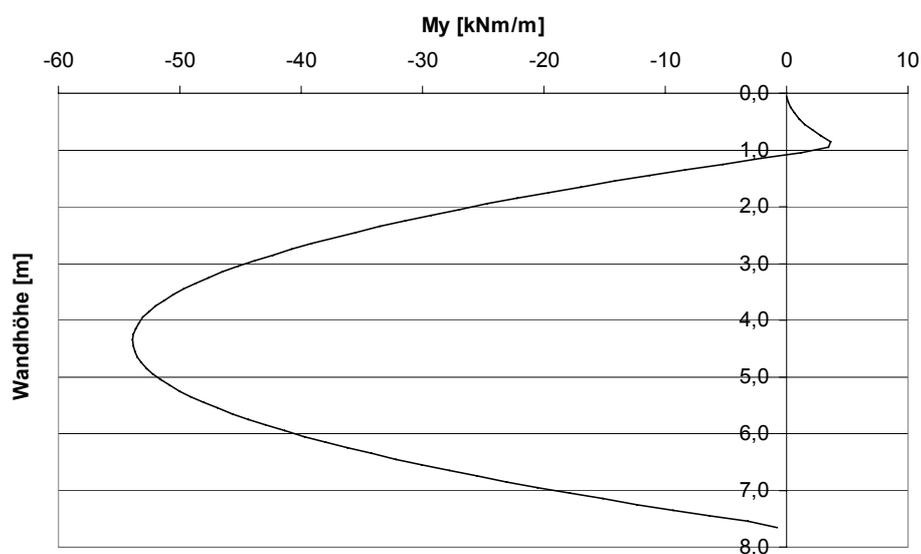


Abbildung 5-4: Biegemomentenverlauf

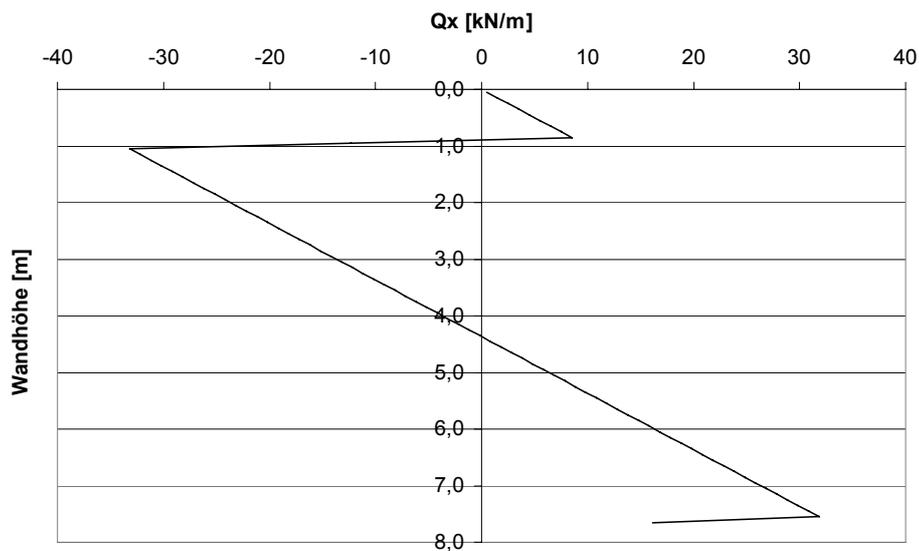


Abbildung 5-5: Querkraftverlauf

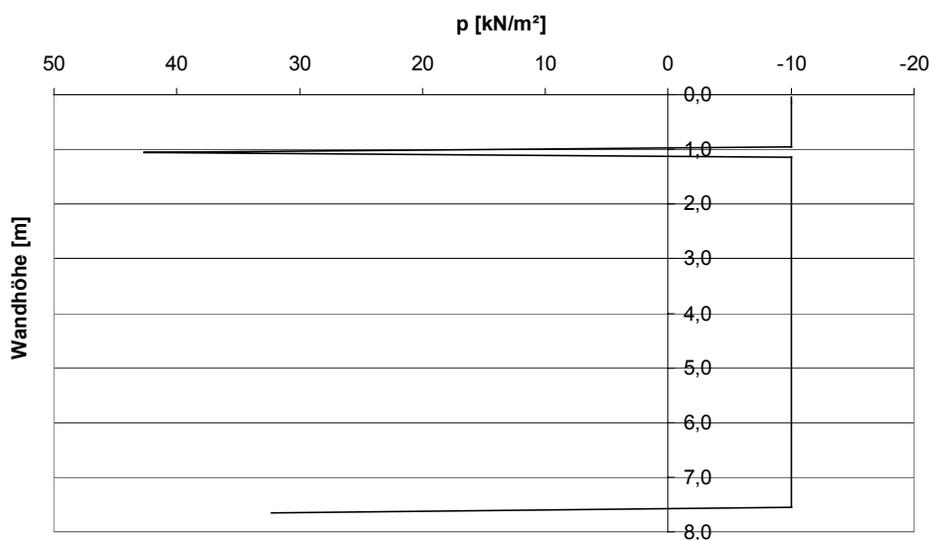


Abbildung 5-6: Belastung

Die oben dargestellten Untersuchungen wurden auch für eine im Fußbereich eingespannte Spundwand durchgeführt. Die Ergebnisse der Simulationen sind ebenfalls in guter Übereinstimmung mit Ergebnissen entsprechend der Stabstatik.

5.2.4 Ermittlung der Erddruckspannungen

Die vor und hinter der Spundwand herrschenden horizontalen Erddruckspannungen können auf zwei unterschiedliche Arten ermittelt werden:

- die innerhalb der Parallelbindung resultierenden Scherspannungen werden entsprechend

den Ausführungen in Kapitel 5.2.2 ermittelt, d.h. die Spannungen werden punktuell gemessen (siehe Abbildung 5-6). Hier erweist sich diese Methode jedoch als unbrauchbar, weil aufgrund der großen Bodenkugeln einige Wandkugeln sehr stark belastet werden und andere nahezu überhaupt nicht.

- es werden Messbereiche verwendet, die die Erddruckspannungen in einem größeren Bereich erfassen. Im Erdreich vor und hinter der Spundwand werden kugelförmige Messbereiche positioniert und über die Wandhöhe verschoben. Es wird somit ein Kontinuum von der Ausdehnung der Messbereiche betrachtet. Die innerhalb des Messbereichs wirkende mittlere Spannung $\overline{\sigma}_{ij}$ (Gleichung 5.4) wird mit Hilfe des bekannten Volumens der Kugeln V_{Kugeln} innerhalb des Messbereichs, deren geometrischer Position $x_i^{(\text{Kugel})}$ und jener ihrer Kontakte $x_i^{(\text{Kontakt})}$, der auf die Kontakte wirkenden Kräfte $F_j^{(\text{Kontakt})}$ und des Porenanteils n der Kugelansammlung im Messbereich bestimmt. Eine weitere Eingangsgröße ist der Einheitsvektor ausgehend vom Partikelschwerpunkt zu dessen Kontakt $n_{vi}^{(\text{Kugel,Kontakt})}$ (PFC3D (1999)).

$$\overline{\sigma}_{ij} = -\left(\frac{1-n}{\sum_{NKugel} V_{Kugel\ln}}\right) \cdot \sum_{NKugel} \sum_{NKontakt} |x_i^{(\text{Kontakt})} - x_i^{(\text{Kugel})}| \cdot n_{vi}^{(\text{Kugel,Kontakt})} \cdot F_j^{(\text{Kontakt})} \quad (5.4)$$

Gleichung 5.4 beinhaltet mit dem Term $(1-n)$ einen Korrekturfaktor. Bei dessen Vernachlässigung würden ausschließlich Partikel erfasst, deren Schwerpunkte sich innerhalb des Messbereiches befinden. Dies würde jedoch zu inkorrekten Ergebnissen führen, weil sich durchaus Partikel in dem Messbereich befinden können, ohne ihren Schwerpunkt in diesem zu haben. Durch den Korrekturfaktor werden diese vernachlässigten Partikel rechnerisch miterfasst. Dieses Verfahren wird bei der Auswertung der Erddruckspannungen in verschiedenen Aushubtiefen verwendet.

5.3 Abbildung des Bodens

Der Kugelhaufen im Container simuliert einen Boden mit einem inneren Reibungswinkel von $\varphi = 29^\circ$ und einem mittleren Porenanteil von $n = 0,392$, was einer Wichte $\gamma_d = 16,1 \text{ kN/m}^3$ entspricht. Das generelle Vorgehen des Einregnungsvorganges und der Bodeneichung ist in Kapitel 3.1.2 beschrieben.

Die folgenden Parameter werden den Kugeln und Containerwänden in den jeweiligen Zuständen zugewiesen:

- die Normalsteifigkeit: der Bodenkugeln $k_n = 1 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$, der Wände: $k_n = 1 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$
- für den Einregnungsvorgang: $k_{s_Einr} = 10 \text{ kN/m}$; $\mu_{Einr} = 0,4$; anschließende Verkleinerung der zuvor um 8 %o vergrößerten Kugeln um den gleichen Betrag
- für den Ruhedruckzustand: $\mu_{Ruhe} = 0,5$; $k_{s_akt} = 1 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$

- für den aktiven Zustand: $k_{s_akt} = 1 \cdot 10^5$ kN/m; $\mu_{akt} = 0,5$

Der aktive Grenzzustand wird unter den gegebenen Randbedingungen nach einer Parallelverschiebung einer Stirnwand des Containers von 1,3 ‰ der Wandhöhe erreicht.

Der Porenanteil des Kugelhaufens wird nach dem Ruhedruckzustand in Scheiben, die über die volle Tiefe und Höhe des Containers verlaufen und in Richtung der Containerbreite etwa 2 m breit sind, ermittelt. Gegenüber dem mittleren Porenanteil von $n = 0,392$ ergeben sich die in Tabelle 5-1 angegebenen Porenanteile. Die Spundwand ist bei 9,25 m eingestellt, die Schnittstellen der parallel geschalteten Rechner befinden sich bei 7 m und 12 m.

Tabelle 5-1: Streubereiche des Porenanteils n in Scheiben

0 – 2 m	2 – 4 m	4 – 6 m	6 – 7 m	7 - 9 m	9 – 11 m	10 – 12 m	12 – 14 m	14 – 16 m
$n =$ 0,3938	0,3863	0,3955	0,3960	0,3936	0,4145	0,3777	0,3919	0,3850

Lokal treten stark voneinander abweichende Porenanteile auf. Augenfällig ist hierbei ein großer Porenanteil im Bereich der eingestellten Spundwand, vermutlich bedingt durch die „Schattenbildung“ der Spundwand beim Einregnen. Durch die Wahl einer größeren Anzahl von Bodenkugeln je Wandabschnitt könnte die Schwankungsbreite vermutlich reduziert werden, was jedoch zu längeren Rechenzeiten führen würde.

5.4 Nicht gestützte, im Boden eingespannte Spundwand

5.4.1 Ergebnisse der numerischen Simulation

Vor der Spundwand wird der Boden in 1,0 m oder kleineren Schritten entfernt, nachdem den Boden- und Spundwandkugeln sowie den Containerwänden zuvor die Eigenschaften für das Einregnen, den Erdruhedruckzustand und den aktiven Zustand zugewiesen wurden. Als Kriterium für das Erreichen des Gleichgewichtszustandes in einem Aushubzustand wird eine konstant bleibende Verschiebung des Spundwandkopfes in horizontaler und vertikaler Richtung festgelegt. In Abbildung 5-7 sind die Wandkopfverschiebungen nach Erreichen des Gleichgewichtszustandes für die gekennzeichneten Aushubtiefen angegeben. Als weiterer Kontrollparameter dienen die unausgeglichene Kräfte im System. Wenn diese Kräfte gegen Null tendieren ist ein Gleichgewichtszustand der Kugeln erreicht. Wie aus Abbildung 5-8 erkennbar, verbleiben nach einer Aushubtiefe von 4,20 m die unausgeglichene Kräfte auf einem Niveau oberhalb von Null, d.h. nach 4,20 m versagt das Erdaufleger vor der Spundwand, so dass als letzter statischer Gleichgewichtszustand eine Endaushubtiefe von 4,0 m angenommen wird.

Die Spitzen der Abbildung 5-8 stellen die unausgeglichene Kräfte direkt nach Entfernen der Bodenkugeln je Aushubschritt dar.

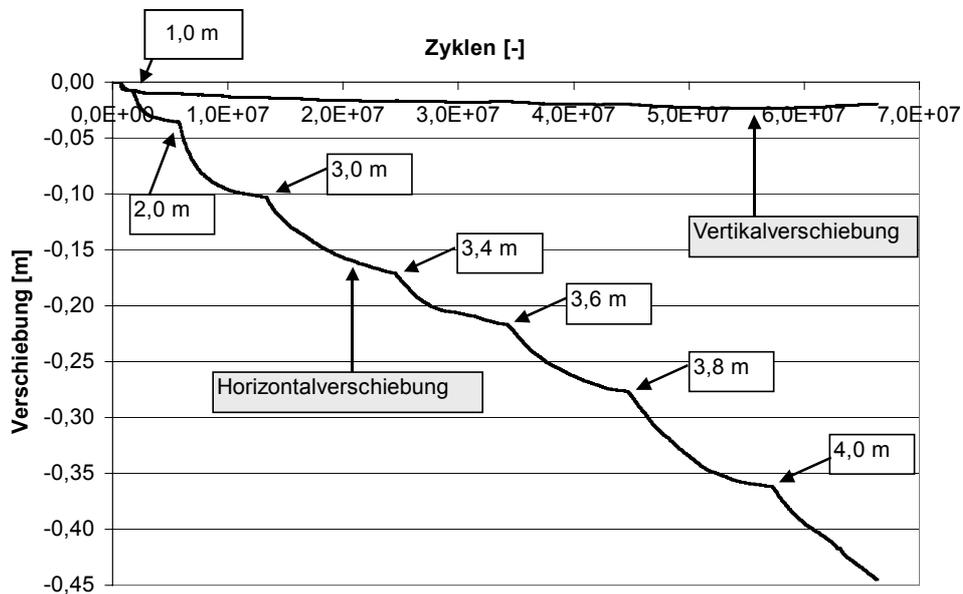


Abbildung 5-7: Verschiebung des Spundwandkopfes

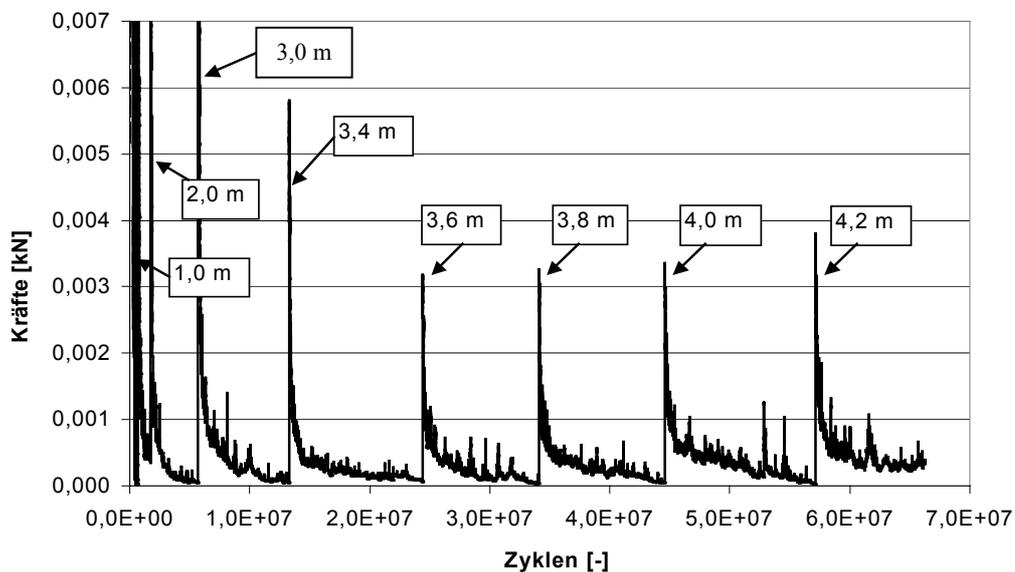


Abbildung 5-8: Unausgeglichene Kräfte im System

Anhand der Verschiebungsvektoren der einzelnen Kugeln lassen sich die aktiven und passiven Gleitkeile kenntlich machen. In gleicher Weise ist die Durchbiegung der Spundwand unmittelbar visualisierbar (Abbildung 5-9).

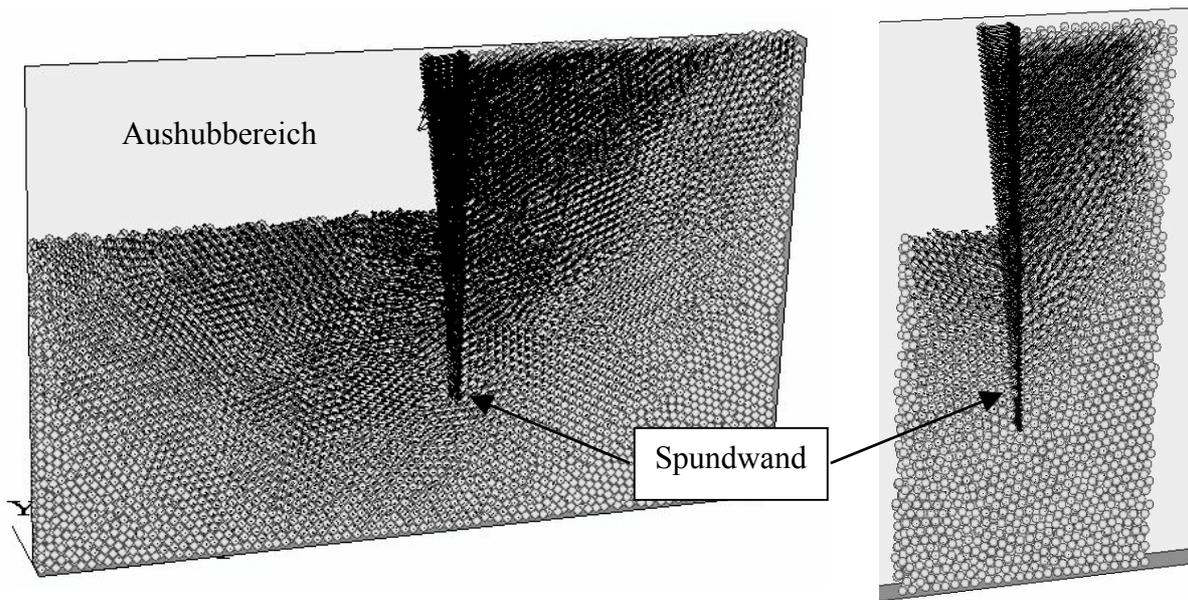


Abbildung 5-9: System im Aushubzustand 3,60 m und 4,0 m

Im linken Teil der Abbildung 5-9 ist das Gesamtsystem bei 3,60 m Aushubtiefe dargestellt, im rechten der Bereich des Systems bei 4,0 m Aushubtiefe, der vom mittleren Prozessor bei paralleler Rechnerschaltung simuliert wird.

Die Biegelinie der Spundwand in den jeweiligen Aushubzuständen ist in Abbildung 5-10 aufgetragen. Augenfällig ist die große Verschiebung des Spundwandkopfes bei 4,0 m Aushubtiefe, die zu einer deutlichen Setzung der Bodenkugeln an der Geländeoberfläche führt (Abbildung 5-9). Im Endaushubzustand von 4,0 m hat sich der Boden hinter dem Wandkopf um bis zu 27 cm gesetzt, während sich die Kugeln an der Baugrubensohle um bis zu 9 cm gehoben haben.

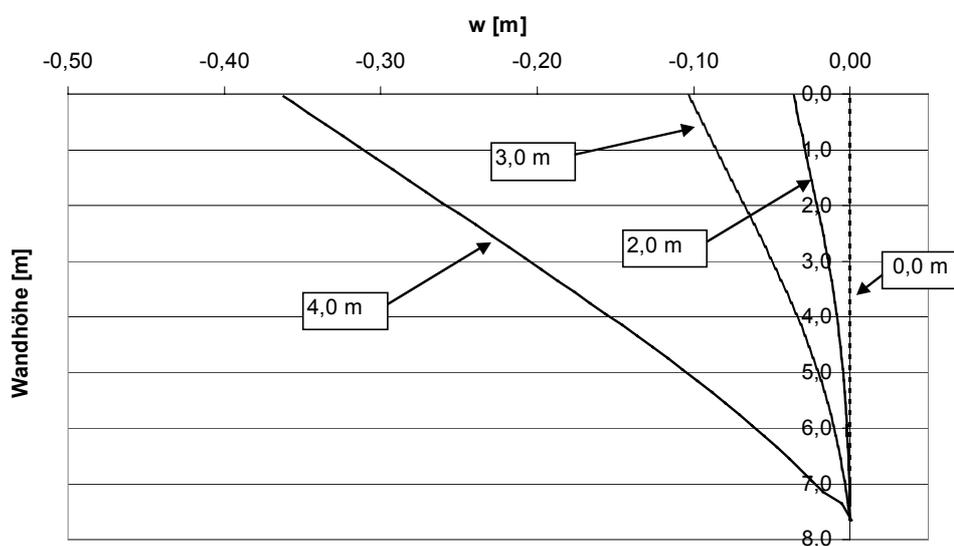


Abbildung 5-10: Biegelinie in den Aushubzuständen

Die Biegemomentenverteilung (Abbildung 5-11) zeigt bereits im Ruhedruckzustand (infolge Einregnen der Bodenkugeln) eine resultierende Belastung aus unterschiedlichem Erddruck vor und hinter der Wand. Das „Muster“ dieser Ausgangsbiegemomente setzt sich über die Aushubzustände fort, wird ständig flacher und verschwindet erst im Endaushubzustand. Der Verlauf des Biegemoments entspricht dem des Prototyps qualitativ (weiteres siehe Abschnitt 5.4.2).

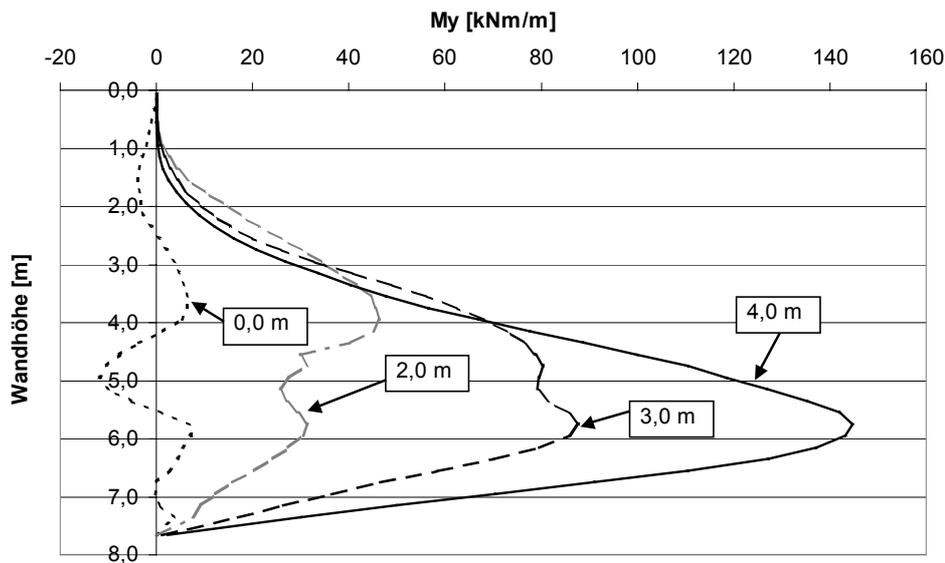


Abbildung 5-11: Biegemomentenverteilung in den Aushubzuständen

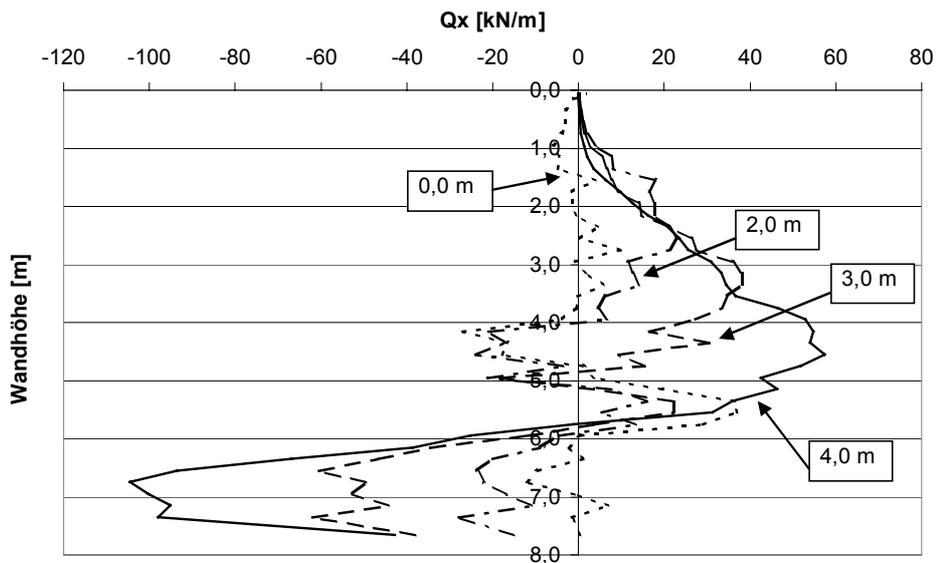


Abbildung 5-12: Querkraftverteilung in den Aushubzuständen

Auch mit dem Querkraftverlauf (Abbildung 5-12), ermittelt über die in den Parallelbindungen herrschenden Scherkräfte, ist eine Ausgangsbelastung der Wand infolge Einregnen der Bodenkugeln nachzuweisen. Die Querkraftlinie entspricht qualitativ demjenigen des Prototyps.

Die auf die Wand wirkenden belastenden und stützenden Erddruckspannungen sind in Abbildung 5-13 dargestellt. Hierfür wird die Spannung, wie beschrieben, in einem Bodenbereich vor der Wand gemessen und auf diese Weise gemittelt. Im vorliegenden Fall werden die Spannungen durch Messbereiche mit einem Radius von 0,30 m, d.h. über die gesamte Wandtiefe, gemessen.

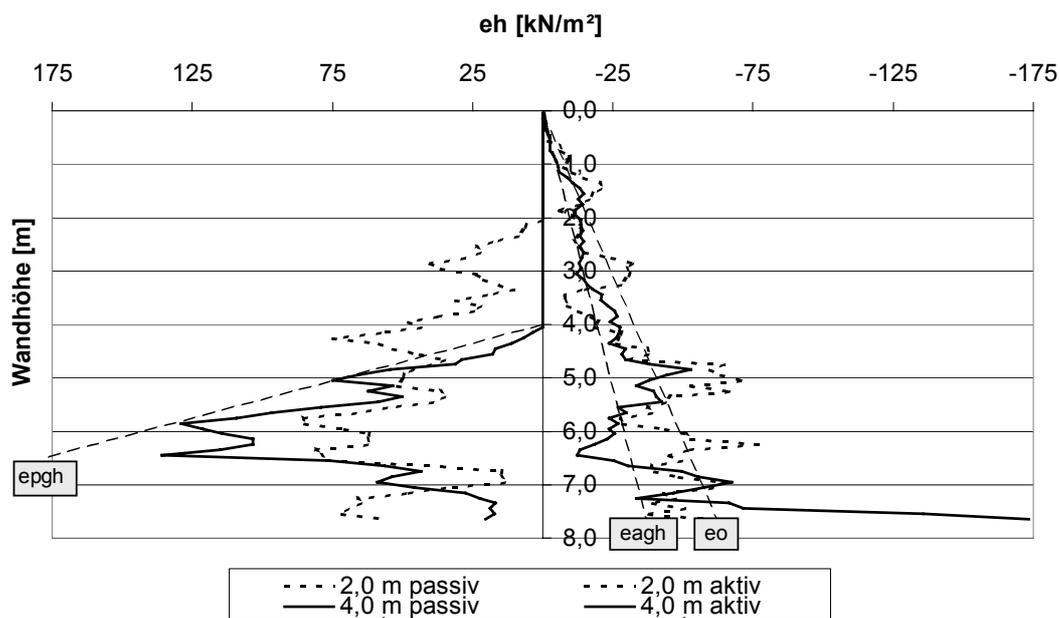
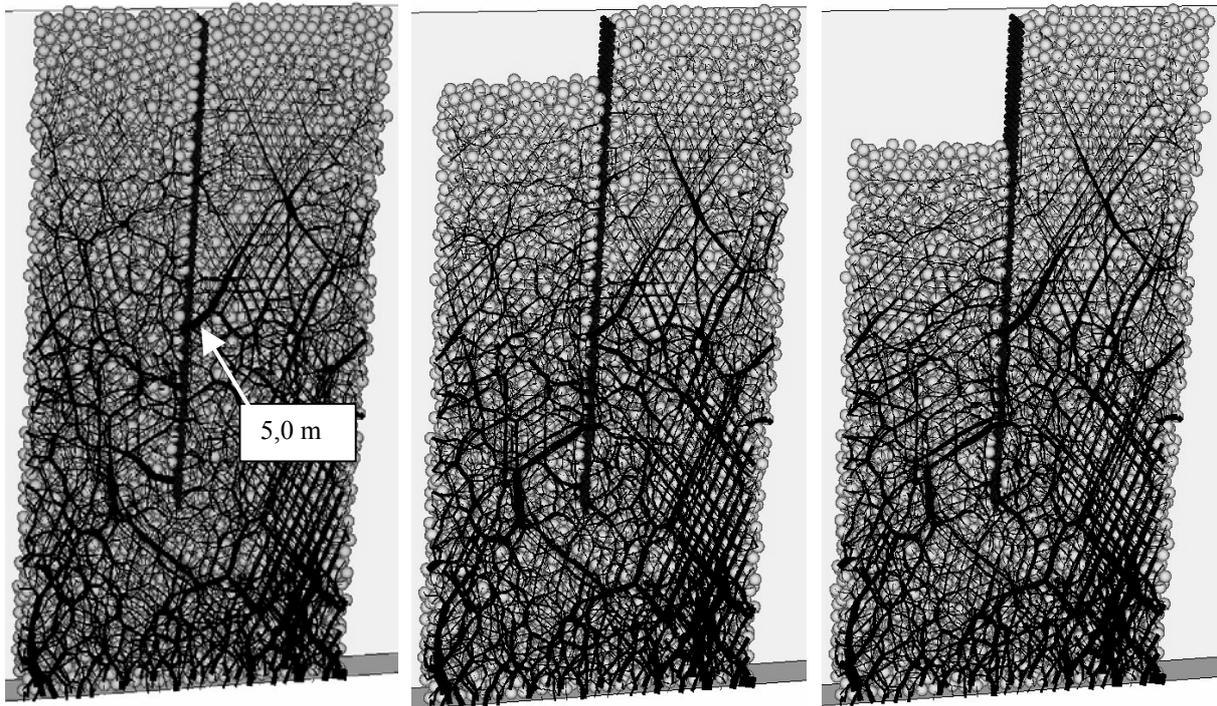


Abbildung 5-13: Erddruckspannungen in den Aushubzuständen

Mit fortschreitendem Aushub nehmen die horizontalen Erddruckspannungen auf der belasteten Seite vom Erdrudruck e_{0gh} auf den aktiven Erddruck e_{agh} ab. Der Verlauf der Erddruckspannung über die Tiefe entspricht tendenziell dem Verlauf nach Coulomb. Im Bodenbereich vor der Spundwand werden Reaktionsspannungen mobilisiert, um die Baugrubenwand im Kräftegleichgewicht zu halten. Am Spundwandfuß bildet sich mit fortschreitender Aushubtiefe eine Erddruckspannung äquivalent der Ersatzkraft nach Blum aus. Die Bodenreaktionsspannungen im Bereich vor der Spundwand nähern sich im Aushubzustand von 4,0 m der Grenzerddruckspannung e_{pgh} nach Coulomb an, ohne diese zu überschreiten.

Trotz der Vergleichmäßigung der Erddruckspannungen durch Betrachtung eines größeren Bereichs sind Spannungsspitzen und Stellen mit geringen Spannungen zu erkennen. Diese Erscheinung lässt sich anhand der Betrachtung der im Boden herrschenden Kontaktkräfte erklären (Abbildung 5-14). In einem Kugelhaufen können sich Kraftketten ausbilden, über die die einwirkenden Kräfte konzentriert weitergeleitet werden, wobei daneben Bereiche liegen,

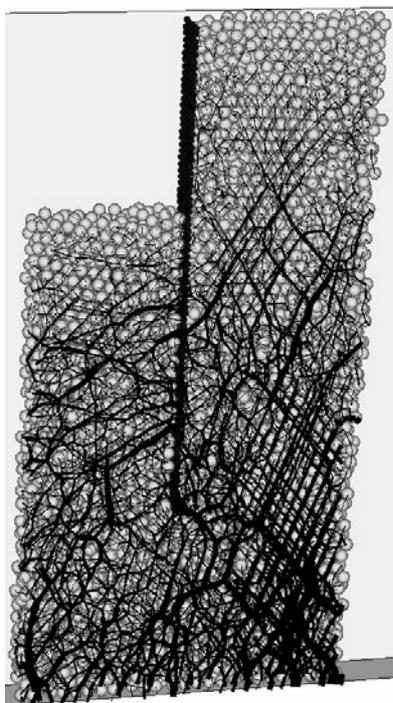
die nur schwach belastet sind. Die in der Simulation aufgetretenen Spannungsspitzen sind durch solche Kraftketten erklärbar.



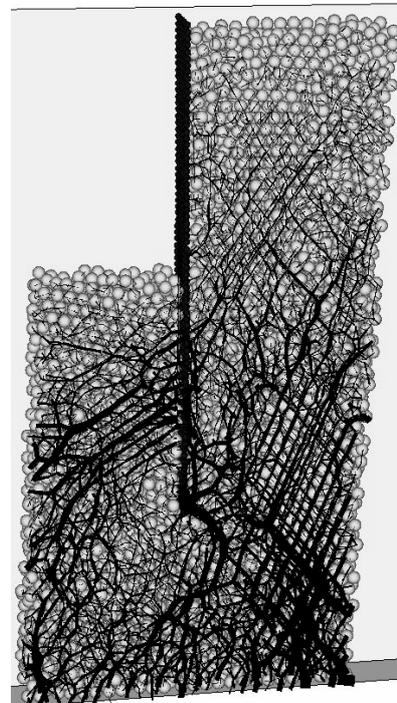
Aushub 0,0 m

Aushub 1,0 m

Aushub 2,0 m



Aushub 3,0 m



Aushub 4,0 m

Abbildung 5-14: Kraftketten bei der nicht gestützten Wand in verschiedenen Aushubzuständen

Auf der belastenden (aktiven) Seite hat sich von Simulationsbeginn an eine Kraftkette ausgebildet, deren Lage sich auch mit fortschreitendem Aushub nicht ändert; jedoch nimmt die Größe der weitergeleiteten Kräfte mit dem Aushubfortschritt ab. Diese Kraftkette ist durch Vergleich der Abbildung 5-14 und Abbildung 5-13 in einem Bereich von ca. 5,0 m unter Geländeoberkante auszumachen. Die Kontaktkräfte oberhalb der Baugrubensohle werden mit zunehmendem Aushub kleiner, was in der Abbildung 5-14 durch eine geringere Linienstärke gekennzeichnet wird. Dies ist äquivalent der Änderung der ermittelten Erddruckspannungen. Die Linienstärke in den Abbildungen ist auf die Maximalkraft von 42,34 kN skaliert.

In dem Bodenbereich vor der Spundwand werden die Kraftketten mit zunehmender Aushubtiefe in tiefere Zonen verlagert. In der letzten statisch stabilen Aushubtiefe sind die größten Kontaktkräfte in einem Bereich weit oberhalb des Spundwandfußes auszumachen. Am Spundwandfuß selbst bildet sich eine starke Kraftkette auf der Wandrückseite, die auch in Abbildung 5-13 als große Erddruckspannung erscheint.

Die Kraftketten auf der belastenden Seite verlaufen von der Spundwand aus vorwiegend schräg nach oben gerichtet, dem aktiven Gleitkeil entsprechend. Die stützenden Kraftketten im Endaushubzustand vor der Spundwand verlaufen schräg nach unten gerichtet, die der Ersatzkraft nach Blum richten sich in entgegengesetzter Richtung ebenfalls schräg nach unten.

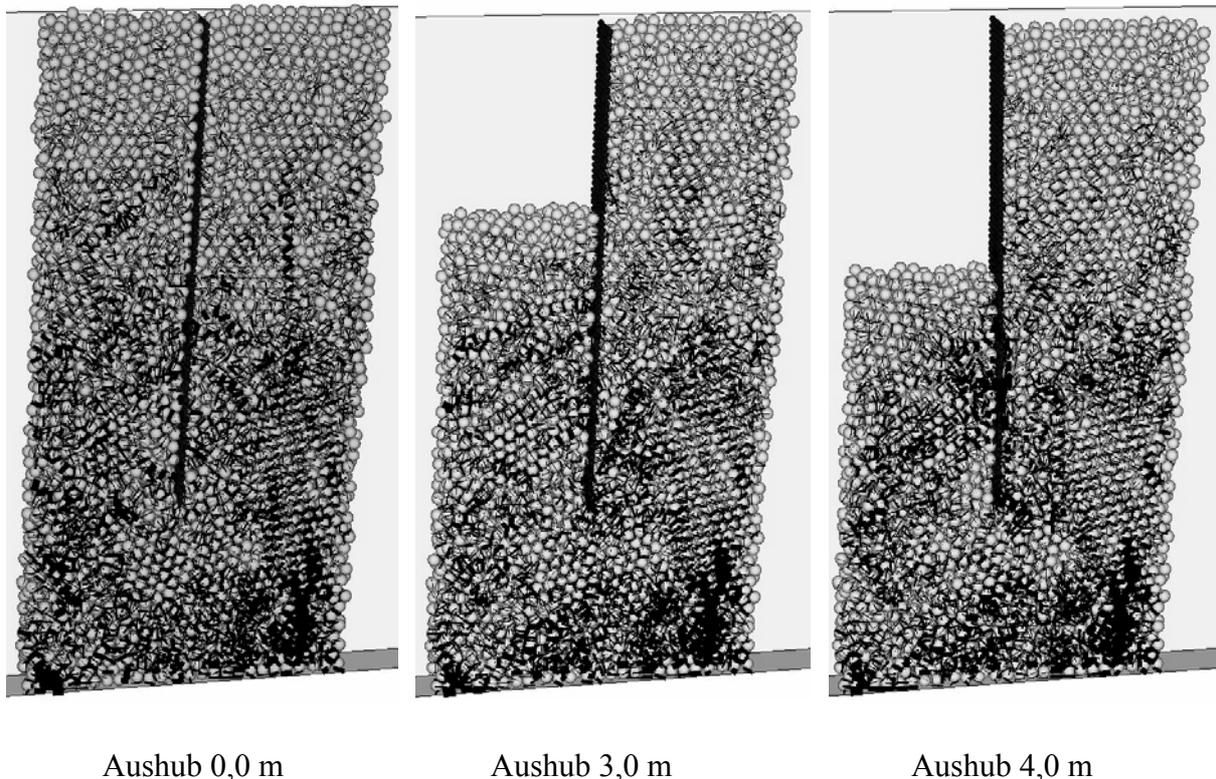


Abbildung 5-15: Scherkräfte bei der nicht gestützten Wand in den verschiedenen Aushubzuständen

Betrachtet man die Scherkräfte alleine (Abbildung 5-15), so sind im Endaushubzustand (4,0 m) die am höchsten auf Scherung belasteten Bodenbereiche in Wandnähe am Spundwandfuß und in Höhe der maximalen Erdwiderstandsspannungen vor der Wand auszumachen. In den vorhergehenden Aushubzuständen sind die Scherkräfte unregelmäßig verteilt; erst ab einer Aushubtiefe von 3,0 m sind deutliche lokale Scherbelastungen auszumachen. Die maximale Scherkraft beträgt 8,25 kN. Die Linienstärke in den betreffenden Abbildungen ist auf dieses Maß skaliert.

5.4.2 Vergleich mit der Stabstatik

Die aus der numerischen Simulation resultierenden Erddruckspannungen (bei einer Aushubtiefe von 4,0 m - Abbildung 5-13) werden in eine vereinfachte Belastungsfigur (Abbildung 5-16) umgewandelt. Diese wird auf ein Stabwerk bestehend aus einer Larssen 601 angesetzt. Die Auflagerpunkte des Stabwerks sind in den Schwerpunkten der reaktiven Spannungsflächen, d.h. bei 7,65 m und 5,85 m unter GOK. Ein Stabstatikprogramm (IQ 100 (1998)) wird für die Vergleichsrechnung verwendet.

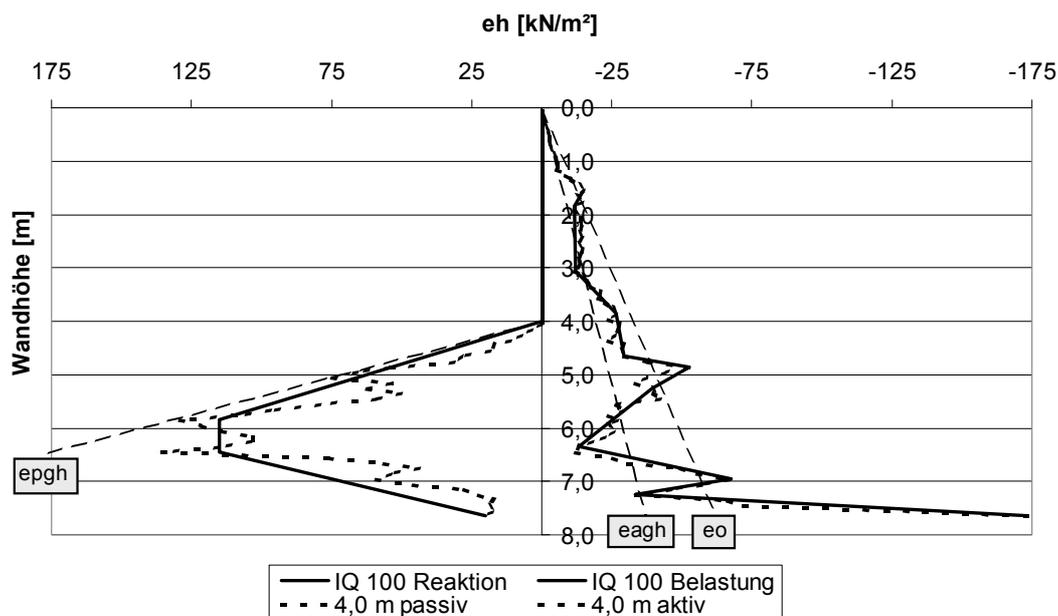


Abbildung 5-16: Erddruckspannungen Simulation / Stabwerk

Die sich ergebenden Biegemomenten- und Querkraftverläufe aus der Stabstatikberechnung werden in Abbildung 5-17 und Abbildung 5-18 mit jenen aus der PFC - Simulation resultierenden verglichen.

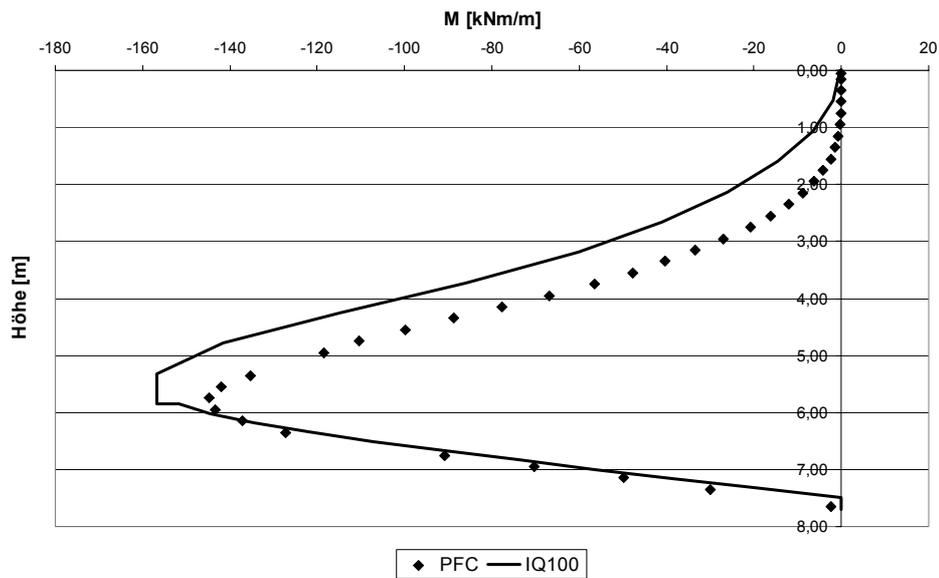


Abbildung 5-17: Biegemomentenverteilung Simulation / Stabwerk

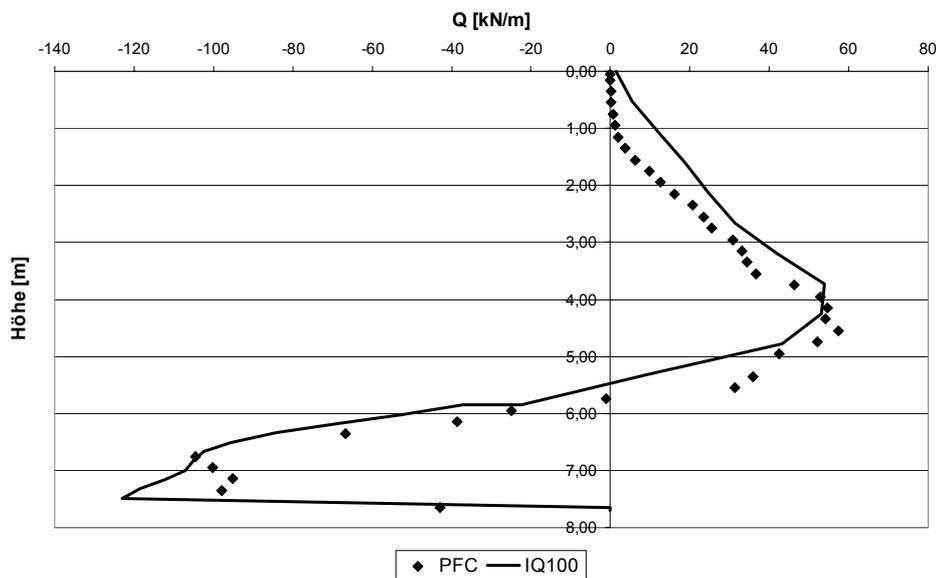


Abbildung 5-18: Querkraftverteilung Simulation / Stabwerk

Der Vergleich belegt, dass mit den auf das Stabwerk angesetzten vereinfachten Belastungs- und Reaktionsspannungen ähnliche Biegemomenten- und Querkraftverteilungen in der Wand erreicht werden wie in der PFC - Simulation. Die leicht unterschiedlichen Verteilungen sind auf die unterschiedlichen Belastungsfiguren zurückzuführen. Durch die auf das Stabwerk angesetzte vereinfachte Belastungsfigur tritt eine geringe Auflagerkraft am oberen Bereich des Bodenauflegers (5,85 m) auf (Abbildung 5-18).

5.4.3 Schnittgrößen der numerischen Simulation über die Wandbreite

Die in der Abbildung 5-11 und Abbildung 5-12 dargestellten Schnittgrößen gelten jeweils nur für den mittleren Spundwandabschnitt. Bei Hinzunahme der Randbereiche sind größere Streuungen der Schnittgrößen festzustellen.

In Abbildung 5-19 sind die Positionen der Spundwandkugeln dargestellt, so dass die horizontalen Verschiebungsdifferenzen in x- Richtung der in y- Richtung angeordneten horizontalen Kugelreihe sichtbar sind. In den Aushubzuständen zeigen sich relativ große horizontale Positionsunterschiede, die für geringere Aushubtiefen prozentual größer ausfallen.

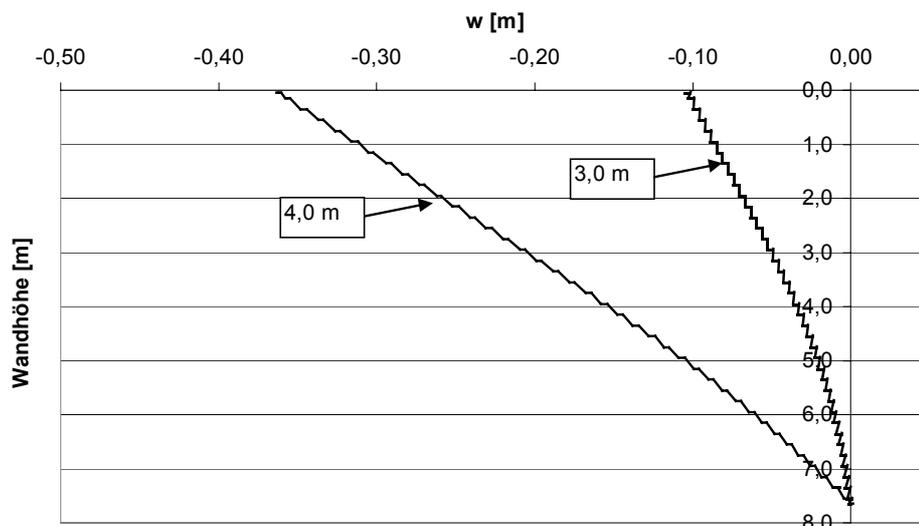


Abbildung 5-19: Streubereich der Durchbiegungen

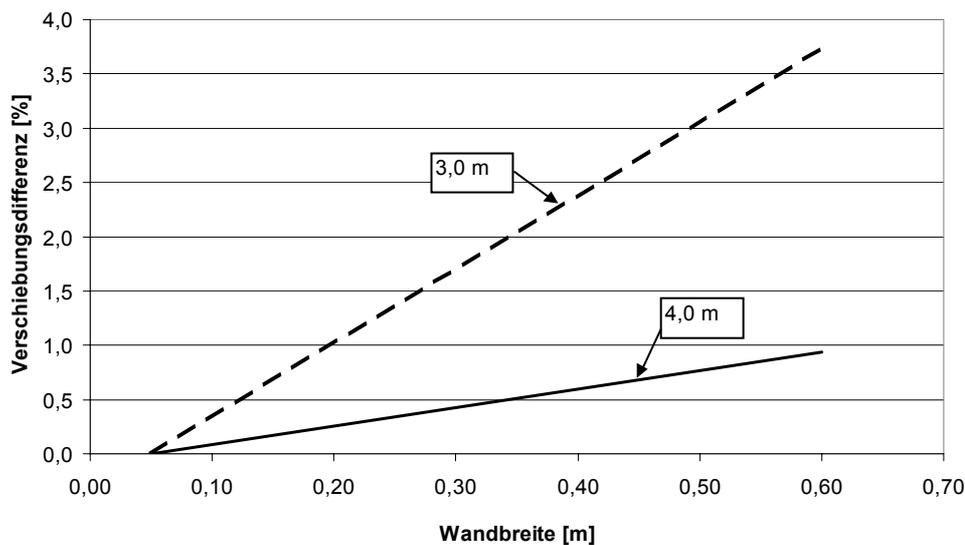


Abbildung 5-20: Verschiebungsdifferenzen des Spundwandkopfes

Im Endaushubzustand von 4,0 m ergibt sich eine Differenz der Kopfpunktverschiebung über die Spundwandbreite (Abbildung 5-20) von 0,9 %, beim Aushubzustand von 3,0 m beträgt diese 3,7 %. Die gemessene Differenz von 3,8 mm (3,0 m) bzw. 3,4 mm (4,0 m) ist dabei ähnlich. Eine Drehung der Spundwand um ihre Mittelachse hat stattgefunden.

Die in den Parallelbindungen gemessenen Biegemomente haben einen minimalen Streubereich (Abbildung 5-21). Der maximale Differenzbetrag der gemessenen Biegemomente liegt bei 3,5 %, was einem Absolutwert von etwa 5 kNm/m entspricht. Wie aus Abbildung 5-22 zu erkennen ist, schwanken die gemessenen Querkräfte in beiden untersuchten Aushubzuständen gravierend. Ein Trend des Querkraftverlaufes ist auszumachen, jedoch betragen die Differenzwerte in der selben Kugellage mitunter 60 kN/m.

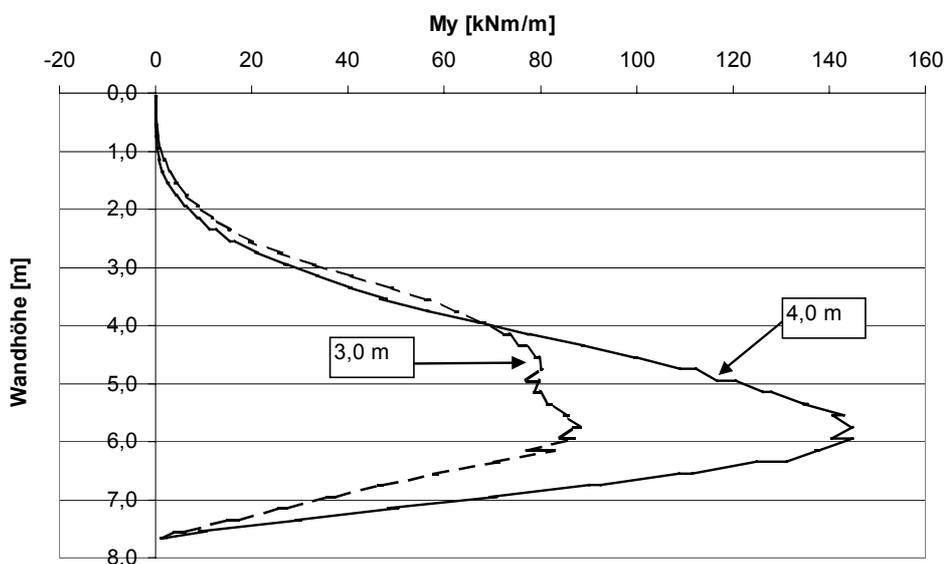


Abbildung 5-21: Streubereich der Biegemomente

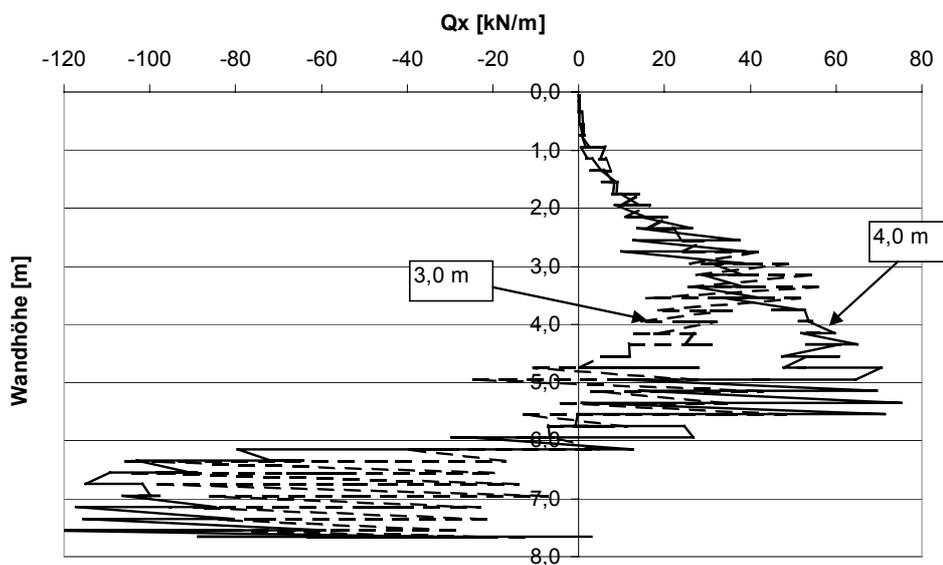


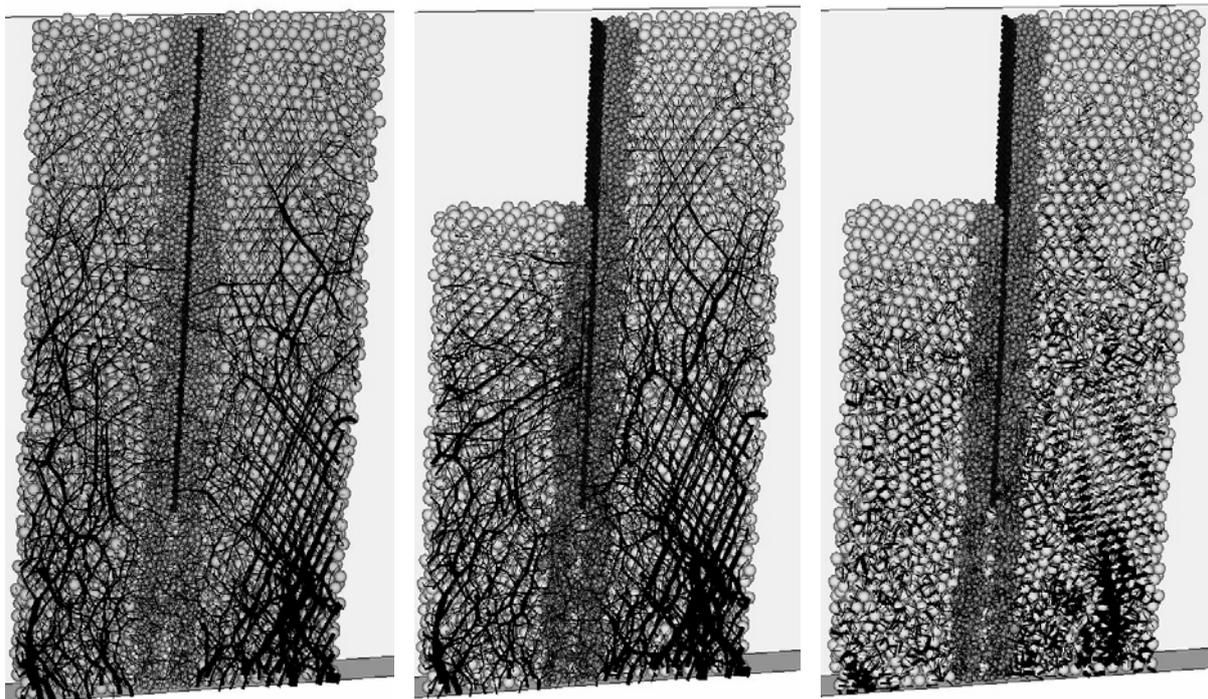
Abbildung 5-22: Streubereich der Querkräfte

Der große Streubereich im Querkraftverlauf wird auf die punktuelle Belastung der Spundwandkugeln und somit der beteiligten Parallelbindungen zurückgeführt. Da das Biegemoment eine Integration der Querkraft ist, treten im Biegemomentenverlauf geringere Streuungen auf. Durch eine größere Anzahl an Bodenkugeln kann die Streubreite im Querkraftverlauf vermutlich reduziert werden, verbunden damit ist jedoch eine Zunahme der Rechenzeit.

5.4.4 Kleine Bodenkugeln in Spundwandnähe

5.4.4.1 Beschreibung des Herstellungsvorganges

Zur Verkleinerung der Streubreite der Schnittgrößen werden Bodenkugeln mit einem Durchmesser von 11 cm in direkter Spundwandnähe, 50 cm vor und hinter der Spundwand, eingeregnet (Abbildung 5-23). Da somit mehr Bodenkugeln mit den Spundwandkugeln in Kontakt sind, wird eine geringere Streubreite der Messergebnisse erwartet. Durch die räumlich begrenzte Verwendung von kleinen Bodenkugeln wird die Kugelanzahl nur mäßig erhöht, wodurch die Rechenzeit ebenfalls nur geringfügig ansteigt.



0,0 m Kontaktkräfte

3,0 m Kontaktkräfte

3,0 m Scherkräfte

Abbildung 5-23: Kraftketten bei der ungestützten Wand (kleine Bodenkugeln)

Der Modellaufbau wird zunächst – wie in Kapitel 5.4.1 beschrieben – mit großen Bodenkugeln durchgeführt. Dann werden die Bodenkugeln in dem Bereich 50 cm vor und hinter der Spundwand gelöscht und gleichzeitig alle übrigen Wand- und Bodenkugeln in allen Freiheits-

graden fixiert. Die kleineren Bodenkugeln werden in die beiden leeren Spalten eingeregnet. Nach Erreichen des Gleichgewichtszustandes der eingeregneten Kugeln wird die Fixierung der größeren Bodenkugeln und der Spundwandkugeln gelöst und die Bodenabgrabung analog zu dem vorherigen Abschnitt durchgeführt.

Bedingt durch das nachträgliche Einregnen der kleinen Bodenkugeln bilden sich im Grenzbe-
reich zu den fixierten großen Bodenkugeln vermehrt Porenräume. Der durchschnittliche Po-
renanteil über den gesamten Bereich der kleinen Bodenkugeln liegt nunmehr bei $n = 0,430$.
Zur Vermeidung dieser Auflockerung müssten die kleineren Bodenkugeln zeitgleich mit den
großen Bodenkugeln bzw. vor Zuweisung von Reibungsbeiwerten eingeregnet werden.

Die Simulation dient nur der qualitativen Erkenntnis der Veränderungen im Verlauf der
Schnittgrößen sowie Erddruckspannungen. Die Bodenabgrabung wird daher lediglich bis zu
einer Tiefe von 3,0 m ausgeführt. Für eine quantitative Simulation sind die Bodenkugelpara-
meter entsprechend der Containergeometrie neu zu bestimmen.

Infolge des nachträglichen Einregnens der kleineren Bodenkugeln in Spundwandnähe ist der
Verlauf der Kontaktkräfte und somit der Kraftketten andersartig. Während bei der Simulation
im Abschnitt 5.4.1 (Abbildung 5-14) die Kontaktkräfte die Spundwand von Beginn an stark
belasten, bilden sich bei Verwendung der kleinen Kugeln mehrere kleine Kontaktkräfte an der
Wand. Auch im späteren Aushubfortschritt (3,0 m) verteilen sich die Kraftketten über die
kleinen Kugeln gleichmäßiger, wodurch die sich ausbildende Ersatzkraft nach Blum im
Spundwandfußbereich nicht mehr so gut visualisiert werden kann. Die gleichen Aussagen
treffen auf die sich im System entwickelten Scherkräfte zu.

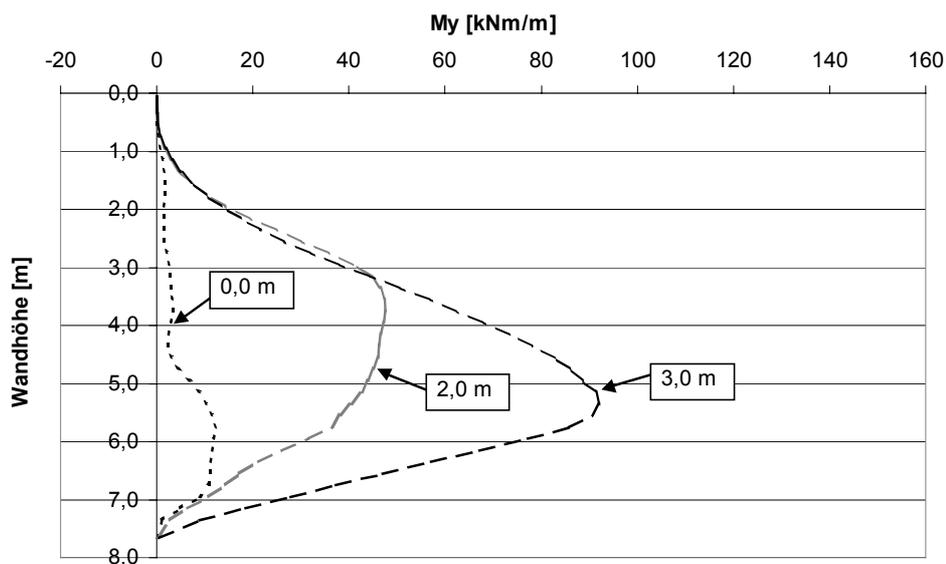


Abbildung 5-24: Biegemomentenverteilung in den Aushubzuständen (kleine Bodenkugeln)

In allen Abbildungen des Kapitels 5.4.4 sowie in den folgenden Abschnitten sind wiederum ausschließlich die Schnittgrößen der beiden mittleren vertikalen Spundwandkugelreihen dargestellt. In Abbildung 5-24 ist der Verlauf der Biegemomente im Ausgangszustand sowie bei den Aushubtiefen 2,0 m und 3,0 m aufgetragen. Während gemäß Abbildung 5-11 im Ausgangszustand das Biegemoment über die Spundwandhöhe alterniert, weil die Ausgangsbelastung auf den beiden Seiten der Wand unterschiedlich ist, erzeugt das Einregnen der kleineren Kugeln ein geringeres Moment, etwa wie bei einer geringen Aushubtiefe.

5.4.4.2 Vergleich mit großen Bodenkugeln

Stellt man die Schnittgrößen der Spundwand bei der Simulation mit kleinen und mit großen Bodenkugeln im Aushubzustand von 3,0 m einander gegenüber, so sind hinsichtlich Größe und Verteilung der Schnittgrößen nur geringe Differenzen festzustellen. Die örtlichen Schwankungen der Schnittgrößen sind bei Verwendung der kleinen Bodenkugeln geringer als bei großen Bodenkugeln. Dies ist insbesondere beim Querkraftverlauf (Abbildung 5-27) und auch bei der Erddruckspannung (Abbildung 5-28) deutlich zu sehen.

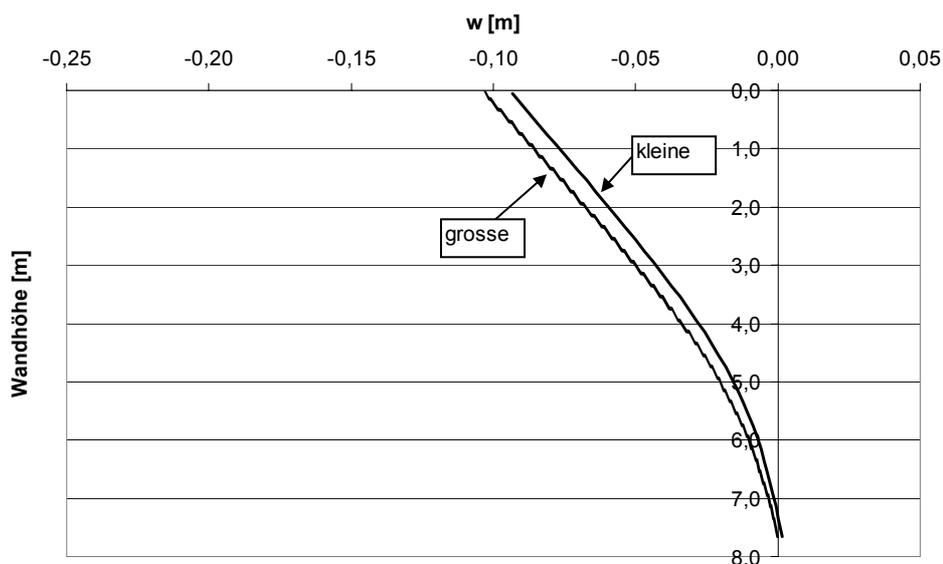


Abbildung 5-25: Vergleich der Biegelinien bei 3,0 m Aushub, kleine / große Bodenkugeln

Der Unterschied in der Verformungslinie der simulierten Spundwandsysteme (Abbildung 5-25) ist einerseits auf andersartige lokale Verteilungen der Bodenkugeln zurückzuführen, andererseits werden durch die unterschiedlich großen Bodenkugeln unterschiedliche charakteristische Böden repräsentiert. So ist der Porenanteil des Bodenmodells im Nahbereich der Spundwand bei der Simulation mit den kleinen Bodenkugeln größer - wie bereits erwähnt. Infolge der geringeren Verformung der Spundwand bei Verwendung der kleinen Bodenkugeln kann ferner davon ausgegangen werden, dass der innere Reibungswinkel des Bodens geringfügig größer ist (entsprechend Abbildung 3-14). Ein weiterer Grund für die Unterschiedlichkeiten der Biegelinien ist sicherlich, dass der Streubereich der simulierten Böden bei der hier verwendeten Containergeometrie und Bodenkugelgröße bei einem Variationsko-

effizient des inneren Reibungswinkel des Bodens (unter Erdrudruckbedingungen entsprechend Abbildung 3-13) um 15 bis 20 % liegen wird.

Bei einer Aushubtiefe von 3,0 m ist das eingeprägte Biegemoment des Ausgangszustandes bei den großen Bodenkugeln (siehe Abbildung 5-11) im Biegemomentenverlauf noch sichtbar (Abbildung 5-26). Bei den kleinen Bodenkugeln ergibt sich ein glatter Momentenverlauf, dessen Maximalwert um ca. 4 kNm/m größer ist als das der Abbildung 5-11. Die Maximalmomente treten annähernd in der gleichen Tiefe auf.

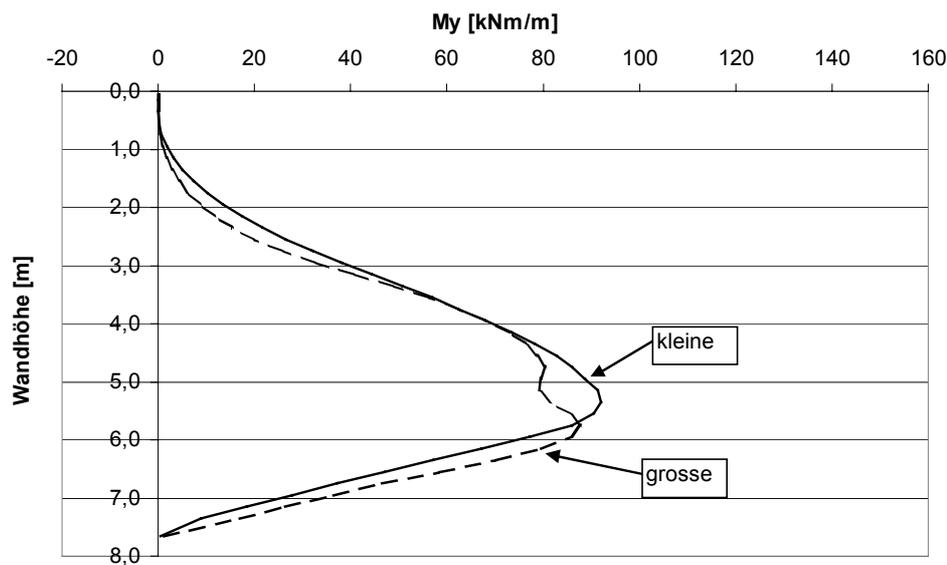


Abbildung 5-26: Vergleich der Biegemomente bei 3,0 m Aushub, kleine / große Bodenkugeln

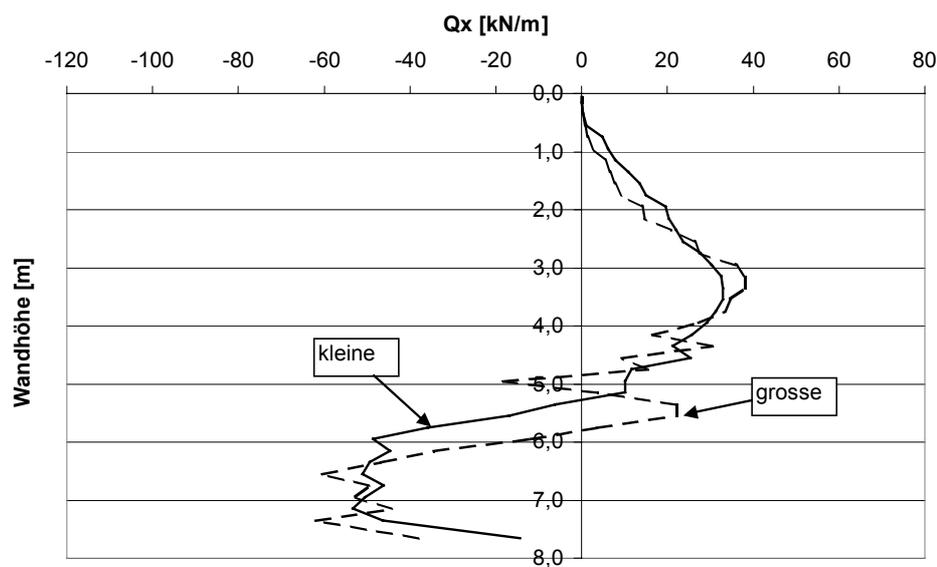


Abbildung 5-27: Vergleich der Querkräfte bei 3,0 m Aushub, kleine / große Bodenkugeln

Werden die kleinen Bodenkugeln verwendet, ist der Querkraftverlauf in der Spundwand (Abbildung 5-27) erheblich ausgeglichener gegenüber dem Fall, dass der Boden nur mit den großen Kugeln simuliert wird. Der maximale Streubereich der Simulation mit den großen Bodenkugeln liegt bei etwa 55 kN/m, bei jener mit den kleinen Bodenkugeln um 25 kN/m.

Die Erddruckspannungen nähern sich bei Verwendung der kleinen Bodenkugeln von Spundwandkopf bis zur Aushubsohle stärker dem aktiven Erddruck an, als dies bei den großen Bodenkugeln der Fall ist. Dies lässt ebenfalls auf einen größeren inneren Reibungswinkel ϕ des numerischen Bodenmodells bei Verwendung der kleinen Bodenkugeln schließen. Die unterschiedliche Lage der Spannungsspitzen ist durch eine unterschiedliche räumliche Ausprägung der Kraftketten erklärbar. Ansonsten sind die Verläufe der Erddruckspannungen sehr ähnlich. Die Ersatzkraft nach Blum, die aufgrund der größeren Verteilungsmöglichkeit der Kraftketten bei den kleinen Kugeln in Abbildung 5-23 kaum zu sehen ist, wird durch die Ermittlung der Spannungen im Boden voll sichtbar.

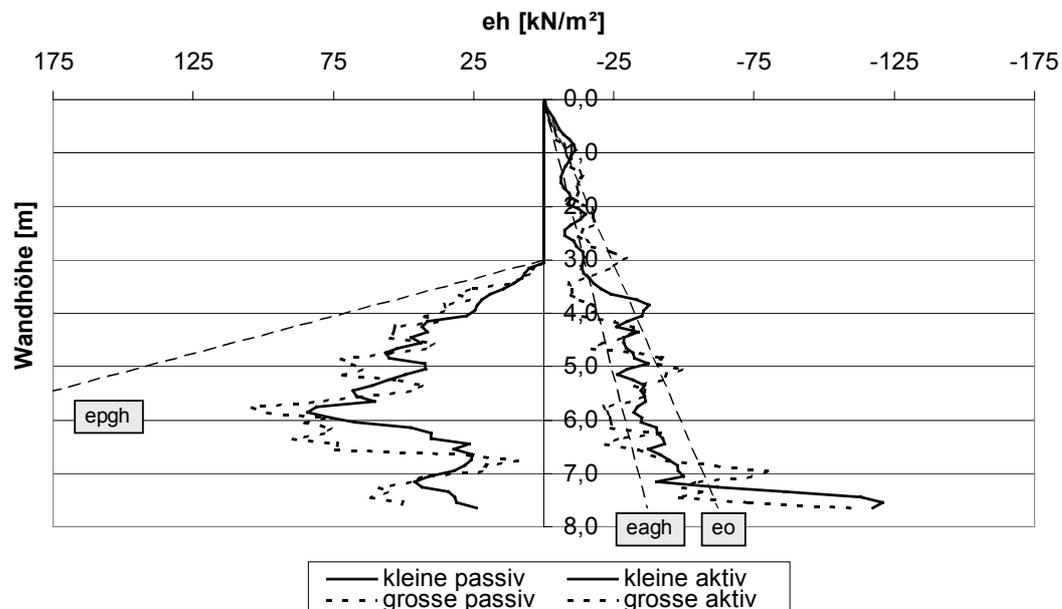


Abbildung 5-28: Vergleich der Erddruckspannungen bei 3,0 m Aushub, kleine / große Bodenkugeln

Durch die Verwendung kleinerer Bodenkugeln im Nahbereich der Spundwand ergeben sich die Schnittgrößen in der Wand und die Spannungen im Boden mit geringen Streubreiten. Während sich die Ergebnisse im übrigen hinsichtlich des qualitativen Verlaufs und der Größe kaum unterscheiden. Je nach Aufgabenstellung ist abzuwägen, ob ein „glatter“ Verlauf des Ergebnisses eine entsprechend lange Rechenzeit - wegen der größeren Anzahl an kleinen Bodenkugeln - rechtfertigt.

5.4.5 Deterministisch angeordnete Bodenkugeln

Zur Reduzierung der Rechenzeit bietet es sich an, die Bodenkugeln nicht zufallsabhängig einzuregneten, sondern an vorbestimmten Positionen innerhalb des Containers zu generieren. Die Parameter der deterministisch angeordneten Wand- sowie der Bodenkugeln werden in gleicher Größe gewählt wie bei den vorangehend simulierten Wand- und Bodenmodellen. Als Raster für die Positionierungen der Bodenkugeln wird eine tetragonal-raumzentrierte Packung entsprechend Abbildung 5-29 verwendet, wie sie auch bei Neuberg (2002) zu finden ist.

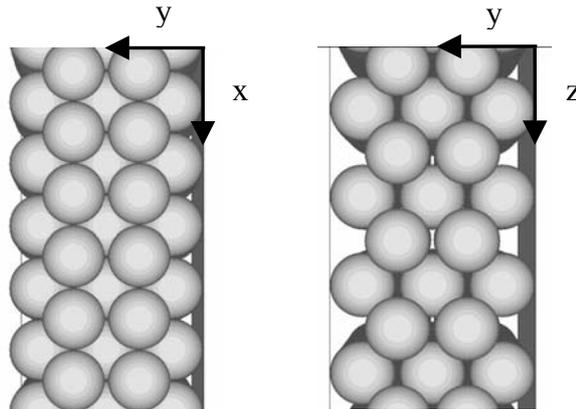


Abbildung 5-29: Tetragonal-raumzentrierte Packung von oben und vorne gesehen

Zur Erzielung eines ähnlichen Porenanteils wie bei der Simulation mit den eingeregneten Bodenkugeln werden mit Rücksicht auf die Kugelabmessungen die Abstände der Seitenwände von 0,70 m auf 0,625 m verkleinert. Hierdurch ergibt sich ein mittlerer Porenanteil von $n = 0,397$. Die Bodenkugeln werden entgegen der Prozedur bei eingeregneten Bodenkugeln nicht zuerst minimal vergrößert, um nachfolgend wiederum um den gleichen Betrag verkleinert zu werden, sondern die Erdruchdruckparameter werden den angeordneten Bodenkugeln direkt zugewiesen.

Die Bodenkugeln lassen sich wegen der Behinderung durch die eingestellte Spundwand nicht in jedem Bereich direkt an den begrenzenden Wänden anordnen, so dass sich unter dem Einfluss der Erdschwere die Bodenkugeln etwas setzen. Zudem besteht ein seitlicher Spalt von jeweils 1,25 cm, um eine Bewegung der Spundwand zu ermöglichen, wodurch sich eine weitere Ausweichmöglichkeit der Bodenkugeln ergibt. Infolge der Setzungen der Bodenkugeln wird die Spundwand durch die in Abbildung 5-30 dargestellten Kontaktkräfte lokal belastet. Es ergibt sich ein regelmäßiges Muster.

Da die Spundwand mit den Bodenkugeln verzahnt ist, entsteht aufgrund der Setzungen der Bodenkugeln ein Hohlraum unterhalb des Spundwandfußes, der während der gesamten Simulation des Aushubvorganges verbleiben wird. Durch die Simulation einer glatten Spundwandoberfläche - durch die Verwendung sehr kleiner Spundwandkugeln - könnte dieser Effekt sicherlich beseitigt werden.

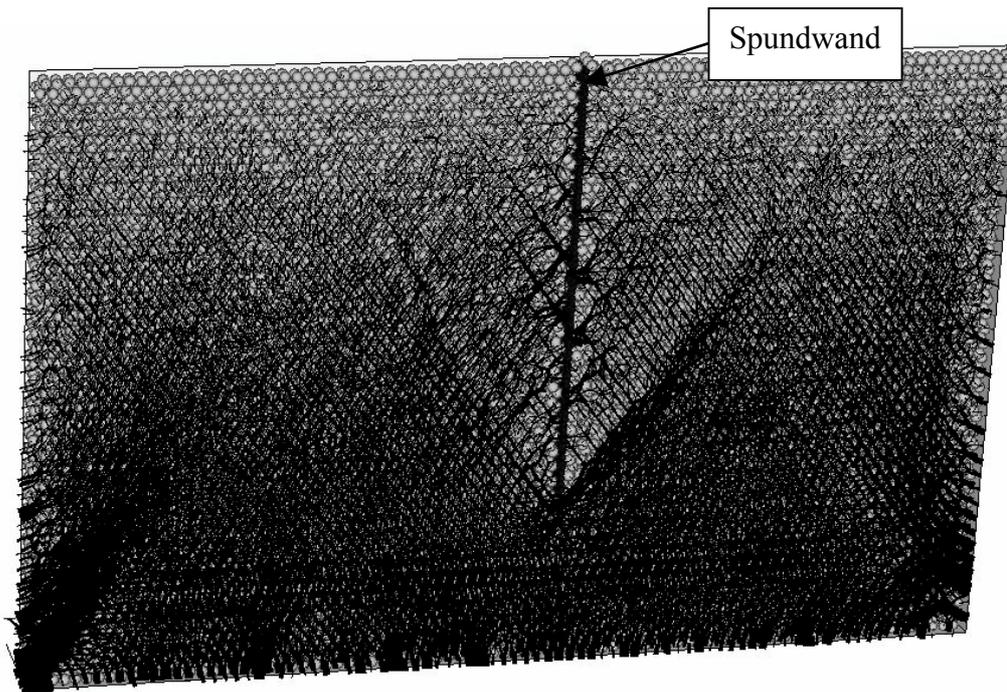


Abbildung 5-30: Kraftketten - Ruhedruckzustand bei angeordneten Bodenkugeln

Der kritische Endaushubzustand stellt sich einen halben Meter tiefer ein - bei 4,5 m - als unter Verwendung von eingeregneten Bodenkugeln. Die Ergebnisse der Simulationen mit angeordneten und eingeregneten Bodenkugeln werden für die Aushubtiefe von 4,0 m verglichen.

Das Bodenmodell mit systematisch angeordneten Bodenkugeln verhält sich bei einer Verschiebung der Wand gegen den Boden steifer als dasjenige mit eingeregneten Bodenkugeln. Der Grund hierfür sind die Kraftketten (Abbildung 5-30 und Abbildung 5-35) mit stark ausgeprägten Auflagerpunkten. Die Folgen hiervon sind

- lediglich im Bereich oberhalb der Baugrubensohle größere Wandverschiebungen (Abbildung 5-31). Der eingespannte Spundwandbereich erfährt nur eine minimale Verschiebung. Im Aushubzustand von 4,0 m ist die Kopfpunktverschiebung mit den eingeregneten Bodenkugeln um den Faktor 6 größer als bei Verwendung der angeordneten Bodenkugeln.
- geringere Biegemomente (Abbildung 5-32). Das maximale Biegemoment im Aushubzustand von 4,0 m ist um 30 % kleiner als das bei der Simulation mit den eingeregneten Bodenkugeln. Die Stelle des Maximalwerts des Biegemomentes mit den angeordneten Bodenkugeln liegt um 80 cm höher. Die Spundwand bei angeordneten Bodenkugeln besitzt am Fuß noch deutliche Tragreserven, während sich die Wand bei eingeregneten Bodenkugeln kurz vor dem Grenzzustand befindet.

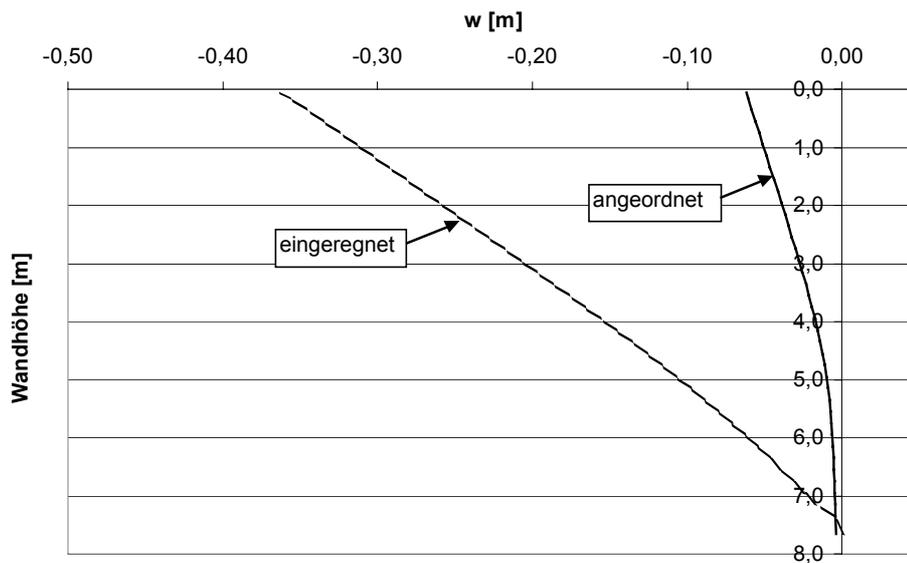


Abbildung 5-31: Vergleich der Biegelinie (4,0 m), angeordnete / eingeregnete Bodenkugeln

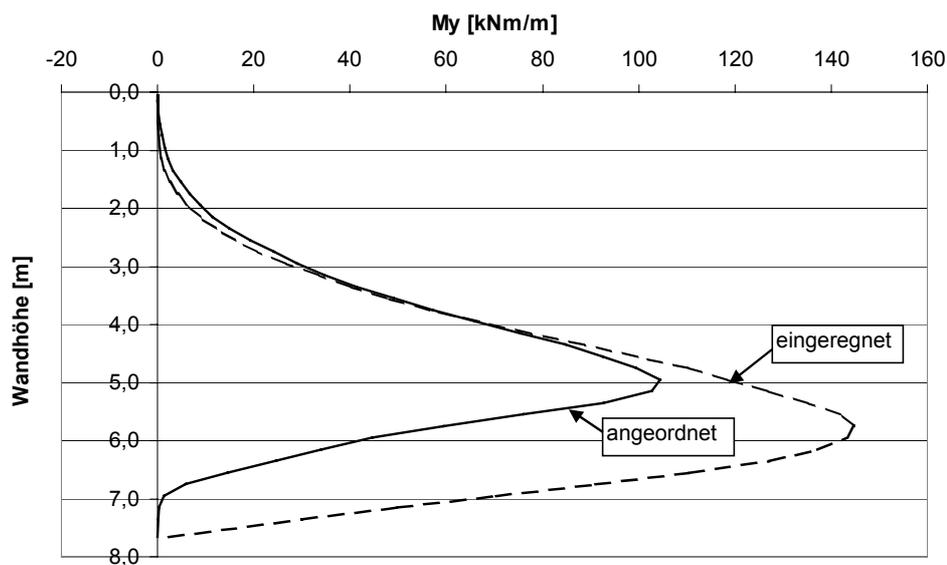


Abbildung 5-32: Vergleich der Biegemomente (4,0 m), angeordnete / eingeregnete Bodenkugeln

- eine maximale Querkraft, die bei Verwendung von angeordneten Bodenkugeln kleiner ist als die bei eingeregneten Bodenkugeln (Abbildung 5-33). Der Querkraftverlauf in der Spundwand ist ähnlich, jedoch wiederum um etwa 80 cm versetzt.

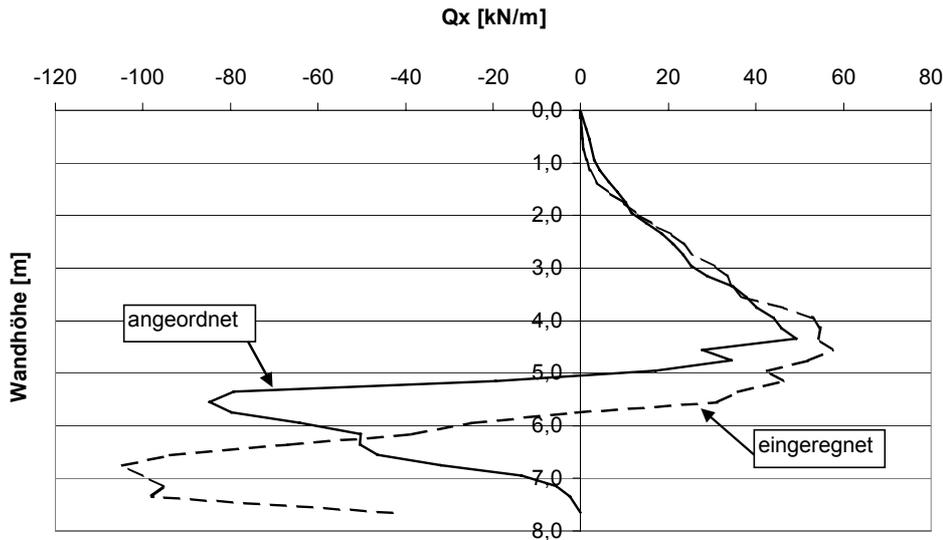


Abbildung 5-33: Vergleich der Querkräfte (4,0 m), angeordnete / eingeregnete Bodenkugeln

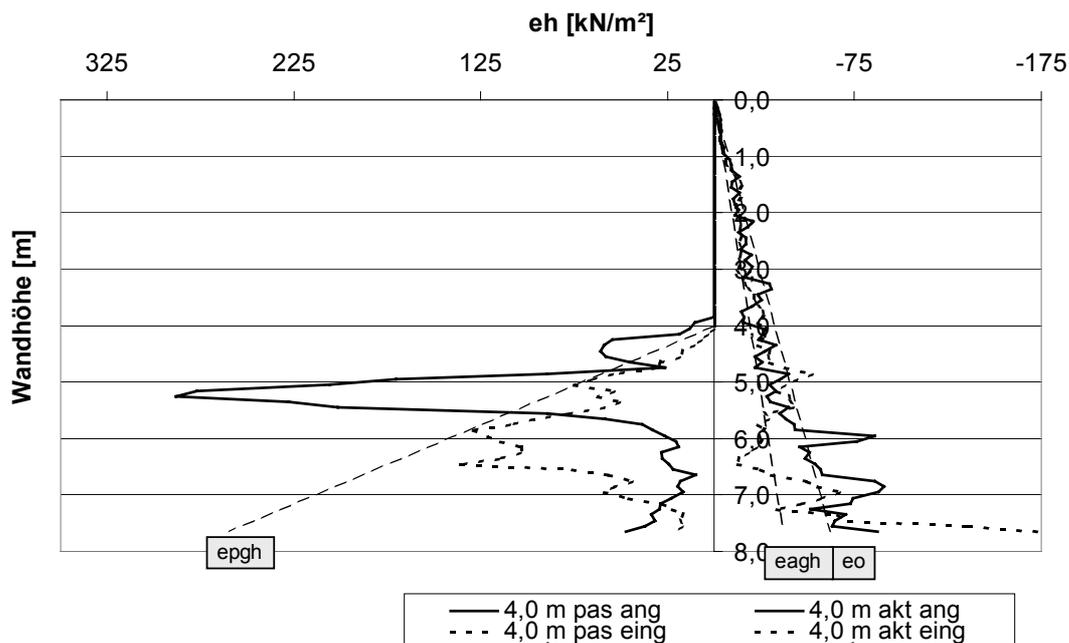
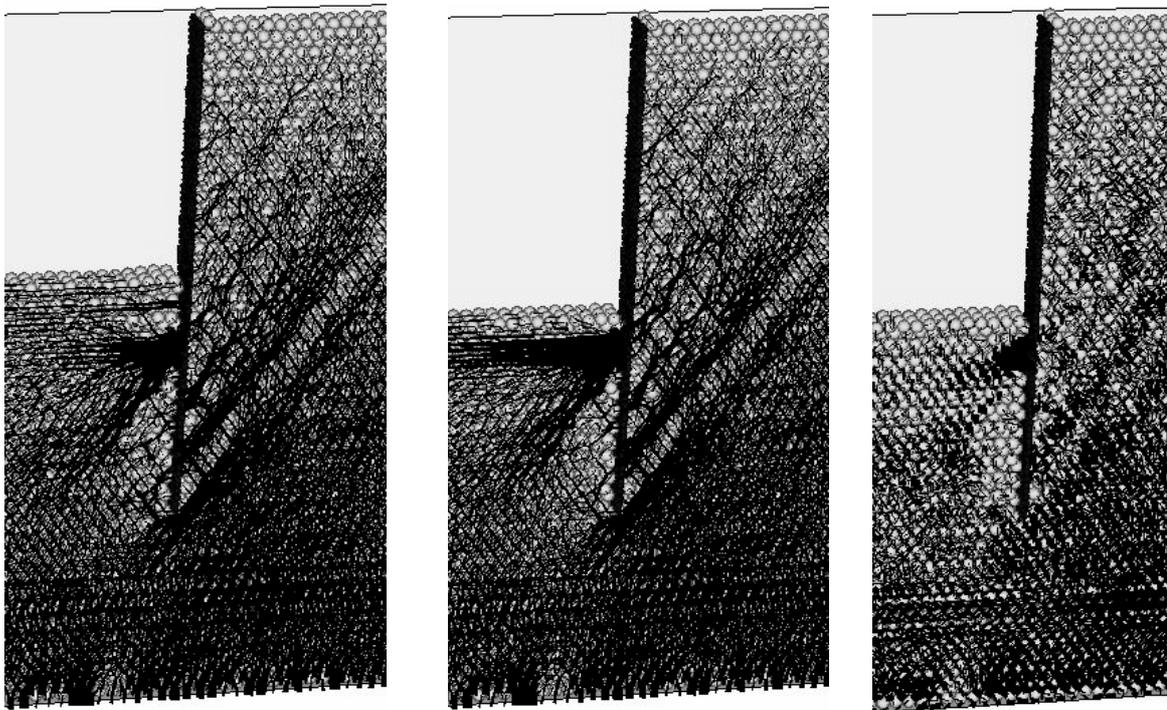


Abbildung 5-34: Vergleich der Erddruckspannungen (4,0 m), angeordnete / eingeregnete Bodenkugeln

- ein Verlauf der Erddruckspannungen, der auf der belastenden aktiven Seite (Abbildung 5-34) dem Verlauf nach Coulomb entspricht und größtenteils nahezu identisch mit jenem mit eingeregneten Bodenkugeln ist. Auffällig ist die starke Konzentration der reaktiven Erdwiderstandsspannungen in dem Bodenbereich von 4,2 m bis 5,6 m Tiefe vor der Spundwand, die jene nach der Erddrucktheorie möglichen Spannungen weit übertreffen. Diese Spannungskonzentration ist durch die Betrachtung der Kraftketten in diesem Aus-

hubzustand (Abbildung 5-35) erklärbar. Durch die Anordnung der Bodenkugeln bilden sich den Kugellagen folgende Kraftketten systematisch aus. Infolge der gemäß der Lagerungsart begrenzten Ausweichmöglichkeiten der Bodenkugeln bildet sich eine Zone starker Kraftkonzentration im Widerstandsbereich vor der Wand, deren Kraftketten insbesondere horizontal, d.h. der Kugellage folgend, verlaufen. Dies ist sehr deutlich bei der Endaushubtiefe von 4,5 m ersichtlich (Abbildung 5-35). Demgegenüber sind die sich ausbildenden Kraftketten bei der Simulation mit eingeregneten Bodenkugeln sehr viel variabler, wie sich aus Abbildung 5-14 ersehen lässt. Widersprüchlich zu der Erddrucktheorie ist des Weiteren, dass sich bei den angeordneten Bodenkugeln keine Erddruckspannungen im Wandfußbereich entsprechend der Blum'schen Ersatzkraft ausbilden. Diese Ersatzkraft verteilt sich auf einen größeren Wandabschnitt - von 6,0 m bis 7,0 m hinter der Wand (Abbildung 5-34).



4,0 m Kontaktkräfte

4,5 m Kontaktkräfte

4,5 m Scherkräfte

Abbildung 5-35: Kraftketten bei angeordneten Bodenkugeln in den Aushubzuständen

Aufgrund der Überschreitung der Erdwiderstandsspannungen nach der Grenzerddrucktheorie muss für den untersuchten Fall unter den gegebenen Randbedingungen die Simulation mit angeordneten Bodenkugeln als realitätsfern bewertet werden.

5.5 Einlagig gestützte Spundwand

Die rechnerische Simulation des Aushubs einer 6,0 m tiefen Baugrube bei einfacher Stützung der Wand im Kopfbereich wird folgendermaßen durchgeführt:

- Aushub der Baugrube bis 3,0 m Tiefe. Hierbei ist die Baugrubenwand nicht gestützt, im Boden eingespannt.
- Einprägen einer Kraft in Höhe der Steife (0,55 m unter Wandkopf) so, dass die Verformung der Wand an der Stelle der Steife auf ein Maß um 2 - 3 cm reduziert wird.
- Generierung der Gurtung (U300) und Steife (IPE 220) sowie Fixierung der Kugeln der Steife in der Symmetrieachse (Baugrubenmitte). In diesem Zustand ist die Steifenkraft identisch der Kraft, mit der die Wandverformung zurückgedrückt wurde.
- Weiterer Aushub der Baugrube bis zum Erreichen der kritischen Einbindetiefe.

Die Aushubtiefe bis zum Einbau der Steife wird dergestalt gewählt, um die Rechenzeit möglichst gering zu halten und um dennoch qualitative Ergebnisse zu erzielen. Für eine bautechnisch sinnvolle Konstruktion und Herstellung einer gestützten Baugrubenwand (EAB (1994)) hätte der Einbau der Steifenlage nach einer Aushubtiefe von 2,0 m erfolgen müssen (bei einer Endaushubtiefe von 6,0 m).

Durch das Ausmaß der Einprägung einer Kraft in Höhe der Steife soll eine Erddruckumlagerung zur Steife hin sichergestellt werden.

Der Gurt und die Steife, werden jeweils durch deterministisch angeordnete und mittels Parallelbindung gekoppelte Kugeln simuliert (Abbildung 5-36). Steife und Gurt sowie Gurt und Spundwand werden nicht durch Parallelbindungen verbunden, sondern nur durch die Verzahnung der Kugeln. Auf diese Weise wird eine bewegungsarme Verbindung zwischen den Bauteilen hergestellt. Die Länge der Steife wird zu 3,0 m gewählt, was eine Baugrubenbreite von 6,0 m impliziert. In der Symmetrieachse werden die Kugeln der Steife in alle drei Richtungen fixiert, eine Verdrehung wird jedoch zugelassen. Entsprechend kann sich die Steife ausschließlich gemäß ihrer Längssteifigkeit verformen.

Als Kriterium für das Erreichen des Gleichgewichtszustandes im System nach einem Aushubschritt wird eine Toleranzgrenze der Verformungsänderung der Spundwand an mehreren Stellen (die je einen Meter auseinander liegen) vorgegeben (siehe auch Abbildung 5-7).

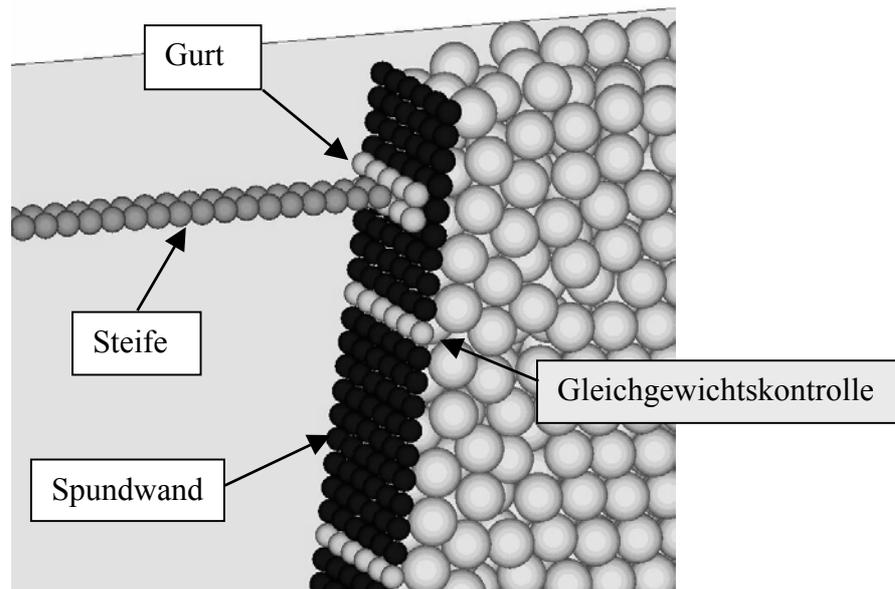


Abbildung 5-36: Gestützte Spundwand mit Gurt und Steife

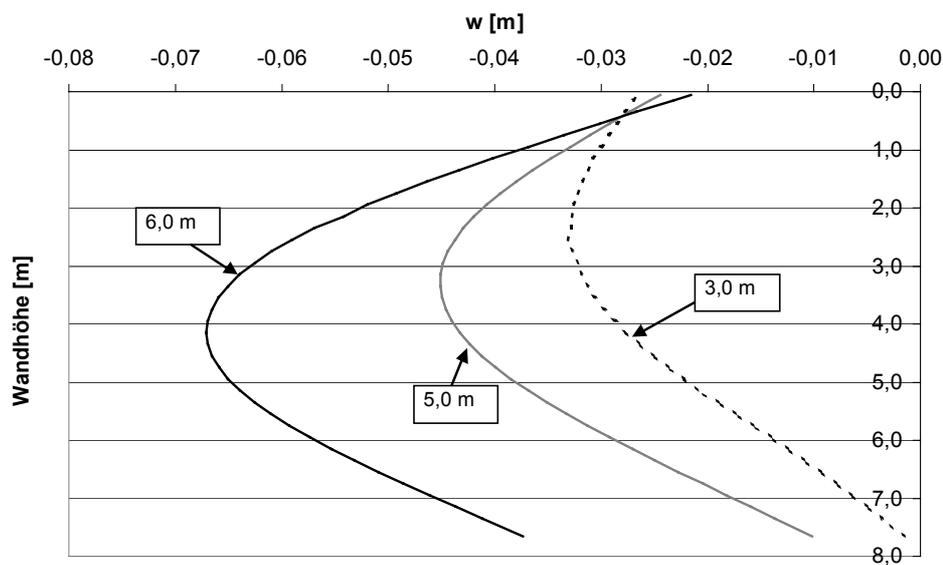


Abbildung 5-37: Biegelinie in den Aushubzuständen - gestützt

Folgende plausible Ergebnisse der Aushubsimulation ab 3,0 m sind festzuhalten:

Anhand der Biegelinie (Abbildung 5-37) ist mit fortschreitendem Aushub eine zunehmende Verschiebung des Wandfußpunktes festzustellen, die nach Erreichen der Aushubtiefe von 6,0 m zum Versagen des Systems durch Aufbruch des Bodens vor dem Wandfuß führt. Der Auflagerpunkt bei 0,55 m unter Wandkopf verschiebt sich wegen der großen Längssteifigkeit der Steife äußerst geringfügig.

Mit fortschreitendem Aushub ändert sich das statische System der Spundwand. Durch die Betrachtung der Biegemomentenverteilung (Abbildung 5-38) ist ein Wechsel von einem System mit Fußenspannung (bei 3,0 m Aushubtiefe) zu einem System mit freier Fußauflagerung gut erkennbar. Ein Stützmoment in Höhe der Steifenlage bildet sich nicht aus, da sich nur etwa drei Bodenkugeln oberhalb der Steifenlage befinden.

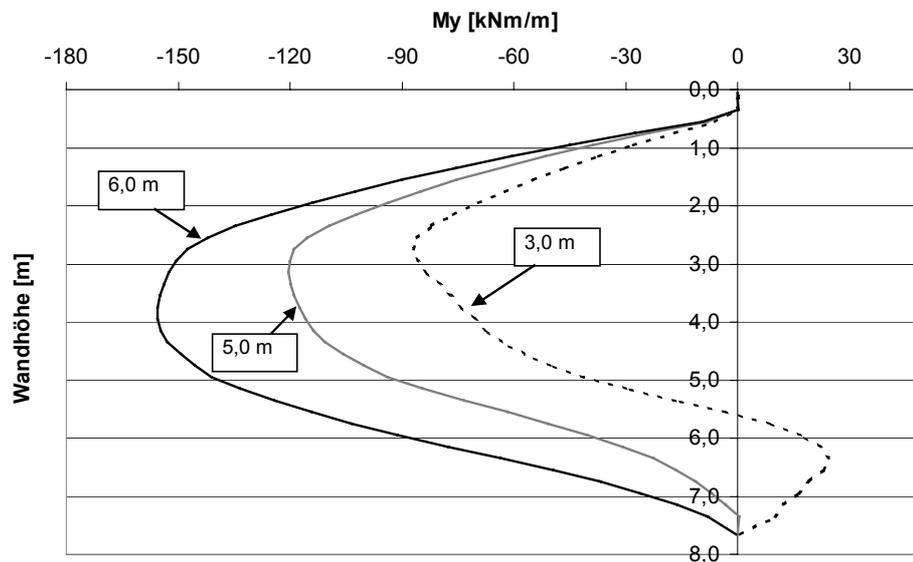


Abbildung 5-38: Biegemomentenverteilung in den Aushubzuständen - gestützt

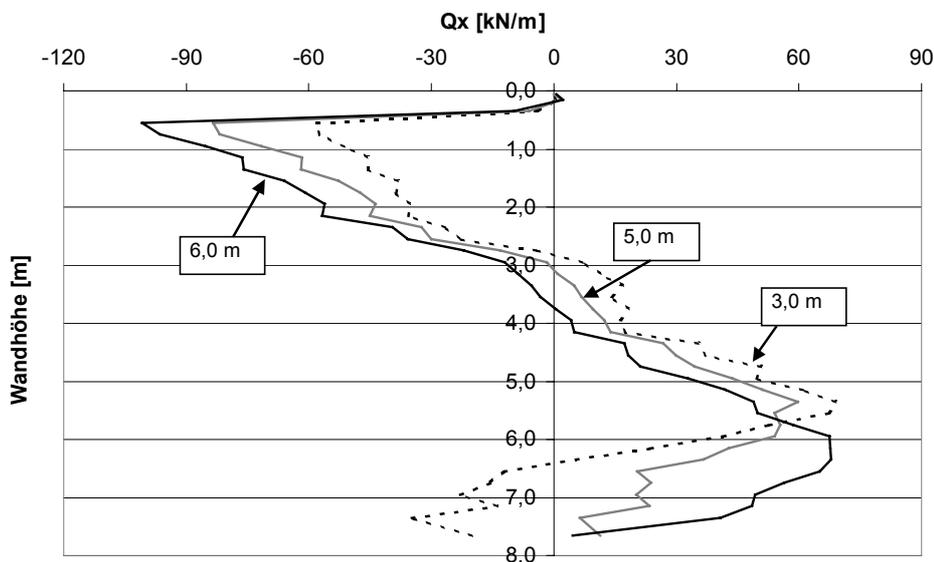
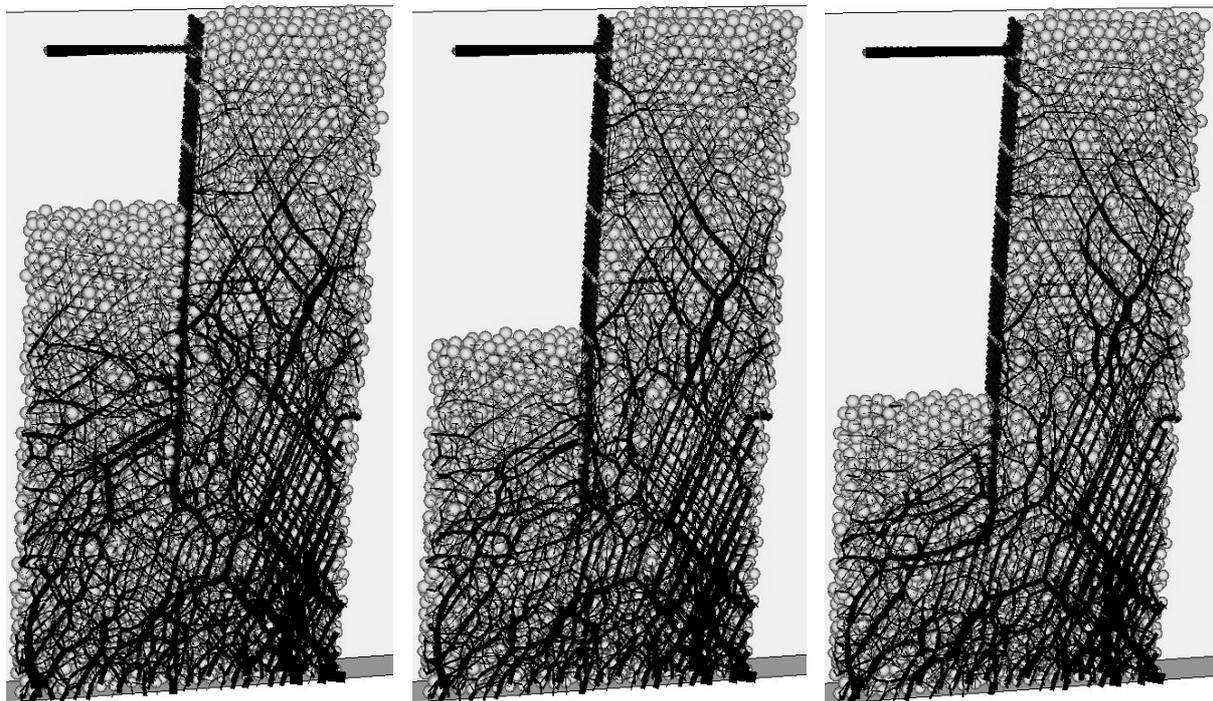


Abbildung 5-39: Querkraftverteilung in den Aushubzuständen - gestützt

Die Steifenkraft in den jeweiligen Aushubzuständen lässt sich aus dem Querkraftverlauf (Abbildung 5-39) ablesen. Sie nimmt kontinuierlich von 59 kN/m bei 3,0 m Aushub über 85 kN/m bei 5,0 m Aushub auf 103 kN/m bei 6,0 m Aushub zu. Der Streubereich im Querkraft-

Mit fortschreitendem Aushub verändern die Kraftketten im Bodenbereich vor der Spundwand ihre Neigung. Anfänglich (bei 3,0 m) sind diese noch schräg nach unten gerichtet, analog zu denen der ungestützten Spundwand. Mit fortschreitendem Aushub richten sich die Kraftketten vermehrt horizontal aus. Über die Ausrichtung der Kraftketten lassen sich die Versagensmuster der unterschiedlichen Spundwandsysteme beschreiben. Infolge der großen Kopfpunktverschiebung bei der ungestützten Wand (Abbildung 5-14), d.h. Rotation um den Fußpunkt, mobilisieren sich Erdwiderstandskräfte orthogonal zu der Wand, die sich folglich nach schräg unten richten. Bei der gestützten Wand versagt das Fußauflager vor der Spundwand, so dass sich die Kraftketten horizontal ausbilden, wiederum etwa orthogonal zur Wand.



Aushub 3,0 m

Aushub 5,0 m

Aushub 6,0 m

Abbildung 5-41: Kraftketten bei der gestützten Wand in den Aushubzuständen

Scherkräfte bilden sich in den späteren Aushubzuständen - gegenüber dem Aushubzustand von 3,0 m - deutlich im Bereich vor dem Spundwandfuß sowie im oberen Wandbereich aus. Die maximale Scherkraft im Endaushubzustand beträgt 7,33 kN und ist somit um 0,92 kN kleiner als jene im Endaushubzustand der nicht gestützten Spundwand.

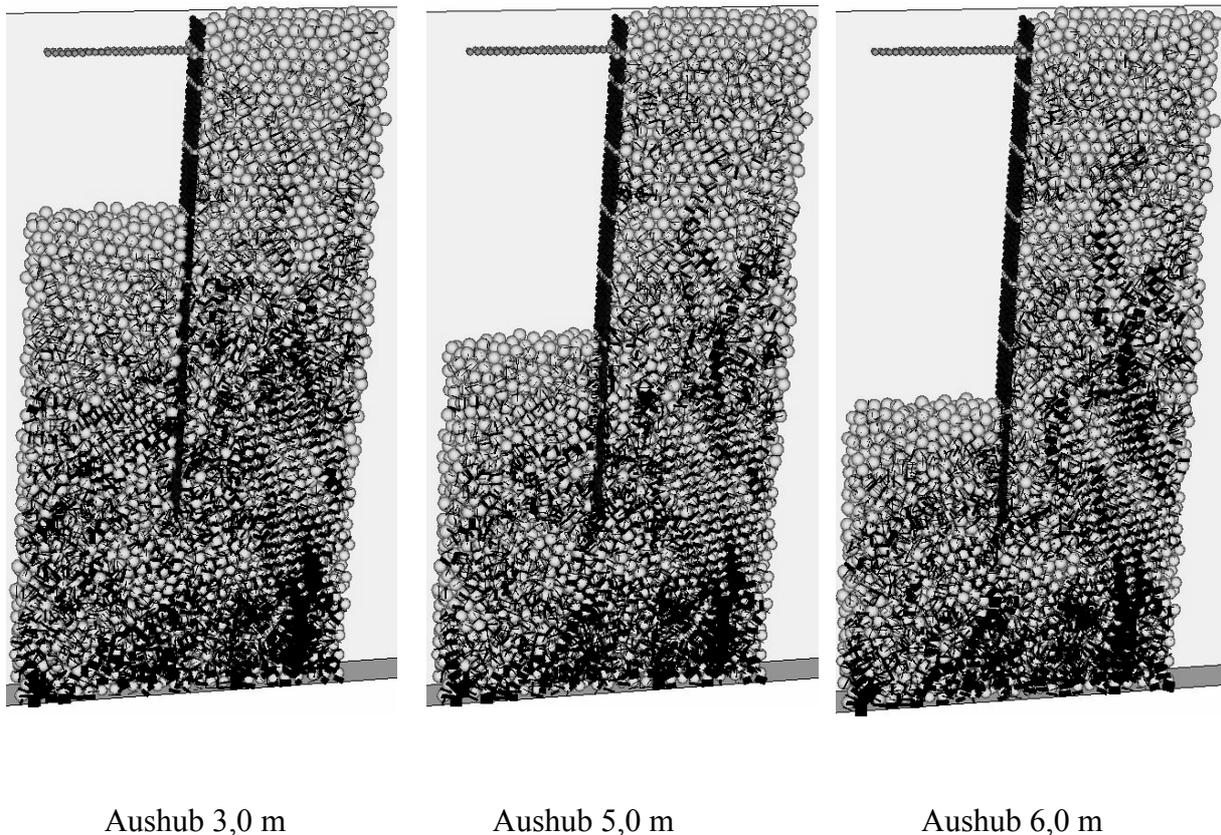


Abbildung 5-42: Scherkräfte bei der gestützten Wand in den Aushubzuständen

5.6 Einlagig gestützte Spundwand mit plastischer Rotation

5.6.1 Allgemeines

Die Grundlagen zur plastischen Bemessung von Spundwänden, insbesondere der stahlbautechnischen Aspekte, können bei Hartmann-Linden (1997) und im Eurocode 3, Teil 5 (2003), nachgelesen werden. Die geotechnischen Aspekte werden u.a. in Bornarel et al (2001) und Pohl (2002) behandelt.

5.6.2 Abbildung der Momenten-Rotations-Kurve

Ein Vier-Punkt-Biegeversuch gemäß Abbildung 5-43 wird für die Ermittlung einer fiktiven Momenten-Rotationsbeziehung der Larsen 601 herangezogen. Reale Momenten-Rotations-Kurven liegen für diesen Spundwandtyp noch nicht vor. Der Spundwandabschnitt wird an Kopf und Fuß aufgelagert und durch zwei Linienlasten belastet. Für die Abbildung der Plastifizierung des Querschnittes wird ein Fließgelenk in der Spundwandmitte eingefügt. Dieses wird durch eine Schwächung der Normal- und Schersteifigkeit der beteiligten Parallelbindungen um den Faktor 250 simuliert. Aufgrund dieser Schwächung wird insofern kein Larsen

601 Profil mehr verwendet, sondern eines mit einem geringeren Widerstand. Der plastische Tragbereich ist durch ein Überschreiten des maximalen elastischen Biegemomentes, Erreichen des plastischen Biegemomentes (Klasse 2 – Querschnitte) und nachträgliches Beulen (Klasse 1 – Querschnitte) des Querschnittes gekennzeichnet.

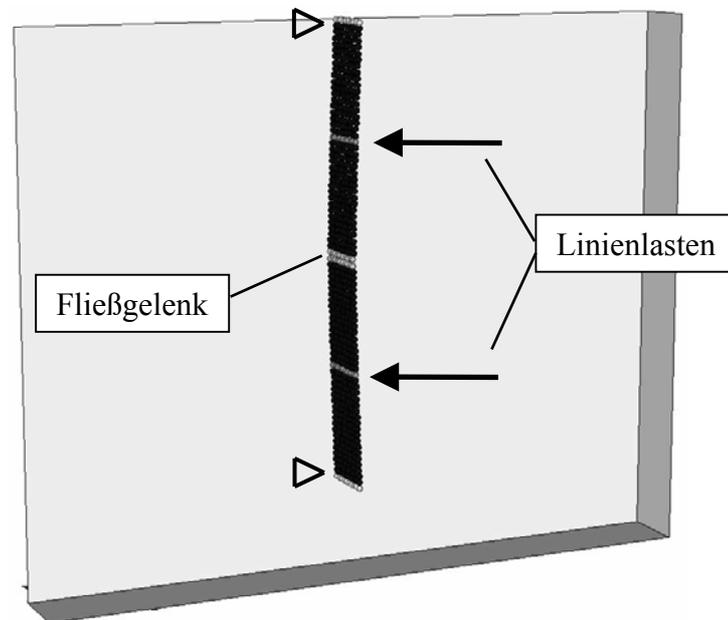


Abbildung 5-43: Spundwand mit Fließgelenk im 4-Punkt-Biegeversuch

Die Momenten-Rotations-Kurve entsprechend Abbildung 5-44 ist das Endergebnis der Simulation. Über die Abfrage der Verschiebung des Fließgelenkes (Abbildung 5-45) wird der Rotationswinkel $\varphi / 2$ der Spundwand an einem Auflager bestimmt. Das System lässt sich als zwei elastische Balken auffassen, die durch ein plastisches Gelenk verbunden sind. Das Biegemoment in Höhe der Fließgelenklage wird wiederum über die Parallelbindungen ermittelt (siehe Kapitel 5.2.2).

Da die PFM einen dynamischen Rechenalgorithmus beinhaltet, müssen die Linienlasten schrittweise gesteigert werden. Ansonsten schlägt die Wand durch. In Abbildung 5-45 ist die Laststeigerung in fünf Schritten vorgenommen worden. Beim ersten Belastungsschritt ist dieses Durchschlagen der bis dato elastischen Wand durch eine Abnahme des Verschiebungsweges mit zunehmender Rechenzeit zu erkennen. Die Lasten verbleiben hierbei auf dem System. Sukzessive wird die Last in Schritten von 10 bis 20 kN/m, nachdem im Belastungsschritt zuvor ein Gleichgewicht erreicht wurde, gesteigert. Nach der fünften Laststeigerung versagt die Spundwand.

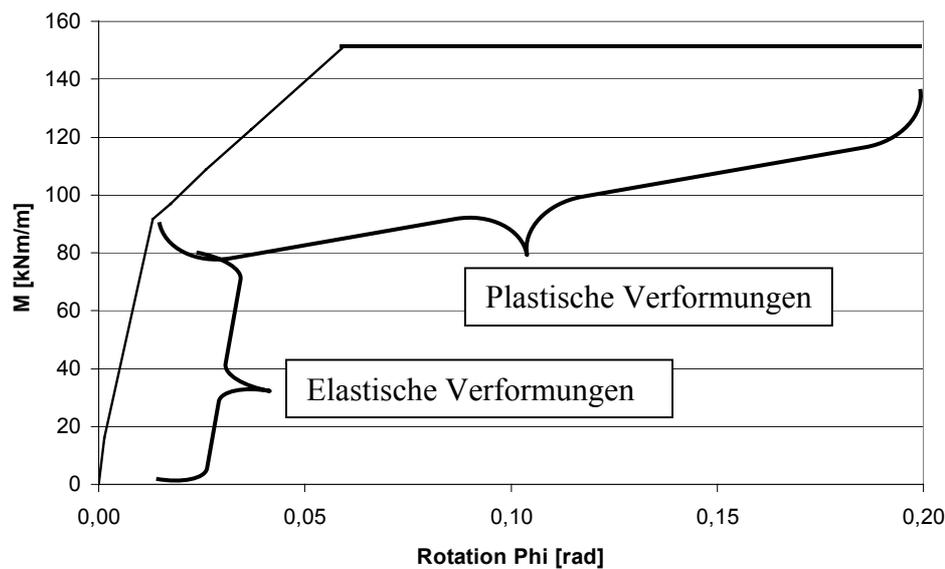


Abbildung 5-44: Momenten-Rotations-Kurve

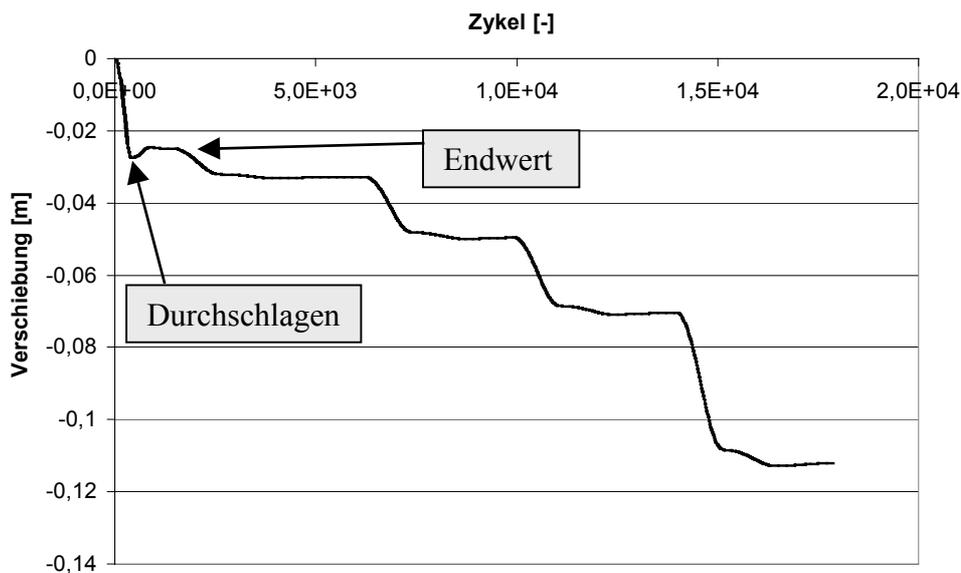


Abbildung 5-45: Verschiebung im Fließgelenk

5.6.3 Simulation der Bodenabgrabung

Bei einem Aushubzustand von 4,0 m der elastischen einlagig gestützten Spundwand wird ein Fließgelenk entsprechend den vorherig dargelegten Eigenschaften am Ort des maximalen Biegemomentes ($M \approx 95 \text{ kNm/m}$) eingefügt. Somit befindet sich die Wand sofort im plastischen Zustand. Nachfolgend wird der Boden vor der Spundwand in Schritten von einem Meter bis auf 6,0 m abgegraben. Die Lage des Fließgelenkes wird mit der Lage des auftretenden maximalen Biegemomentes jeweils in Übereinstimmung gebracht. Bei einer größeren Aushubtiefe als 6,0 m versagt das Bodenauflager.

Kennzeichnend für eine plastifizierte Wand ist die starke Durchbiegung im Fließgelenk. Wie aus Abbildung 5-46 im Endaushubzustand von 6,0 m ersichtlich, wird ein Großteil des Verschiebungsweges im Fließgelenk zurückgelegt. Die elastische Wand verformt sich demgegenüber nur geringfügig.

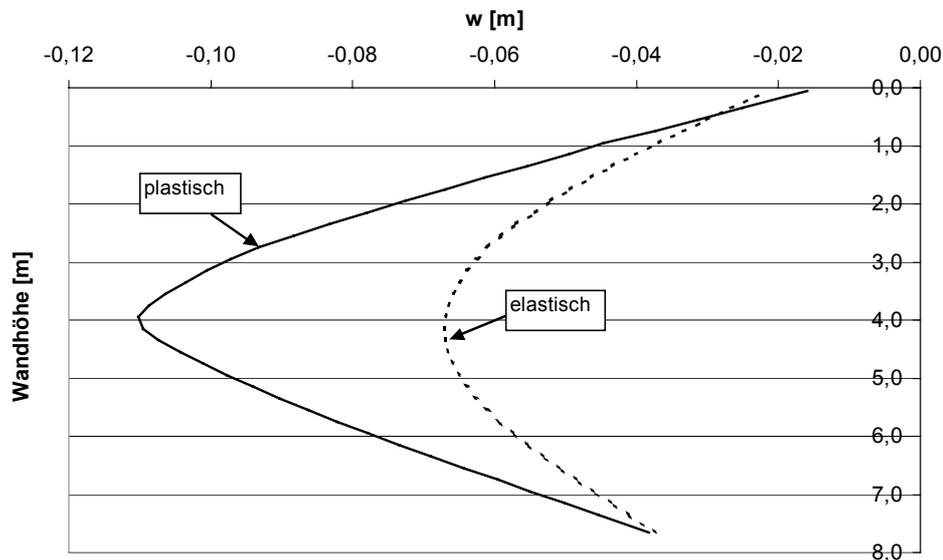


Abbildung 5-46: Vergleich der Biegelinie bei 6,0 m Aushub, elastisch / plastisch

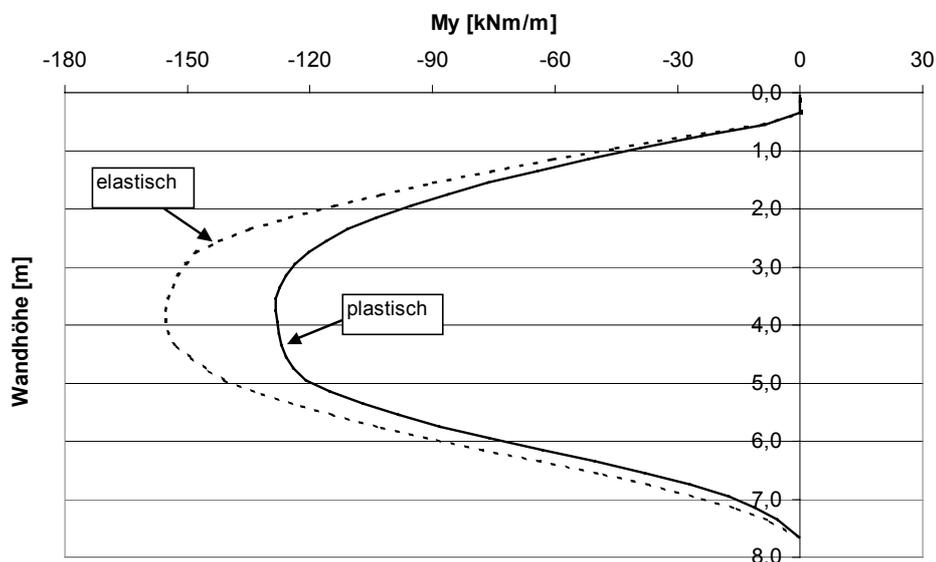


Abbildung 5-47: Vergleich der Biegemomente bei 6,0 m Aushub, elastisch / plastisch

Das maximale Biegemoment tritt in Höhe des Fließgelenkes bei 3,95 m auf (Abbildung 5-47). Durch die Einführung der dargestellten Momenten-Rotationsbeziehung im Fließgelenk ist das maximale Biegemoment kleiner als jenes der rein elastischen Wand, weil sich die Spundwand infolge von Durchbiegung der Belastung entzieht. Demzufolge werden, wie erwähnt, keine Larssen 601 Querschnitte miteinander verglichen, sondern vielmehr ein elastisches Larssen

601 Profil und ein schwächeres Profil, das unter Berücksichtigung seiner plastischen Eigenschaften gemäß Eurocode 3, Teil 5 (2003) eingesetzt wird.

Die plastische Kapazität des Querschnittes wird nicht voll ausgenutzt, weil sich in der Simulation der Bodenabgrabung gemäß Abbildung 5-47 das maximale Biegemoment im Fließgelenk zu 128 kNm/m ergibt. Dagegen liegt das maximale plastische Biegemoment entsprechend des Vier-Punkt-Biegeversuches bei 155 kNm/m. Folglich wäre die Verwendung eines schwächeren Profils mit einem maximalen plastischen Biegemoment von 128 kNm/m rein rechnerisch möglich, um die plastischen Tragreserven des Querschnittes vermehrt auszunutzen.

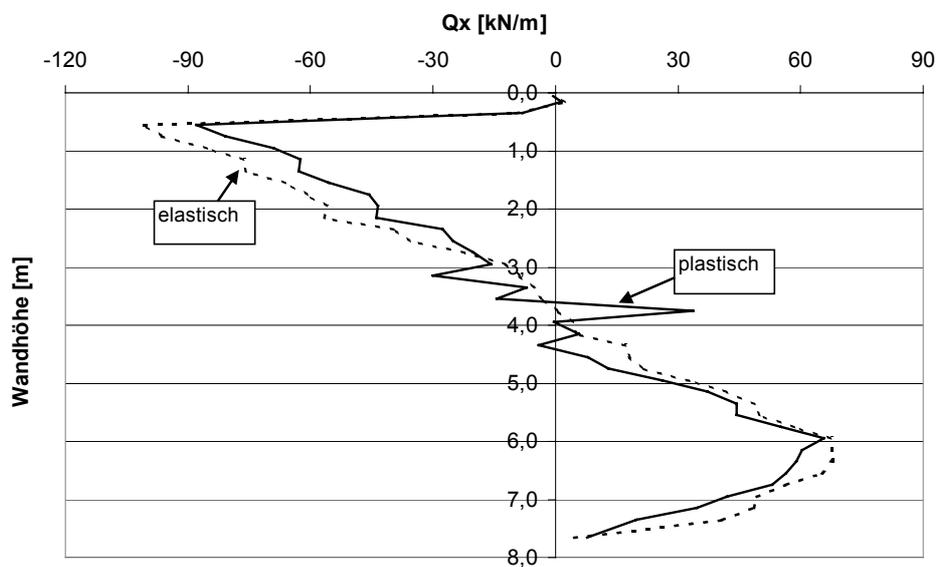


Abbildung 5-48: Vergleich der Querkräfte bei 6,0 m Aushub, elastisch / plastisch

Die gegenübergestellten Querkraftverläufe der elastischen und plastischen Wand weisen darauf hin, dass aufgrund einer Plastifizierung im Fließgelenk der belastende Erddruck vermehrt durch den Wandbereich unterhalb des Fließgelenkes abgetragen wird. Dementsprechend nimmt die Steifenkraft bei plastischem Wandverhalten gegenüber der elastischen Wand um etwa 10 kN/m ab. In dem Bereich, in dem die Fließgelenklage geändert wurde - entsprechend der jeweiligen Position des maximalen Biegemomentes, zwischen 3,0 m und 4,0 m - fluktuieren die Querkräfte sehr stark. Durch die Veränderung der Lage des Fließgelenkes ist die Durchbiegung der Wand an den jeweiligen Stellen des maximalen Biegemomentes temporär am größten. Nach Zuweisung des Fließgelenkes einer anderen Stelle in der Wand kann es zu Verspannungen zwischen einzelnen Boden- und Wandkugeln kommen, die zu lokalen Änderungen der Querkraft in der Wand führen.

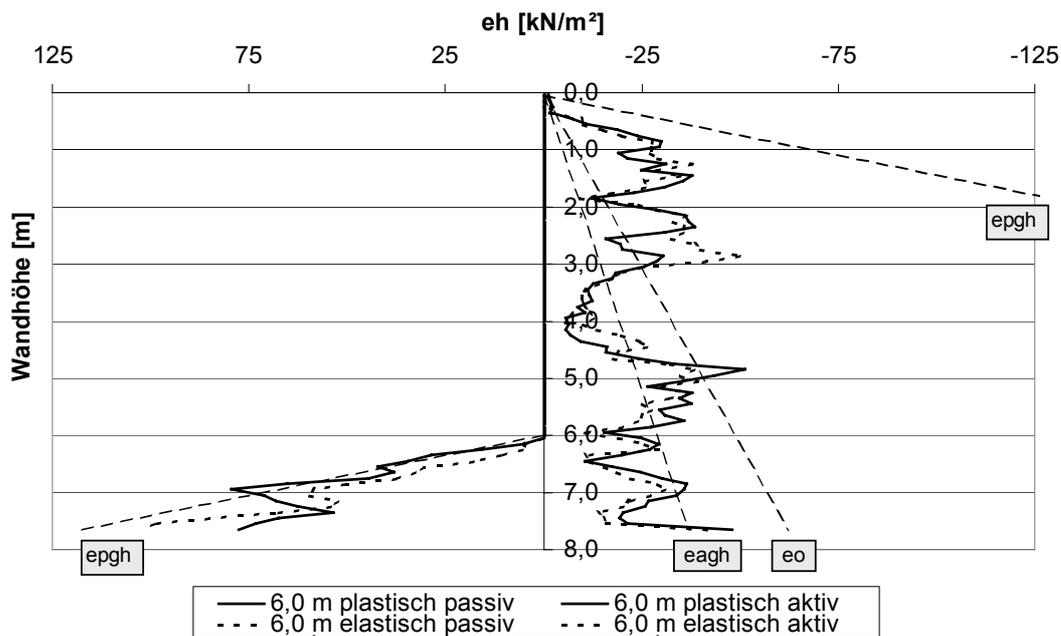
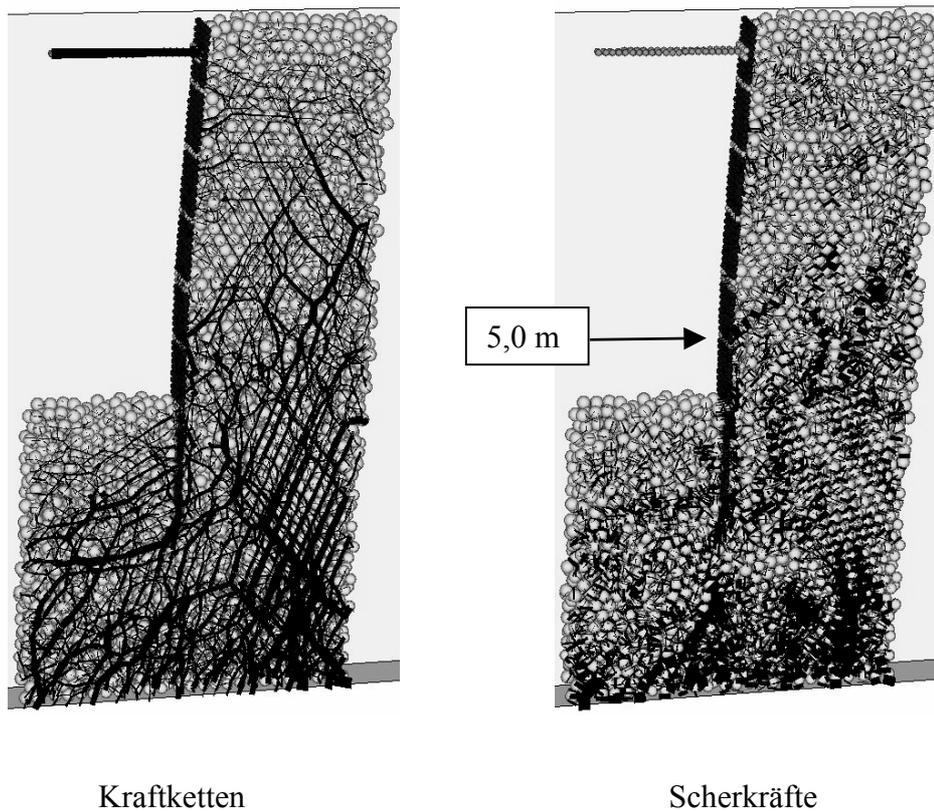


Abbildung 5-49: Vergleich der Erddruckspannungen bei 6,0 m Aushub, elastisch / plastisch

Durch einen Vergleich der Erddruckspannungen bei elastischer und plastischer Wand (Abbildung 5-49) bestätigt sich, dass bei der plastischen Wand infolge der großen Durchbiegung im Fließgelenk der Wandbereich unterhalb des Fließgelenkes vermehrt durch Erddruck belastet wird. Die starke Durchbiegung bewirkt, dass der oberhalb des Gelenkes befindliche Boden sein Auflager verliert und daher eine Abstützung im Wandbereich unterhalb des Fließgelenkes sucht. Der zur Steife hin umgelagerte Erddruck ist bei elastischem und plastischem Wandverhalten nahezu identisch. Die Erdwiderstandsspannung vor der Wand wird bei der Simulation mit plastischer Spundwand komplett ausgenutzt. Dies ist erforderlich, weil die Steife geringere Kräfte als bei der elastischen Simulation angezogen hat.

Die visualisierten Kontaktkräfte zeigen (Abbildung 5-50), dass der Boden unterhalb des Fließgelenkes vermehrt zur Lastabtragung bei der plastifizierten Wand herangezogen wird. Bei etwa 5,0 m unter GOK hat sich eine verstärkte Kraftkette gebildet, die den Erddruck in den unteren Wandbereich einleitet. Der Verlauf und die Größe der weiteren Kraftketten unterscheidet sich von denen der elastischen Simulation nicht stark. Die maximale Kontaktkraft bildet sich zu 39,02 kN aus, die maximale Scherkraft beträgt 6,75 kN. Die Linienstärke der Abbildung 5-50 ist auf die jeweilige Maximalkraft skaliert.



Kraftketten

Scherkräfte

Abbildung 5-50: Kontaktkräfte bei der gestützten plastifizierten Wand im Endaushubzustand

Durch die numerische Simulation des Verhaltens einer plastifizierenden Spundwand mit charakteristischer Momenten-Rotations-Kurve konnte gezeigt werden, dass auch mit einem schwächeren Spundwandprofil der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt werden kann. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist die große Durchbiegung im Fließgelenk und die damit einhergehende Setzung an der Geländeoberfläche auf Verträglichkeit hinsichtlich benachbarter Bauwerke zu überprüfen. Des Weiteren ist die Einbringbarkeit eines solchen Profils in den anstehenden Boden zu gewährleisten.

Mit der durchgeführten numerischen Simulation kann erstmals das Verhalten einer plastifizierenden Wand unter den Randbedingungen der Bodenabgrabung betrachtet werden, ohne eine fest positionierte künstliche Schwächung (Bornarel et al (2001), Pohl (2002)) oder Wasserüberdruck (Kort (2002)) impliziert zu haben.

6 Kleinmaßstäbliche Modellversuche

6.1 Einleitung

Die generelle Eignung der PFM zur Simulation des Bodenaushubs vor Spundwandbauwerken ist im vorherigen Kapitel demonstriert worden. Zur Verifikation werden am Institut durchgeführte kleinmaßstäbliche Modellversuche (Kremer (1998) und eigene Versuche), in denen der Boden vor einer biegsamen Wand abgegraben wird, numerisch simuliert. Die kleinmaßstäblichen Modellversuche wurden unter einfacher Erdschwere mit nicht gestützten und einlagig gestützten Modellwänden durchgeführt.

6.2 Modellboden

Der Versuchsboden ist bei Herten (1999) und Kremer (1998) umfassend beschrieben. Es handelt sich um einen enggestuften mittel- bis grobkörnigen Quarzsand ($d_{50} = 0,5 \text{ mm}$; $U \approx 2$; $n_{\min} = 36,2 \%$; $n_{\max} = 44,7 \%$), der auch als Karlsruher Sand bezeichnet wird.

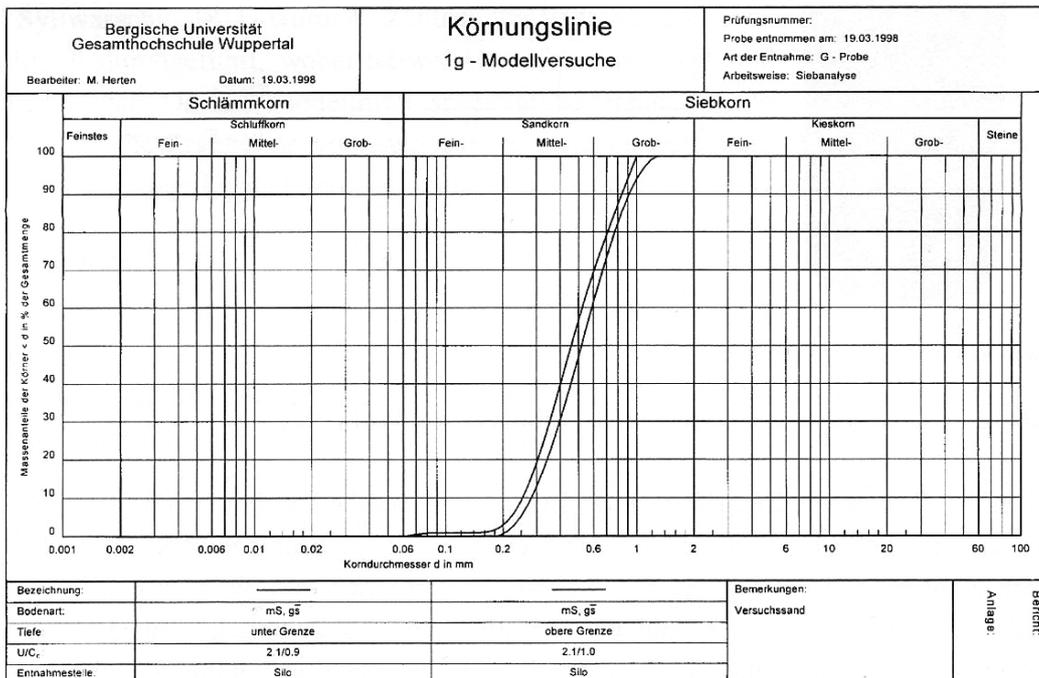


Abbildung 6-1: Kornverteilungsband des Versuchsbodens (Herten (1999))

In den Modellversuchen wurde der Porenanteil des Bodens mit $0,366 \leq n \leq 0,373$ ermittelt. Mit einer Kornwichte von $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ berechnet sich hiermit eine Trockenwichte γ_d von

16,6 kN/m³ bis 16,8 kN/m³ des im Modellversuch eingebauten Bodens. Der innere Reibungswinkel φ des Bodens, der bei einem Porenanteil $n = 0,373$ in einem Triaxialversuch mit einer Zelldruckspannung von 100 kPa ermittelt wurde, liegt bei $38,3^\circ \leq \varphi \leq 39,5^\circ$ (Herten (1999)). Der über die Ergebnisse (Erddruck) der 1g-Modellversuche rückgerechnete Reibungswinkel φ schwankt in Abhängigkeit vom angenommenen Erddruckneigungswinkel δ zwischen $54,0^\circ$ und $58,3^\circ$ (Kremer (1998)).

6.3 Modellwand und Versuchscontainer

Als Versuchswand dient in den von Kremer (1998) durchgeführten Versuchen eine ebene Aluminiumplatte mit 1,0 mm Dicke. In den eigenen Versuchen besitzt die Aluminiumplatte eine Stärke von 1,5 mm. Für die 1,0 mm dicke Wand wurde ein Elastizitätsmodul von 69.000 N/mm², für die 1,5 mm starke Wand von 71.000 N/mm² ermittelt. Die Modellwandhöhe beträgt jeweils 37,1 cm, was unter Verwendung eines geometrischen Maßstabsfaktors $\lambda = 21,02$ eine 7,80 m hohe Wand im Prototypmaßstab repräsentiert. Das Verhältnis der Biegesteifigkeit $E_M \cdot I$ einer Modellwand zu derjenigen einer Wand im Prototypmaßstab beträgt unter der Voraussetzung der mechanischen Gleichwertigkeit:

$$\frac{(E_M \cdot I)_{Modell}}{(E_M \cdot I)_{Prototyp}} = \frac{1}{\lambda^4} \quad (6.1)$$

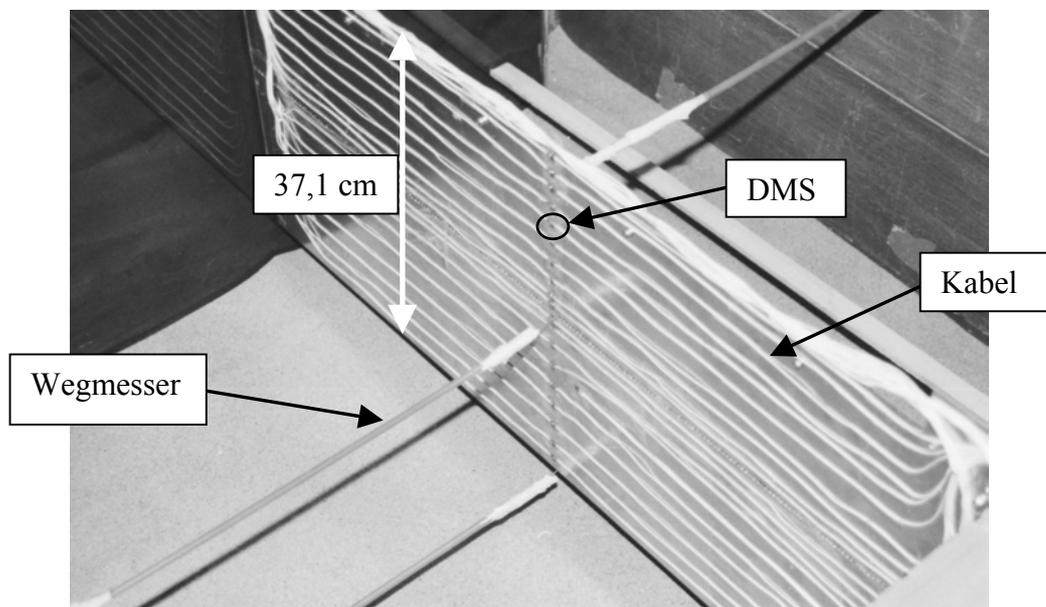


Abbildung 6-2: im Versuchscontainer positionierte Modellwand

Im Prototypmaßstab ergibt sich folglich (mit $\lambda = 21,02$) für die 1,0 mm dicke Wand eine Biegesteifigkeit von 1,12 MNm²/m und für die 1,5 mm dicke Wand von 3,90 MNm²/m. Die Mo-

dellwände repräsentieren somit eher Kanaldielen als Spundwände. Die Biegesteifigkeit einer Modellwand muss jedoch in dieser Größenordnung gewählt werden, damit bei dem geringen Spannungsniveau des 1g-Modellversuches so große Randfaserdehnungen im Wandquerschnitt unter der Erddruckbelastung entstehen, dass sie mit Dehnungsmessstreifen (DMS) mit ausreichender Genauigkeit erfasst werden können. Die Modellwandbreite wird mit 84,3 cm zum 2,2-fachen der Modellwandhöhe gewählt. Hierdurch können Randeinflüsse in der Modellwandachse weitgehend ausgeschlossen werden (Rowe (1952)).

Die Biegemomente in der Modellwand werden über die Randfaserdehnungen des Plattenquerschnittes ermittelt. Dehnungsmessstreifen (DMS) werden hierfür in der Wandachse liegend auf der Platte appliziert (Abbildung 6-2). Von den DMS führen geschirmte Kabel zum Messverstärker. Elektronische Weggeber dienen zur Messung der Verformung an mehreren Punkten der Modellwand. Bei der einfach gestützten Wand werden zusätzlich zwei Kraftaufnehmer zur Erfassung der Steifenkräfte verwendet.

Der Versuchscontainer besteht aus U 200 Profilen und kann als starr angenommen werden. Die Containermaße sind: $H / B / T = 60 / 99 / 95$ cm. Die Seitenwände sind mit Glasscheiben ausgekleidet, so dass die Wandreibung reduziert wird und nur geringe Randeinflüsse auf die Versuchsergebnisse zu erwarten sind.

6.4 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Nach dem Einhängen der Modellwand in den Container werden die Weggeber am Wandkopf und am Wandfuß installiert. Die Verschiebung des Wandfußpunktes wird über Extensiometerdrähte durch die Containerwand geleitet, da die zugehörigen Weggeber außerhalb des Containers positioniert sind. Umhüllende Kunststoffröhrchen verhindern Reibung zwischen Sand und Meßdraht. Anschließend wird der Modellsand mittels der flächenhaften Sandregnmethode eingeregnet. Der über dem Containerrand befindliche Sand wird abgestrichen und der Wegaufnehmer für den Wandkopf angeschlossen. Bei den Modellversuchen mit einfach gestützten Verbauwänden wird zusätzlich eine starre Messbrücke installiert, an der nach Erreichen der entsprechenden Aushubtiefe die Kraftaufnehmer für die Steifenkräfte und die Weggeber für die Erfassung der Verschiebung des Gurtbalkens befestigt werden. Während des Sandregens war die Modellwand am Kopf gehalten. Unmittelbar vor Beginn des Bodenaushubs durch lagenweises Absaugen des Sandes mit einem Industriestaubsauger wird die Halterung gelöst, so dass sich die Wand nun frei bewegen kann.

Gegenüber den Versuchen von Kremer (1998) wurden die folgenden Modifikationen durchgeführt: In den Versuchen von Kremer wurden dünne Kupferdrähte als Verbindung der DMS mit dem Messverstärker verwendet, die gegenüber elektromagnetischen Einflüssen als instabiler anzusehen sind als die in den eigenen Versuchen genutzten geschirmten Kabel. Um diese möglichen Einflüsse zu erfassen, applizierte Kremer zusätzliche DMS auf der Rückseite der Wand. Durch die Wahl geschirmter Drähte sind solche Einflüsse auszuschließen, so dass

keine DMS auf der Wandrückseite appliziert werden müssen. Die Wegmessung am Wandfuß erfolgte bei Kremer mittels einer hochfesten Kunststoffschnur, die direkten Kontakt zum Boden hatte. Durch die Wahl von in Kunststoffröhrchen verlaufenden Meßdrähten können dagegen Reibungseinflüsse ausgeschlossen werden und die Wandverformung wird unmittelbar erfaßt. Kremer verwendet drei Wegaufnehmer über die Wandbreite je Messlage (Kopf, Fuß und ggf. Gurt). In den eigenen Versuchen wird nur ein Wegaufnehmer je Messlage in der Wandachse angebracht.

6.5 Versuche mit der nicht gestützten Modellwand

Die von Kremer (1998) durchgeführten Versuche mit der nicht gestützten Modellwand werden für die spätere numerische Simulation (Kapitel 7) verwendet. Die am Wandkopf und Wandfuß in den unterschiedlichen Aushubphasen h/H (Aushubtiefe / Wandhöhe) gemessenen Verschiebungen sind der Tabelle 6-1 zu entnehmen, wobei die Verschiebungen in der Wandachse gemessenen und über drei Versuche gemittelt wurden. Ferner sind die Streubereiche der gemittelten Verschiebungen dargestellt. Positive Verschiebungswerte bedeuten eine Bewegung des betrachteten Wandpunktes in Richtung zur Baugrube.

Tabelle 6-1: Verschiebungen in der Wandachse [mm]

	$h/H = 0$	$h/H = 0,14$	$h/H = 0,27$	$h/H = 0,39$	$h/H = 0,50$
Wandkopf	0,002	0,070	0,468	1,578	3,866
Streubereich	0,001 bis 0,003	0,047 bis 0,112	0,382 bis 0,512	1,489 bis 1,663	3,754 bis 3,928
Wandfuß	0,000	-0,018	-0,022	-0,025	-0,035
Streubereich	-0,001 bis 0,001	-0,043 bis 0,000	-0,049 bis 0,000	-0,048 bis -0,002	-0,056 bis -0,020

Die relativ große Streuung der Meßwerte bei geringer Aushubtiefe – hier sind auch die absoluten Verschiebungen sehr klein - nähert sich gegen Versuchsende (ab $h/H = 0,39$) mit einer Abweichung von etwa 5% vom Mittelwert gut an. Bei einer größeren Aushubtiefe als $h/H = 0,50$ versagt das Bodenaufleger vor der Modellwand.

Neben den Verschiebungen in Wandachse wurden von Kremer zusätzlich die Verschiebungen im Randbereich der Modellwand gemessen (Abbildung 6-3). Bis zu einer Aushubtiefe $h/H = 0,39$ verformt sich die Wand relativ gleichmäßig, wobei in den Randbereichen geringfügig kleinere Verformungen auftreten (Einfluss der Seitenwand). Im Endaushubzustand von $h/H = 0,50$ hat sich die Wand minimal schräg gestellt. Dies ist in Übereinstimmung mit den divergierenden Messgrößen über die Wandbreite und -höhe bei der in Kapitel 5.4.3 beschriebenen numerischen Simulation (Abbildung 5-19 bis 5-22).

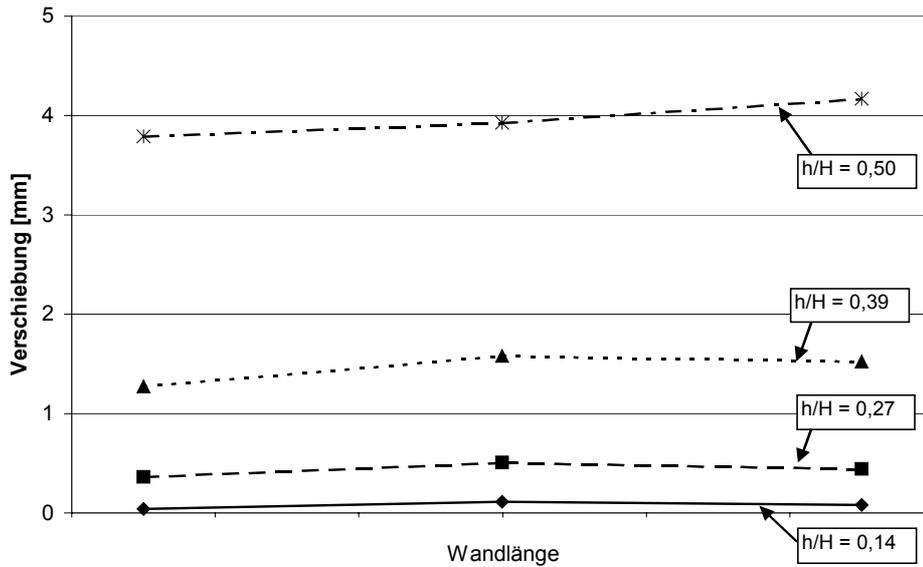


Abbildung 6-3: Wandkopfverschiebungen an drei Stellen der nicht gestützten, im Boden ein gespannter Wand

Aus der Randfaserdehnung ε kann mittels Gleichung 6.2 das Biegemoment berechnet werden, wenn ein Normalkrafteinfluss ausgeschlossen ist.

$$\varepsilon = \frac{\sigma_n}{E_M} = \frac{M}{W_y \cdot E_M} \Rightarrow M = \varepsilon \cdot W_y \cdot E_M \quad (6.2)$$

Die aus den gemessenen Randfaserdehnungen berechneten Biegemomente für verschiedene Aushubtiefen gibt Abbildung 6-4 wieder, wobei der Mittelwert der Messergebnisse aus drei Einzelversuchen dargestellt ist.

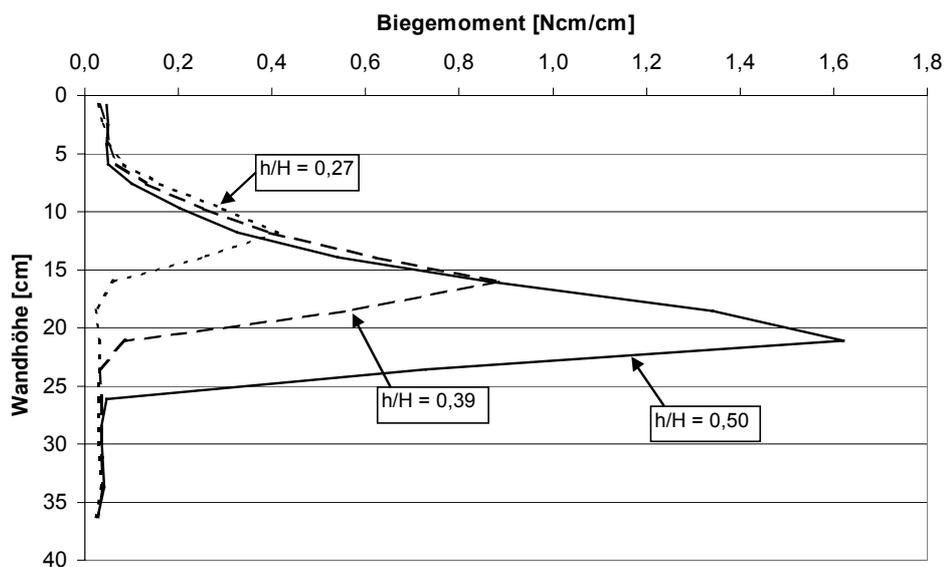


Abbildung 6-4: Biegemomentenverteilung in den Aushubzuständen – nicht gestützt

Mit zunehmender Aushubtiefe nimmt das maximale Biegemoment an Größe zu und verlagert den Ort seines Auftretens in der Modellwand nach unten. Während das Biegemoment im physikalischen Modellversuch im unteren Wandbereich näherungsweise Null ist, erstreckt sich die Biegemomentenverteilung bei der in Kapitel 5.4 beschriebenen Simulation in jeder Aushubtiefe etwa bis zum Wandfuß. Es ist davon auszugehen, dass das Steifigkeitsverhältnis von Wand und Boden im physikalischen Modellversuch wesentlich kleiner ist als bei der numerischen Simulation, wodurch der qualitative Unterschied im Verlauf der Biegemomente erklärbar wird. Dies lässt auch die große Kopfpunktverschiebung in der numerischen Simulation vermuten. Dabei ist zu beachten, dass die erreichten Endaushubtiefen im numerischen Beispiel und im Modellversuch nahezu identisch sind.

Die Biegemomente der drei Einzelversuche weisen zu Versuchsbeginn wiederum größere relative Differenzen auf. Gegen Versuchsende stellen sich geringere relative Abweichung der maximalen Biegemomente ein (Tabelle 6-2).

Tabelle 6-2: maximale Biegemomente in der Wandachse [Ncm/cm]

	$h/H = 0,27$	$h/H = 0,39$	$h/H = 0,50$
Maximales Biegemoment	0,414	0,886	1,622
Streubereich	0,368 bis 0,449	0,863 bis 0,909	1,564 bis 1,725

6.6 Einlagig gestützte Modellwand

6.6.1 Allgemeines

Bei den Modellversuchen der einlagig gestützten Wand von Kremer (1998) und in den eigenen Versuchen ist von Versuchsbeginn an ein Vierkantprofil in Höhe der Gurtung (bei 7,58 cm unter GOK) an der Modellwand befestigt, an das später - bei entsprechender Aushubtiefe (hier: $h/H = 0,27$) - ein zweites Gurtstück angeschraubt wird. In den selber durchgeführten Versuchen ist von Versuchsbeginn an der Wegaufnehmer für die Gurtverschiebung entsprechend Abbildung 6-5 montiert.

Das Montieren des zweiten Gurt – Elementes verursacht durch Erschütterung und Gewicht eine Verschiebung des Wandkopfes zur Baugrube hin. Das nachfolgende geringfügige Vorspannen der Steifen kann diese montagebedingte Verformung nicht zurückdrücken. In Abbildung 6-6 ist bei der Aushubtiefe $h / H = 0,27$ der aus beiden Vorgängen resultierende Gesamtverformungssprung dargestellt.

Nach einer Aushubtiefe von $h/H = 0,94$ versagt das Bodenaufleger vor der Modellwand. Während des Aushubvorganges erfolgt eine Rückdrehung des Wandkopfes zum Boden hin.

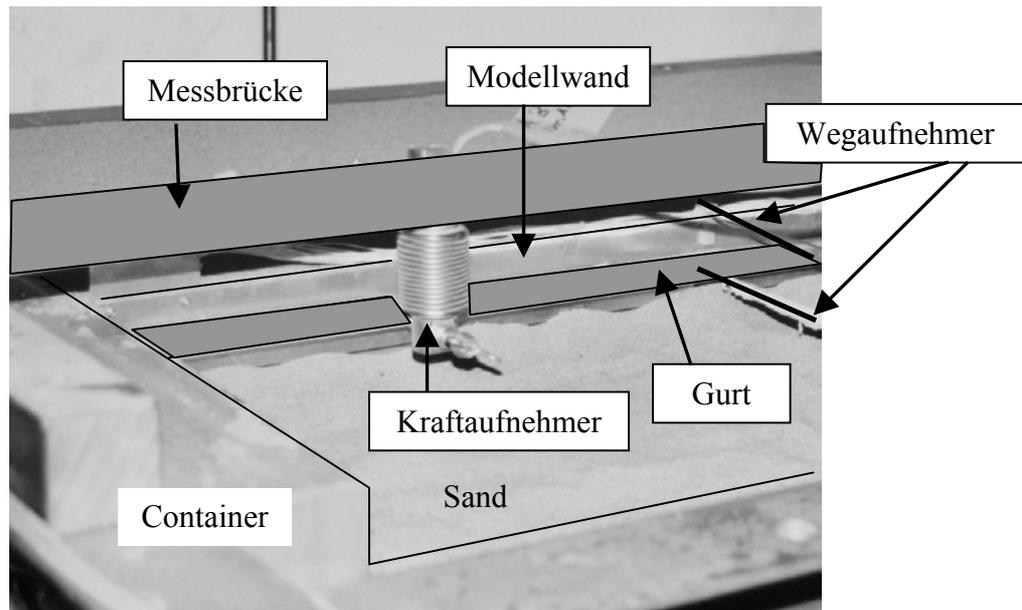


Abbildung 6-5: Ausschnitt der Modellwand mit Messtechnik im Aushubzustand $h/H = 0,27$

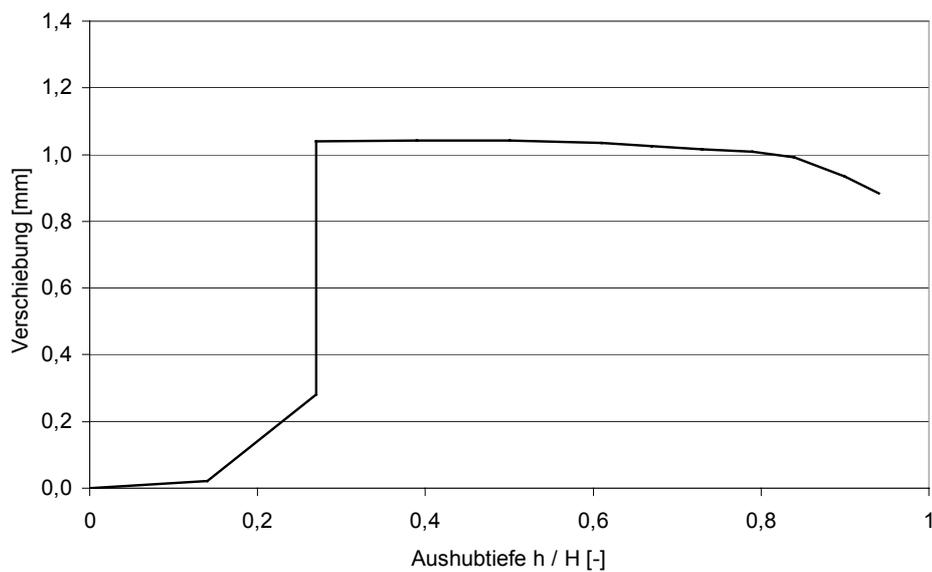


Abbildung 6-6: gemittelte Verschiebung des Wandkopfes in der Wandachse - gestützt

Die über drei Einzelversuche gemittelten Verschiebungen des Wandkopfes, des Gurtes und des Wandfußes in den verschiedenen Aushubzuständen sind in Tabelle 6-3 angegeben. Infolge der nachträglichen Installation des Wegaufnehmers für die Messung der Gurtverschiebung bei Kremer werden die anfänglichen Meßwerte in dieser Lage zu Null gesetzt.

Tabelle 6-3: gemittelte Verschiebungen in Wandachse [mm]

	$h/H = 0$	$h/H = 0,27$ vor	$h/H = 0,27$	$h/H = 0,39$	$h/H = 0,50$	$h/H = 0,73$	$h/H = 0,94$
Wandkopf	0,001	0,281	1,040	1,041	1,043	1,016	0,884
Gurt	0,000	0,000	0,000	0,010	0,020	0,090	0,240
Wandfuß	0,000	0,010	0,000	-0,010	0,020	0,000	-0,010

Der Wandfuß erfährt bis zum Endaushubzustand von $h/H = 0,94$ keine Verschiebung; die angegebenen Messwerte sind eher Messungenauigkeiten und nicht als wahre Messgrößen aufzufassen. Bezüglich der Verschiebungen über die Wandbreite verhält es sich genauso wie an der nicht gestützten Wand dargelegt, so dass die Modellwand sich ebenfalls mit fortschreitendem Aushub minimal schräg stellt bzw. in der Mittelachse stärker verformt als außerhalb der Achse.

Im Aushubzustand $h/H = 0,27$ werden nach der Montage des zweiten Gurtstückes die Kraftaufnehmer installiert und auf 10 % der zu erwartenden Stützkraft im Endaushubzustand (gemäß EAB (1994) mit umgelagerter Erddruckverteilung) vorgespannt. Dargestellt ist in Abbildung 6-7 der über drei Einzelversuche gemittelte Verlauf des linken und rechten Kraftaufnehmers mit zunehmender Aushubtiefe. Aus den nahezu identischen Kraftverläufen lässt sich eine annähernd symmetrische Belastung der Wand ableiten.

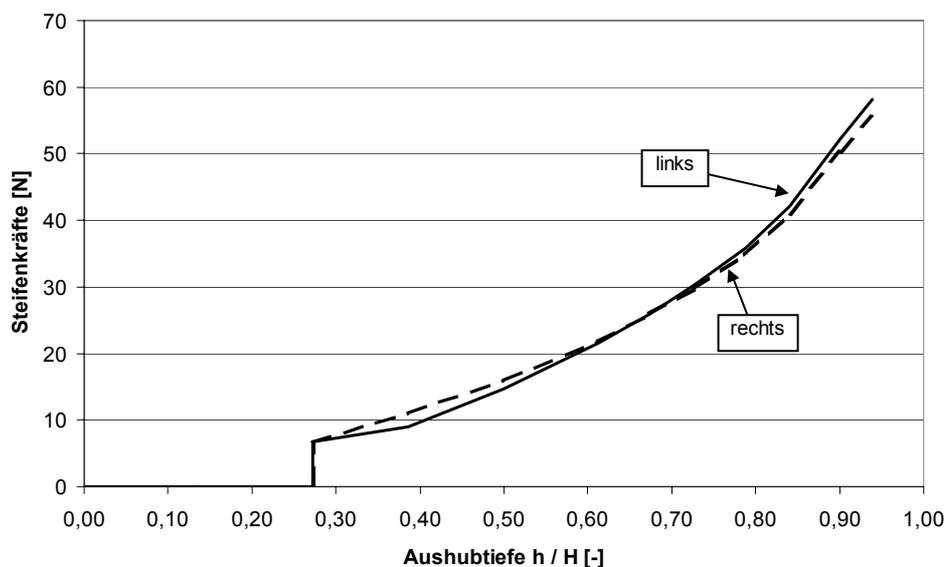


Abbildung 6-7: gemittelte Steifenkräfte mit zunehmender Aushubtiefe

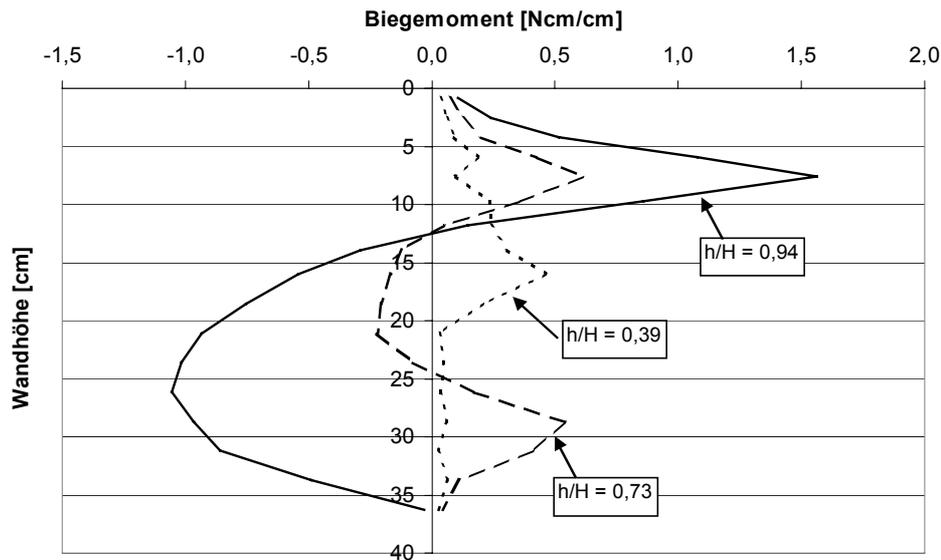


Abbildung 6-8: gemittelte Biegemomente in den Aushubzuständen - gestützt

Die den Aushubzuständen entsprechenden und über drei Einzelversuche gemittelten Verteilungen der Biegemomente sind in Abbildung 6-8 dargestellt. Mit fortschreitendem Aushub ist ein Übergang des Systems von einer Einspannung zu jenem mit einer freien Fußauflagerung zu beobachten. Im Endaushubzustand beträgt der Streubereich des maximalen Biegemomentes von dessen Mittelwert etwa 7 %.

6.6.2 Einfluss der Vorspannkraft

In den selbst durchgeführten Modellversuchen wurde die Vorspannkraft der Steifen von 10 % über 50 % und 75 % bis auf 100% der rechnerischen Kraft im Endaushubzustand variiert (Abbildung 6-9). Die rechnerische Steifenkraft im Endaushubzustand ermittelt sich aus einer Berechnung gemäß EAB (1994) mit umgelagerter Erddruckverteilung.

Die geänderte Biegesteifigkeit der Modellwand (1,5 mm gegenüber 1,0 mm Wanddicke bei den Versuchen von Kremer) führt zu mittleren Steifenkräften von je 50 N je Kraftaufnehmer im Endaushubzustand bei einer Vorspannkraft von 10 % - gegenüber etwa 57 N bei Kremer. Die größten Steifenkräfte werden zu 60 N je Kraftaufnehmer im Endaushubzustand bestimmt (bei den Versuchen mit einer Vorspannkraft von 100 %). Nach einer Aushubtiefe von $h/H = 0,94$ versagt das Bodenauflager vor dem Wandfuß.

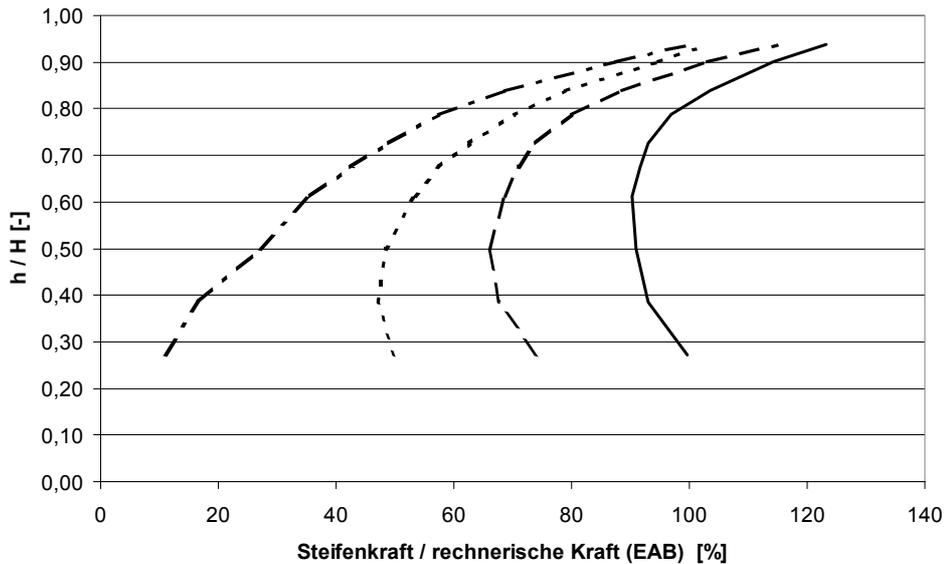


Abbildung 6-9: gemittelte Steifenkräfte mit zunehmender Aushubtiefe

Die gemittelten Gurtverschiebungen verdeutlichen das unterschiedliche Verhalten der Wände und des Bodens infolge der variierten Vorspannkraften (Abbildung 6-10). Während bei geringen Vorspannkraften (10 % und 50 %) die Gurtverschiebungen (sowie Steifenkräfte) mit zunehmender Aushubtiefe stark ansteigen, ist bei größeren Vorspannkraften (75 % und 100 %) zuerst eine Entspannung des Bodens hinter dem Bereich der Steifenlage bei Aushubtiefen $h/H \approx 0,30$ bis $h/H \approx 0,70$ zu beobachten. Bei weiterem Aushub erfolgt eine zunehmende Konzentration der Erddruckspannungen auf die Steifenlage. Eine Bewegung des Gurtes zum Boden hin, in dem Bereich einer Aushubtiefe von $0,30 \leq h/H \leq 0,60$ bzw. $0,80$ bei 75 % bzw. 100 % Vorspannkraft, spiegelt die damit einhergehende Entspannung der Feder im Kraftaufnehmer wider.

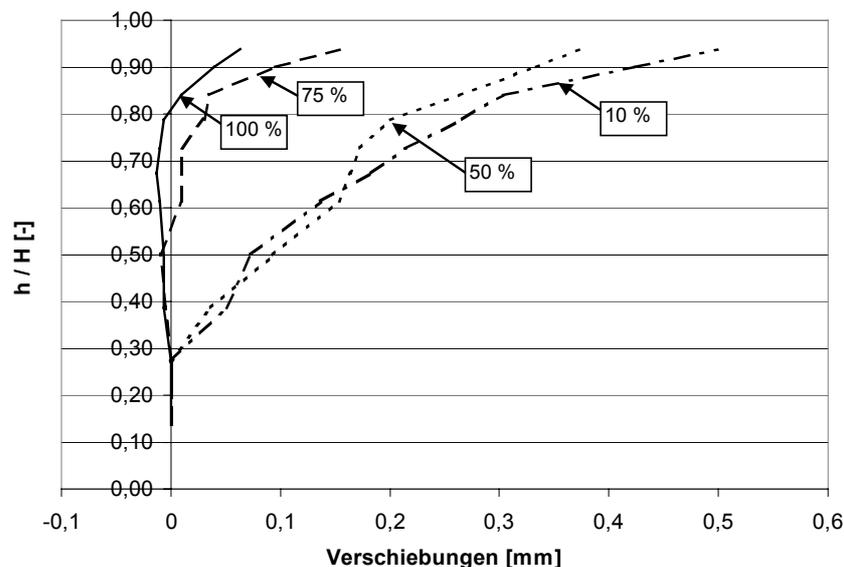


Abbildung 6-10: gemittelte Gurtverschiebungen mit zunehmender Aushubtiefe

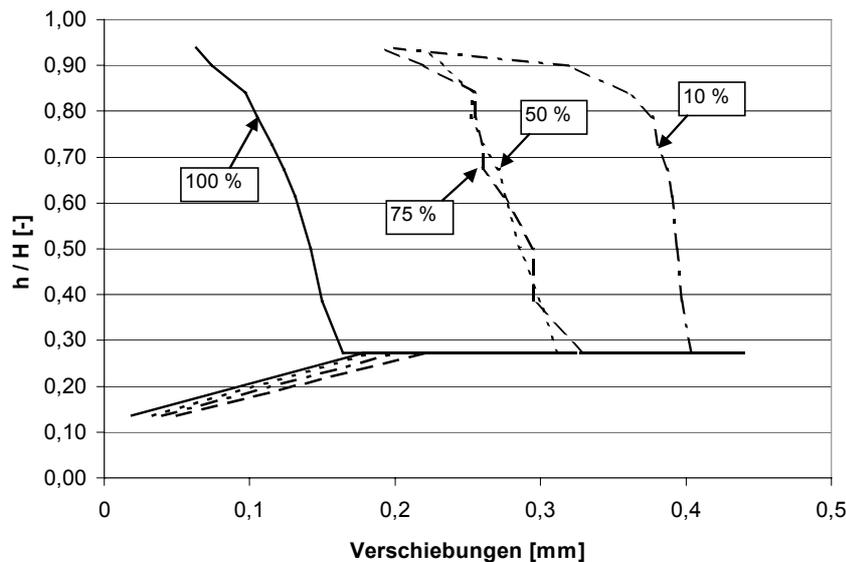


Abbildung 6-11: gemittelte Verschiebungen des Wandkopfes mit zunehmender Aushubtiefe

Der Wandkopf erfährt bei geringer Vorspannung der Steifenkraft infolge einer Drehung der Modellwand um den Gurt die stärkste Rückdrehung gegen den Boden (Abbildung 6-11). Deutlich ist in Abbildung 6-11 der Einfluss der Montage des zweiten Gurtstückes und das Vorspannen der Steifen bei einer Aushubtiefe von $h/H = 0,27$ auszumachen.

Der Wandfuß erfährt erst ab einer Aushubtiefe von $h/H = 0,90$ eine geringe Verschiebung Richtung Baugrube. Im Endaushubzustand haben sich die gemittelten Wandfußverschiebungen zu 0,1 mm eingestellt. Mit weiter steigender Aushubtiefe bewegt sich der Wandfuß kontinuierlich, was letztendlich zum Systemversagen führt.

Bei einer Vorspannung der Steifenkraft von 10 % derjenigen, die im Vollaushubzustand entsteht, tritt am Wandkopf die größte Bewegung gegen den Boden auf (Abbildung 6-11) bei gleichzeitig größter Verschiebung des Gurtes zur Baugrube hin. Wird angenommen, dass bei allen Versuchen der Wandfuß unverschieblich bleibt, erfährt die Wand bei 10 %-iger Vorspannung die größte Durchbiegung und damit die größten Biegemomente im Feld verglichen mit den Versuchen mit größeren Vorspannungen der Steifen (Abbildung 6-12). Das Stützmoment bei diesem Versuch ist entsprechend der geringsten Steifenkraft am niedrigsten. Bei einem Anstieg der Vorspannkraft der Steifen nimmt folglich das Feldmoment ab und das Stützmoment zu. Ab einer Vorspannung von 50 % der rechnerischen Steifenkraft im Endaushubzustand befinden sich die Biegemomentenverteilungen über die Wandhöhe in einem engfassten Bereich.

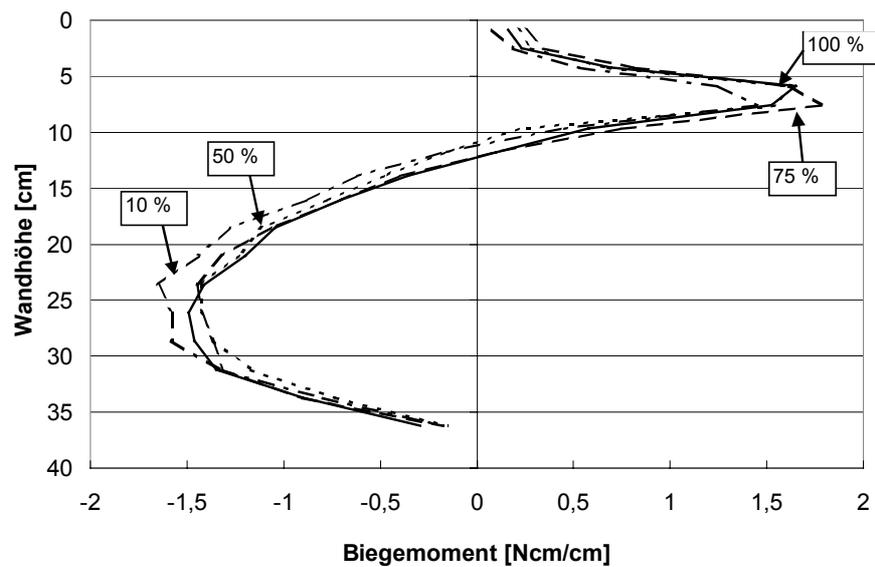


Abbildung 6-12: gemittelte Biegemomente im Endaushubzustand - Vorspannung

6.6.3 Einfluss der Biegesteifigkeit

Im Folgenden werden die Modellversuche der 1,0 mm dicken und der 1,5 mm dicken Modellwand verglichen. Es werden jeweils Versuche mit 10 %-ger Vorspannkraft verglichen. Dabei wird nur der Endaushubzustand betrachtet.

Es kann angenommen werden, dass sich die dünnere Wand durch eine größere Verformung im Feldbereich der Belastung infolge Erddruck entzieht und daher das Feldmoment kleiner ausfallen wird als bei der dickeren Wand. Untersuchungen von Rowe (1952) haben diesen Einfluss der Biegesteifigkeit der Wand auf das Biegemoment bereits hinreichend belegt.

So wie dargelegt verhält es sich mit den gemessenen Feldmomenten in den beiden Versuchen (Abbildung 6-13). Da sich die Wand in Gurthöhe der Last nicht entziehen kann sind die Stützmomente in beiden Versuchen annähernd identisch. Im Versuch mit der 1,5 mm dicken Wand hat sich der Gurt stärker verschoben (Tabelle 6-4), so dass das Stützmoment etwas geringer ausfällt. Die Steifenkraft ist folglich ebenfalls kleiner als bei der dünneren Wand. Über die Differenz der Verschiebungen der Wand zwischen Steifeneinbau und Endaushubzustand kann nur schwerlich auf die Durchbiegung der Wand im Feld geschlossen werden. Es ist jedoch gesichert (siehe oben), dass infolge eines biegeweicheren Querschnittes die Durchbiegung der Wand zunimmt.

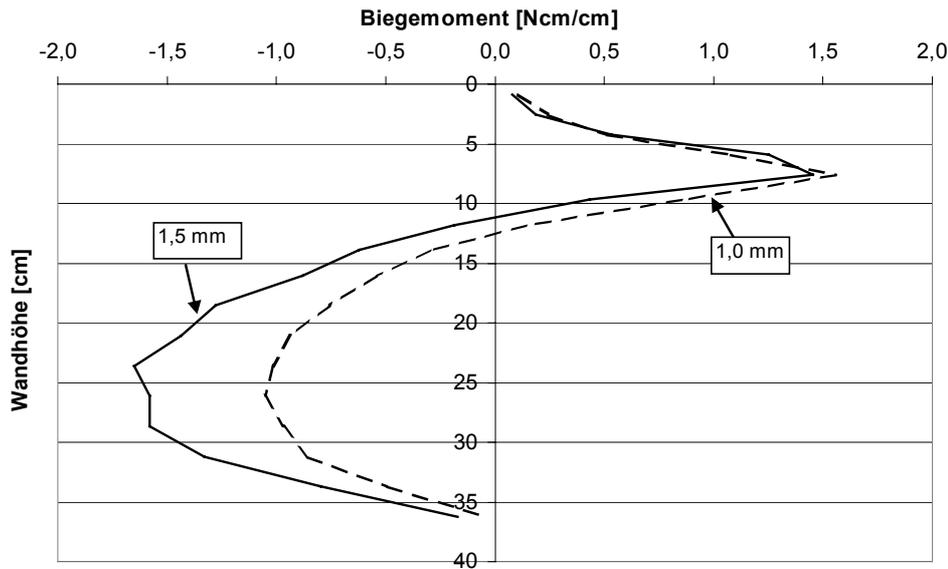


Abbildung 6-13: gemittelte Biegemomente im Endaushubzustand - Biegesteifigkeit

Tabelle 6-4: gemittelte Messwerte im Endaushubzustand

	1,0 mm Wand	1,5 mm Wand
Rückdrehung Kopfpunkt [mm]	0,16	0,20
Gurtverschiebung [mm]	0,24	0,50
Steifenkraft [kN]	57	52

6.6.4 Einfluss der Steifenlage (mit Auflast)

Wie aus dem vorherigen Abschnitt ersichtlich, kann durch die Verwendung einer Wand mit einer großen Biegesteifigkeit das Feldmoment erhöht werden. Dies ist für die Versuche einer Wand mit plastifizierendem Fließgelenk durchaus erwünscht, um die künstliche Schwächung der Wand gering zu halten (siehe Kapitel 6.6.6).

Um den 1,5 mm starken Wandquerschnitt verstärkt auszunutzen, wird in den nachfolgend erläuterten Versuchen die Steifenlage (h_k) von 7,58 cm auf 2,60 cm unter GOK verlegt (Abbildung 6-14). Zudem wird nach einer Aushubtiefe von $h / H = 0,73$ eine großflächige Auflast von 2,85 kN/m² hinter der Modellwand aufgebracht (siehe Kapitel 6.6.5) und anschließend weiter ausgehoben.

Infolge der Auflast erhöht sich das Stützmoment der Wand bei tiefer (7,58 cm) Steifenlage erheblich, wohingegen das Feldmoment gegenüber den Versuchen ohne Auflast (Abbildung 6-12) nahezu unverändert bleibt. Legt man die Steifenlage höher (2,60 cm), so nimmt das Stützmoment stark ab (um 67 %) und das maximale Feldmoment in annähernd gleichem Maße zu (um 60 %).

Während die Wand mit tiefer Steifenlage erst nach einem Endaushubzustand von $h / H = 0,94$ versagt - d.h. gegenüber den Versuchen ohne Auflast unverändert bleibt – so gibt das Fußauflager vor der Wand mit hoher Steifenlage bereits nach einem Aushubzustand von $h / H = 0,90$ nach.

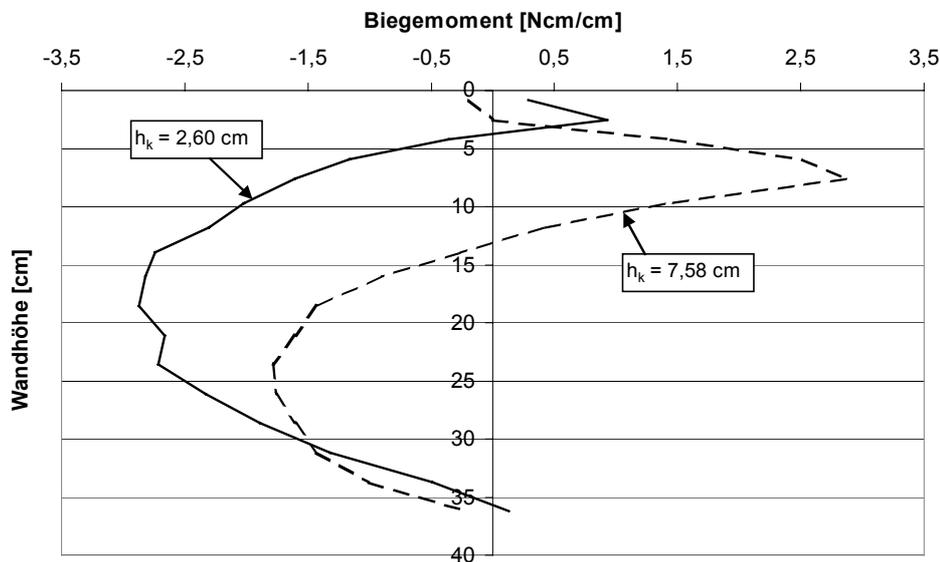


Abbildung 6-14: Biegemomente im Endaushubzustand mit Auflast bei variierter Steifenlage

Die Steifenkräfte in den Versuchen mit hoher Steifenlage betragen etwa 80 N je Steife, jene mit tiefer Steifenlage 100 N je Steife. Die Vorspannung der Steifen in den Versuchen liegt wiederum bei 10 % jener rechnerischen Kraft im Endaushubzustand gemäß EAB (1994) mit Erddruckumlagerung.

6.6.5 Einfluss des Aushubzustandes für die Lastaufbringung

Der Aushubzustand bei Aufbringung einer großflächigen Auflast ist entscheidend für die Biegemomentenverteilung in der einlagig gestützten Wand (Steifenlage = 2,60 cm). Es wird eine Auflast von $2,85 \text{ kN/m}^2$ verwendet, die durch eine zusätzliche Sandschicht hinter der Wand erzeugt wird. Hierfür wird eine Holzkiste auf die Geländeoberfläche gesetzt und mit einer Folie ausgelegt, die der Setzung des Bodens folgen kann. Dann wird die zusätzliche Sandschicht aufgetragen. Hierdurch ist eine kontinuierliche Lastverteilung gewährleistet. Durch die zusätzliche Auflast soll der Querschnitt stärker als zuvor ausgenutzt werden.

Wie aus Abbildung 6-15 ersichtlich ist, tritt bei Versuchen „ohne“ und mit Auflast „von Beginn an“ ein annähernd gleiches maximales Biegemoment im Feld der Wand auf. Die Auflast geht in die Steife und erhöht entsprechend das Stützmoment. Bringt man die Auflast bei einer Aushubtiefe von $h / H = 0,73$ auf, so entsteht unmittelbar nach Lastaufbringung ein größeres Feldmoment als in den beiden anderen Versuchsvarianten. Durch diese Vorgehensweise kann

der Querschnitt bereits bei einer geringeren Aushubtiefe vermehrt ausgenutzt werden, ohne dass ein Versagen des Fußauflagers auftreten kann (siehe Kapitel 6.6.6).

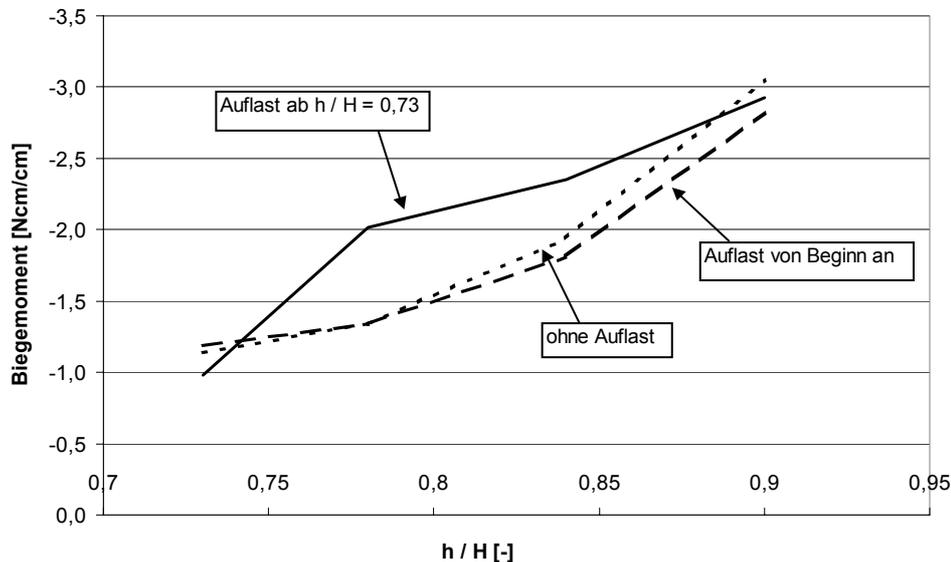


Abbildung 6-15: Entwicklung des maximalen Feld-Biegemomentes mit zunehmender Aushubtiefe – Auflastaufbringung

Die Steifenkraft im Endaushubzustand liegt bei 40 N je Steife bei dem Versuch ohne Auflast, jene des Versuches mit Auflast von Beginn an bei 85 N und die des Versuches mit einer Auflast ab einer Aushubtiefe $h / H = 0,73$ bei 80 N. Die Vorspannung der Steifen beträgt 10 % der rechnerischen Steifenkraft im Endaushubzustand gemäß EAB (1994) mit Erddruckumlagerung.

6.6.6 Einlagig gestützte Modellwand mit Auflast und plastischem Fließgelenk

Die 1,5 mm dicke Modellwand ($h_k = 2,60$ cm) wird mit einer künstlichen Nut versehen, um ein Fließgelenk im Querschnitt zu provozieren. Aus den vorangegangenen Untersuchungen ist bekannt, dass das maximale Feldmoment (mit einer Auflast von $2,85$ kN/m² ab $h / H = 0,73$) bei $2,9$ Ncm/cm im Endaushubzustand liegt. Um das Fließgelenk vor einem geotechnischen Versagen auszubilden, wird die erforderliche künstliche Schwächung in einem 3-Punkt-Biegeversuch ermittelt. Die Schwächung befindet sich hierbei unmittelbar neben der Lasteinleitungsstelle der Kraft.

Die Schwächung für den Modellversuch wird zu 98,18 % gewählt (Abbildung 6-16). Nach einer Rotation von $0,05$ rad und einem Biegemoment von etwa $2,5$ Ncm/cm bildet sich das Fließgelenk deutlich aus. Eine geringfügige Änderung der Wandschwächung führt zu einem deutlich unterschiedlichen Tragverhalten des Wandquerschnittes.

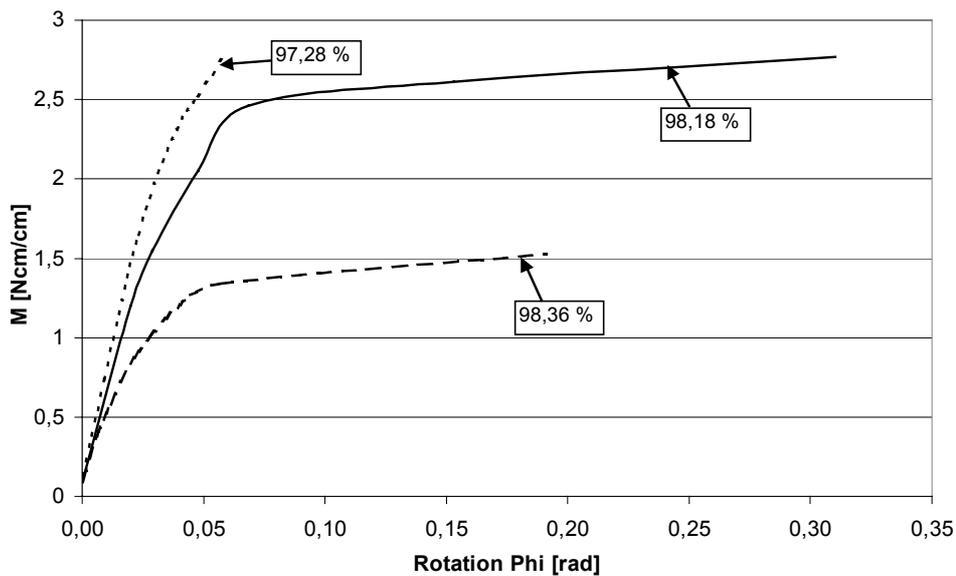


Abbildung 6-16: Momenten-Rotations-Kurven infolge künstlicher Schwächungen der Wand

Die Schwächung wird an der Stelle ausgeführt an der bei der einlagig gestützten Modellwand im Endaushubzustand das maximale Feldmoment auftrat (16,7 cm unter Wandkopf). Bei beiden in der Abbildung 6-17 dargestellten Versuchen wurde bei einer Aushubtiefe von 73 % der Wandhöhe eine Auflast von 2,85 kN/m² aufgebracht.

Infolge der Durchbiegung des Querschnittes durch das sich ausbildende Fließgelenk erfahren die verbliebenen Stege (Abbildung 6-18) eine starke Dehnung (die nächsten DMS befinden sich 5 mm ober- / unterhalb des Steges in Wandachse). Die lokal erhöhten Dehnungen in der Wandplatte erstrecken sich bis in einen Bereich von etwa 2,5 cm ober- und unterhalb des Steges (siehe Abbildung 6-17, in der Biegemomentenverteilung etwa 15 cm bis 20 cm unter Wandkopf). Diese lokale Biegemomentenbelastung ist lediglich auf die angewandte Schwächungsmethode für die Wand sowie die Biegebelastung in dem Steg zurückzuführen und kann daher vernachlässigt werden. Der Biegemomentenverlauf des Versuches mit plastifizierender Modellwand darf folglich durch eine Angleichung, wie in Abbildung 6-17 dargestellt, angenommen werden.

Infolge des sich ausbildenden Fließgelenkes kommt es zu einem kleineren Feldmoment und einem größeren Stützmoment als beim Versuch mit elastischem Wandquerschnitt. Das geringere Feldmoment ist konform mit der Biegemomentenverteilung der numerischen Simulation in Kapitel 5.6, wobei dort das Stützmoment (aufgrund der bereits in Kapitel 5.5 dargelegten Ursachen) nicht zunahm. Eine Zunahme des Stützmomentes im Modellversuch impliziert eine Erddruckumlagerung zur Steife hin, die in der numerischen Simulation ebenfalls nicht festgestellt werden konnte.

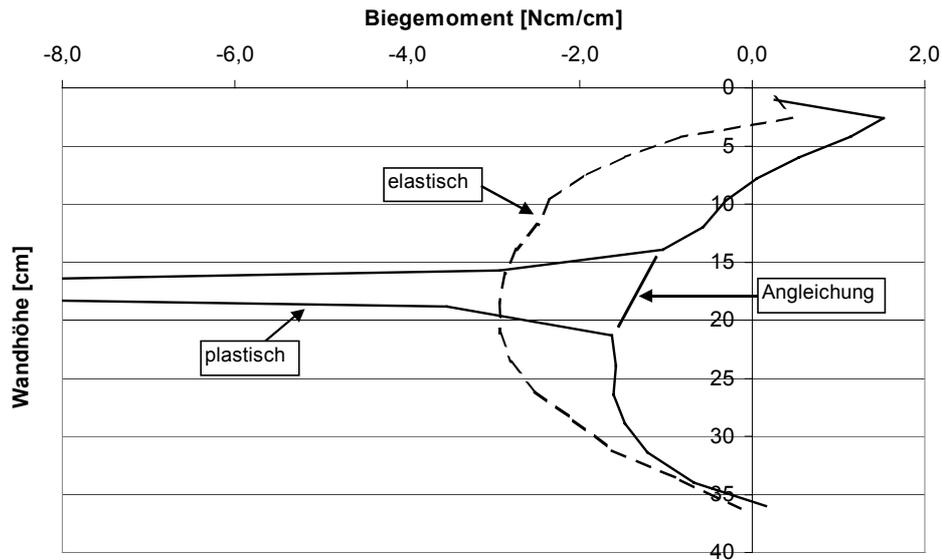


Abbildung 6-17: Biegemomente im Endaushubzustand - elastisch / plastisch

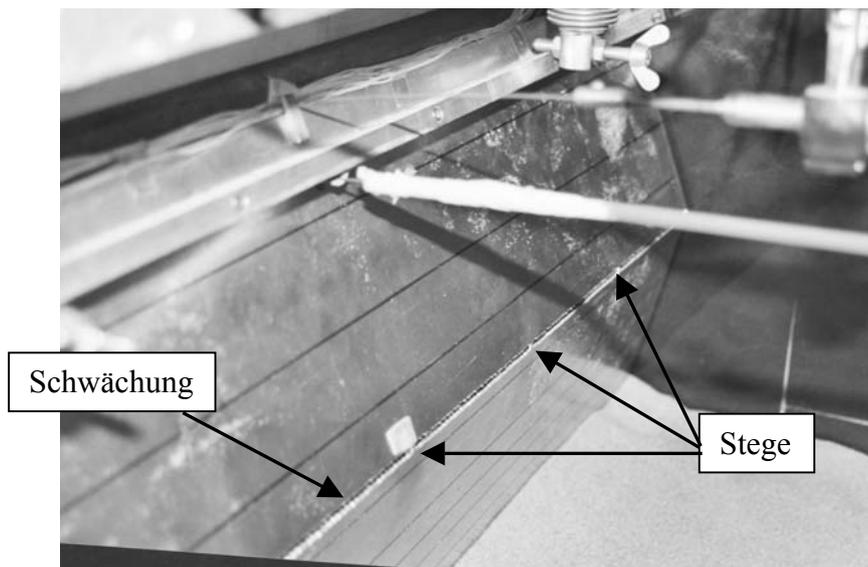


Abbildung 6-18: plastifizierte Modellwand nach dem Systemversagen

Wie auch in der numerischen Simulation führt der plastifizierte Wandquerschnitt im Modellversuch zu einer großen Durchbiegung im Fließgelenk. Nach einer größeren Aushubtiefe als $h / H = 0,90$ versagt das Bodenaufleger vor der Wand im Modellversuch, so dass von einem gemischten Versagen ausgegangen werden kann. Bei der einlagig gestützten elastischen und plastifizierten Wand der numerischen Simulation wird ebenfalls eine identische Endaushubtiefe erreicht. Dieses übereinstimmende Verhalten kann u.a. in der nahezu identischen Momenten-Rotations-Kurve der numerisch simulierten Wand und der Modellwand begründet sein.

Die Steifenkraft im Endaushubzustand des Versuches mit plastifizierter Modellwand ist mit 88 N je Steife um 10 % größer als die des Versuchs mit elastischer Modellwand. Dies bestätigt die bereits beschriebene vermehrte Erddruckumlagerung zur Steife hin beim plastifizierten Querschnitt. Die Steifenkraft in der numerischen Simulation nimmt unter nahezu äquivalenten Randbedingungen (Steifenlage) leicht ab.

Die Unterschiede zwischen physikalischem Modellversuch und numerischer Simulation sind einerseits auf die differenzierten Modellierungsweisen des Fließgelenkes zurückzuführen und andererseits auf die unzureichende Ausbildung eines Erdwiderstandes hinter der Steife in der numerischen Simulation. Ein weiterer Grund für die verschiedenen Verhaltensweisen wird die unterschiedliche Biegesteifigkeit der Wand im Modellversuch und in der numerischen Simulation sein, obwohl der Einfluss dieses Kriteriums aufgrund der sehr ähnlichen Momenten-Rotations-Kurven beider Wände als gering einzustufen ist.

7 Numerische Simulation der Modellversuche

7.1 Allgemeines

Die durchgeführten Modellversuche mit kleinmaßstäblichen Modellwänden unter einfacher Erdschwere werden mit dem PFC3^D (1999) simuliert. Hierfür wird entsprechend den Ausführungen in Kapitel 5.2 zuerst die Modellwand geeicht. Die Höhe der numerisch simulierten Wand entspricht mit 37,1 cm der Höhe der Modellwand aus dem Modellversuch. Die Breite der Wand wird auf 10,88 cm reduziert. Hieraus resultieren Wandkugeln mit einem Durchmesser von 4,95 mm. Der begrenzende Container wird in der Höhe zu 51,94 cm und in der Breite zu 83,48 cm gewählt, damit sich die Gleitflächen im Boden ungehindert ausbilden können. Seine Tiefe beträgt 11,38 cm.

Die Parameter der Bodenkugeln werden vorab überschlägig anhand von numerisch simulierten Triaxialversuchen und numerisch simulierten Versuchen mit paralleler Wandverschiebung ermittelt. Die endgültige Einstellung der Bodenkugelparameter geschieht über eine Anpassung anhand der Messdaten aus den 1g-Modellversuchen. Mit dem numerischen Bodenmodell entsprechend Kapitel 3.1, Abbildung 3-1, ergeben sich für die gewählte Geometrie etwa 30.000 Bodenkugeln.

Die Simulation wird mit drei parallel geschalteten Rechnern durchgeführt. Die Rechenbereiche [cm] in Containerbreite liegen bei: 0,0 – 0,39 / 0,39 – 0,53 / 0,53 – 0,8348.

7.2 Numerisches Bodenmodell

Das numerische Bodenmodell (Kapitel 3.1, Abbildung 3-1) entspricht von der Kornverteilung her dem Modellboden (Kapitel 6.2, Abbildung 6-1), wobei jedoch lediglich 4 Kugelgrößen von 10,5 mm bis 20 mm Durchmesser verwendet werden. Die genaue Abbildung des Bodens und die anschließend durchgeführten numerischen Untersuchungen sind in Kapitel 4.2 dargestellt.

Für die Anpassung der globalen numerischen Bodeneigenschaften werden die am realen Modellboden durchgeführten Triaxialversuche (Herten (1999)) numerisch simuliert. Mittels der parallelen Verschiebung einer Stirnwand wird anschließend der exakte Reibungsbeiwert und die Schersteifigkeit der Bodenkugeln bestimmt. Hierfür wird ein ähnlich großer Container verwendet wie für die spätere Simulation (identische Stirnwandhöhe und -tiefe). Die erforderliche Schersteifigkeit der Bodenkugeln ergibt sich zu $k_s = 3100 \text{ kN/m}$, um nach einer Verschiebung von 1 ‰ der Wandhöhe den aktiven Grenzzustand zu erreichen. Die Normalsteifigkeit beträgt hierbei $k_n = 2700 \text{ kN/m}$. Bei paralleler Stirnwandverschiebung und einem Rei-

bungsbeiwert von $\mu = 10$ (aus den Triaxialversuchen, Kapitel 4.2) ergibt sich der innere Reibungswinkel des Bodens zu $\varphi = 38,0^\circ$. Über den numerisch simulierten Triaxialversuch ermittelt sich der innere Reibungswinkel des numerischen Bodenmodells gemäß Abbildung 4-9 zu $37,9^\circ \leq \varphi \leq 40,6^\circ$. Die bei den unterschiedlichen Spannungsniveaus ermittelten inneren Reibungswinkel sind untereinander und mit dem inneren Reibungswinkel aus dem realen Triaxialversuch ($\varphi \approx 39,5^\circ$) gut übereinstimmend. Aufgrund des geringeren Spannungsniveaus im 1g-Modellversuch wäre jedoch ein höherer innerer Reibungswinkel zu erwarten.

Zur Vermeidung größerer Streubreiten der Messgrößen und um die Reproduzierbarkeit der Simulation zu gewährleisten, sollten ursprünglich kleinere Kugeln in Spundwandnähe nachträglich eingeregnet werden. Dieses Vorhaben musste jedoch verworfen werden, da die Rechenzeiten bis zum Ende des ersten Aushubzustandes bereits beträchtlich waren. Stattdessen werden nachträglich am Rand des Modellcontainers Bodenkugeln mit Durchmessern entsprechend der beiden größten Bodenkugeln ($\varnothing 13,75$ mm sowie 20 mm) eingeregnet (Abbildung 7-1). Hierdurch verringert sich die Anzahl der Bodenkugeln auf etwa 20.000.

Auf der Modellwand finden rechnerisch 5,7 Kugeln mit dem größten Durchmesser nebeneinander Platz. Durch die Verwendung der Sieblinie und somit weiterer kleinerer Bodenkugeln ist eine bessere Verteilungsmöglichkeit der Kugeln und Kräfte im System sowie eine bessere Reproduzierbarkeit gewährleistet.

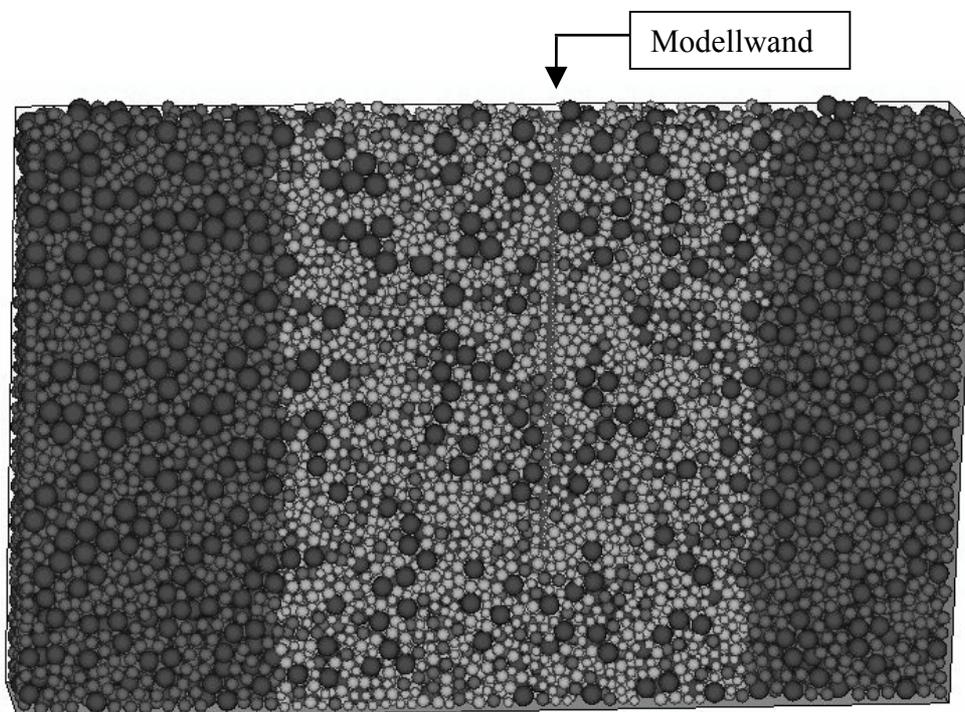


Abbildung 7-1: Modellcontainer mit eingeregneten Bodenkugeln

In Abbildung 7-2 ist die auf die Bodenplatte wirkende Vertikalkraft des linken Rechenbereiches aufgetragen. Infolge des Löschens der Bodenkugeln nimmt die Kraft ab und durch an-

schließendes Einregnen der größeren neuen Kugeln wieder sukzessive zu. Sehr viele Zeitschritte sind erforderlich, um ein ausreichendes Gleichgewicht im System einzustellen. Neben der Vertikalkraft dienen zudem die unausgeglichene Kräfte im System als Kriterium, wann der Gleichgewichtszustand erreicht ist. Nach dessen Erreichen wird der Boden vor der Wand schrittweise ausgehoben.

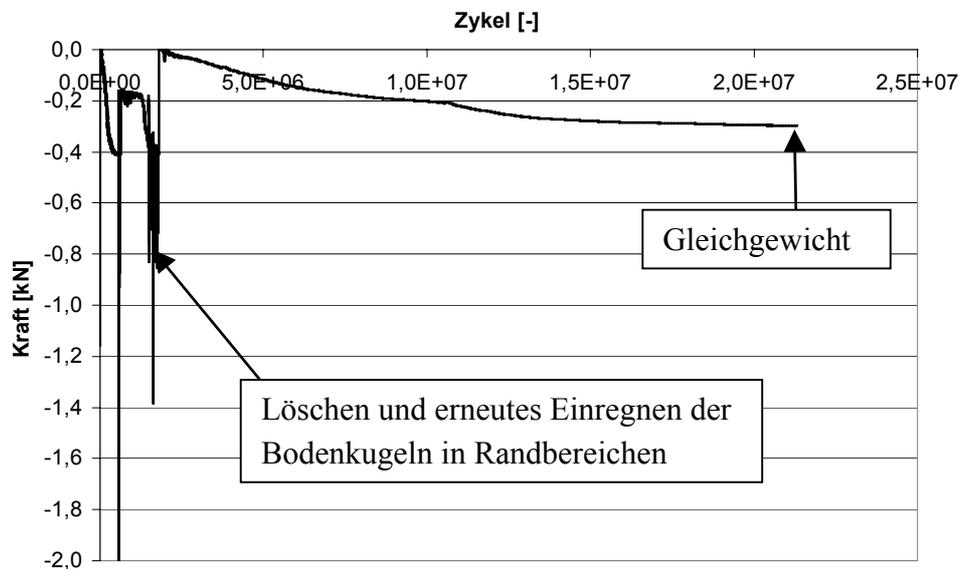


Abbildung 7-2: Z-Kraft auf Bodenplatte (linker Rechenbereich)

7.3 Nicht gestützte Wand

Führt man mit den oben hergeleiteten Bodenparametern die numerische Simulation der 1,0 mm dicken Wand (Kapitel 6.5) bis zum ersten Aushubzustand $h/H = 0,14$ durch, so ergibt sich eine sehr große Verschiebung des Wandkopfes gegenüber den gemessenen Verschiebungen im Versuch. Es muss eine deutlich höhere Schersteifigkeit der Bodenkugeln gewählt werden als zuerst veranschlagt, um das Verhalten der Modellwand realitätsnah abbilden zu können. Abbildung 7-3 gibt den Einfluss der Schersteifigkeit der Bodenkugeln auf die Kopfpunktverschiebung der Wand im ersten Aushubschritt an. Der markierte Bereich kennzeichnet den Streubereich der gemessenen Wandkopfvverschiebungen der einzelnen physikalischen 1g-Modellversuche bei diesem Aushubzustand.

Es wird demzufolge die Schersteifigkeit auf $k_s = 7 \cdot 10^8$ kN/m erhöht. Die Normalsteifigkeit wird beibehalten. Verwendet man diese Parameter für eine numerische Triaxialprobe, so ergibt sich ein Reibungswinkel von $\varphi \approx 60^\circ$. Dieser Wert ist in Übereinstimmung mit den berechneten inneren Reibungswinkeln von Kremer (1998) für den Boden in seinen kleinmaßstäblichen Modellversuchen, jedoch ist zu bedenken, dass im Triaxialversuch ein höheres Spannungsniveau herrscht.

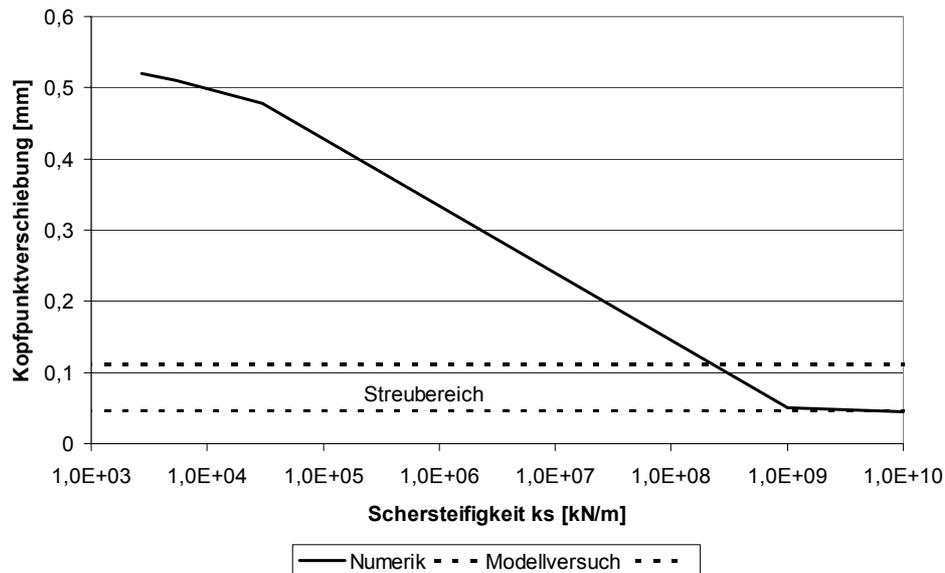


Abbildung 7-3: Einfluss der Schersteifigkeit auf die Kopfpunktverschiebung ($h/H = 0,14$)

Die Simulationsergebnisse bis zur zweiten Aushubtiefe von 10,11 cm ($h/H = 0,27$) werden vorgestellt. Bis zu dieser Aushubtiefe beträgt die reine Rechenzeit etwa 6 Monate. Neben der hohen (Scher-) Steifigkeit der Bodenkugeln und dem ungünstigen Systemverhalten ist die lange Rechenzeit auf die große Anzahl von Wandkugeln sowie deren hohe Steifigkeiten zurückzuführen. Um eine mit dem Modellversuch identische Kopfpunktverschiebung in der numerischen Simulation zu erzielen, wird im zweiten Aushubschritt die Schersteifigkeit auf $k_s = 4 \cdot 10^9$ kN/m noch einmal erhöht.

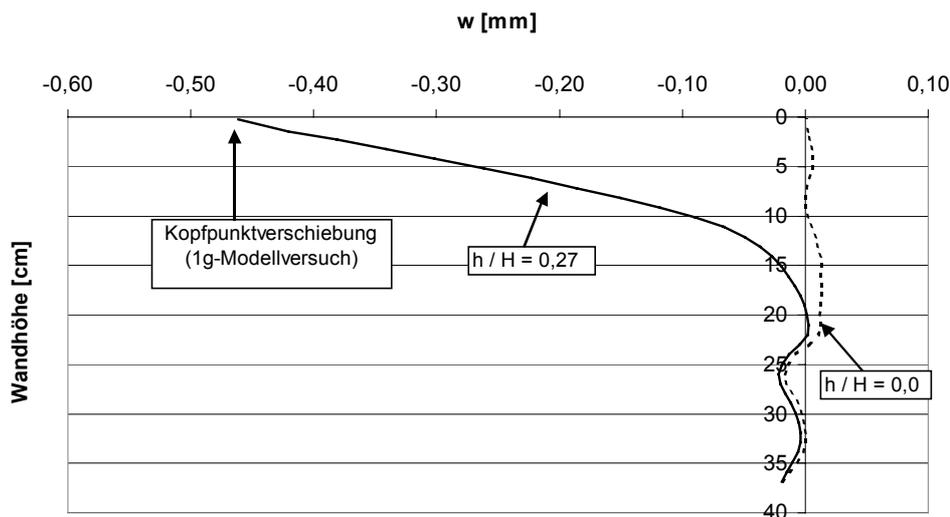


Abbildung 7-4: Biegelinie in den Aushubzuständen / Vergleich mit dem physikalischen Modellversuch

In Abbildung 7-4 ist die Biegelinie der numerisch simulierten Modellwand für einen Aushubzustand angegeben. Generell sind in den Abbildungen wiederum die Messgrößen der beiden mittleren Wandkugelspalten dargestellt. Im Anfangszustand ($h / H = 0,0$) hat sich die Wand bereits etwas verformt, was auf das Einregnen der Bodenkugeln zurückzuführen ist. Durch das schrittweise Löschen der Bodenkugeln vor der Wand (Aushub) nimmt die Wandkopfverformung zu und erreicht den gleichen Wert wie im physikalischen Modellversuch; hier für den zweiten Aushubschritt ($h / H = 0,27$) dargestellt.

Ebenso wie die gemessenen Verschiebungen der drei Einzelversuche im Modellversuch bei geringen Aushubtiefen schwanken die Verschiebungen in der numerischen Simulation, wenn man zusätzlich die Randkugeln mitbetrachtet (Abbildung 7-5). Eine Drehung der Modellwand um ihre Mittelachse hat stattgefunden.

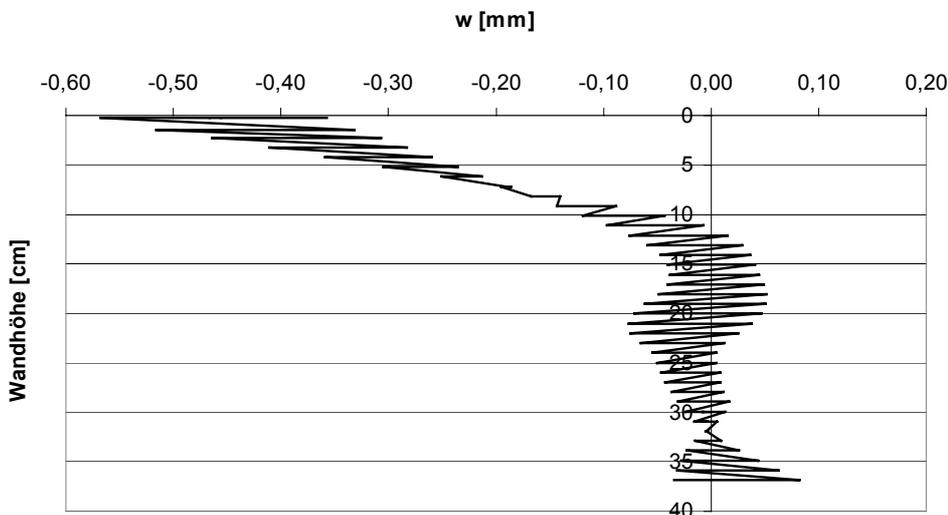


Abbildung 7-5: Streubereich der Biegelinie ($h/H = 0,27$)

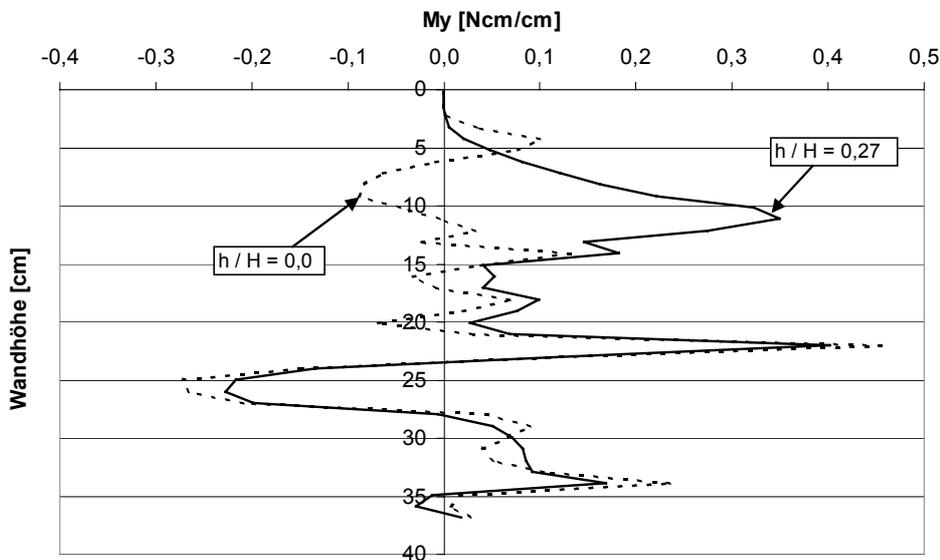


Abbildung 7-6: Biegemomentenverlauf in den Aushubzuständen

Durch das Einregnen der Bodenkugeln hat die Wand neben einer Verformung auch eine Biegebelastung erfahren (Abbildung 7-6). Infolge des Aushubs wird das eingeprägte Biegemoment im oberen Wandbereich (bis 15 cm unter GOK) überdrückt, während die Biegebelastung im unteren Wandbereich durch den Aushubfortschritt kaum beeinflusst wird.

Ein Vergleich des Biegemomentenverlaufs des physikalischen Modellversuchs mit jenem aus der numerischen Simulation liefert für den gleichen Aushubzustand eine gute Übereinstimmung (Abbildung 7-7) in Bezug auf den Verlauf und den Maximalwert der Biegemomente im oberen Wandbereich.

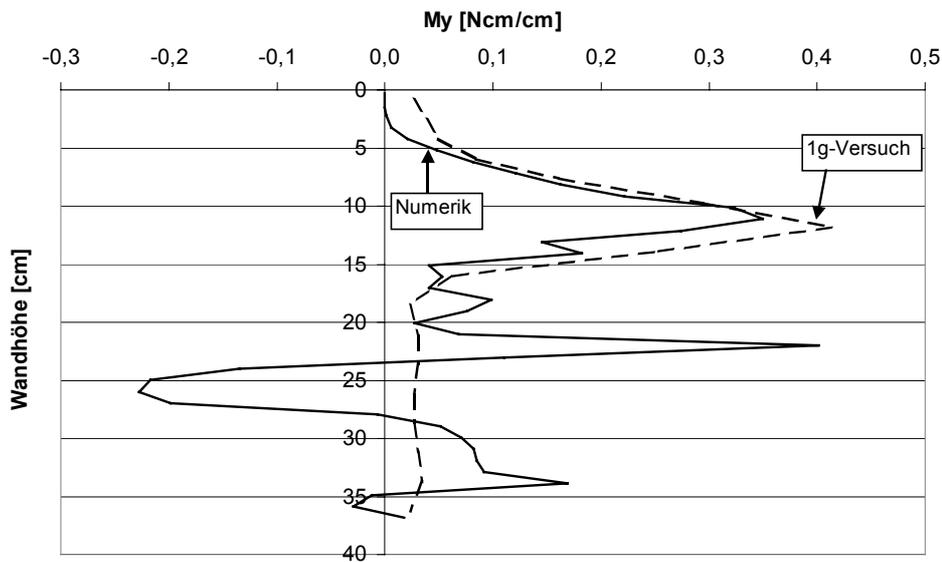


Abbildung 7-7: Vergleich des Biegemomentenverlaufs Versuch / Numerik ($h/H = 0,27$)

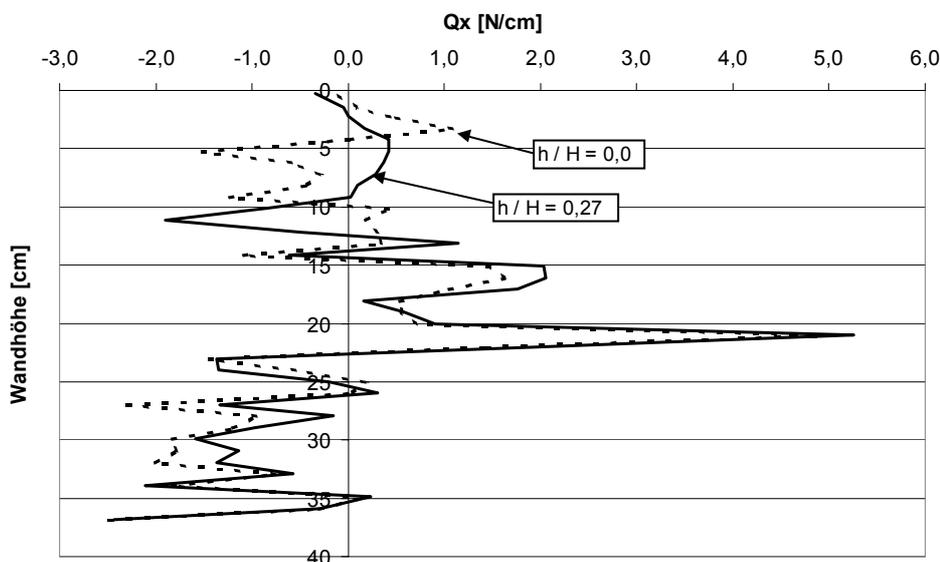


Abbildung 7-8: Querkraftverlauf in den Aushubzuständen

Aus dem Querkraftverlauf (Abbildung 7-8) lässt sich noch nicht auf die Erddruckspannungsverläufe schließen. Die Verteilung ist durch den Anfangszustand geprägt. Allein im oberen Wandbereich bildet sich der Querkraftverlauf so aus, wie er bei einer nicht gestützten Wand zu erwarten ist.

Die horizontalen Erddruckspannungen werden über kugelförmige Messbereiche erfasst. Diese haben einen Durchmesser von 6,625 cm und ermitteln die Spannungen über die Wandhöhe vor und hinter der Wand in Wandachse. Da der geringste Abstand von Rechnergrenze zur Modellwand 6,625 cm beträgt, muss der Messkugeldurchmesser diesem oder einem geringeren Maß entsprechen, um die real auftretenden Spannungen erfassen zu können.

In Abbildung 7-9 sind die Erddruckspannungen im Ausgangszustand und im zweiten Aushubschritt wiedergegeben. Durch den Bodenaushub nehmen die Erddruckspannungen hinter der Wand im oberen Wandbereich auf annähernd den aktiven Erddruck e_{agh} ab. Auf der linken (widerstehenden) Seite findet ebenfalls eine Erddruckreduktion statt. Dies lässt vermuten, dass sich der Boden infolge des Aushubs und der geringen Durchbiegung der Wand auch im Bereich unterhalb der Aushubsohle entspannt hat. Gestützt wird diese Vermutung durch die Änderung der Verläufe in diesem Bereich mit fortschreitendem Aushub in Abbildung 7-4, Abbildung 7-6 und Abbildung 7-8.

Die eingetragenen Grenzerddruckspannungen gemäß Coulomb in Abbildung 7-9 beinhalten Erddruckbeiwerte für $\varphi = 54^\circ$ (in Anlehnung an die von Kremer (1998) berechneten Reibungswinkel aus dem kleinmaßstäblichen Modellversuch, Kapitel 6.2). Die aufgetretenen Spannungen im oberen Wandbereich bis zur Aushubsohle lassen jedoch auf einen inneren Reibungswinkel des Bodenmodells von $\varphi \approx 45^\circ$ schließen.

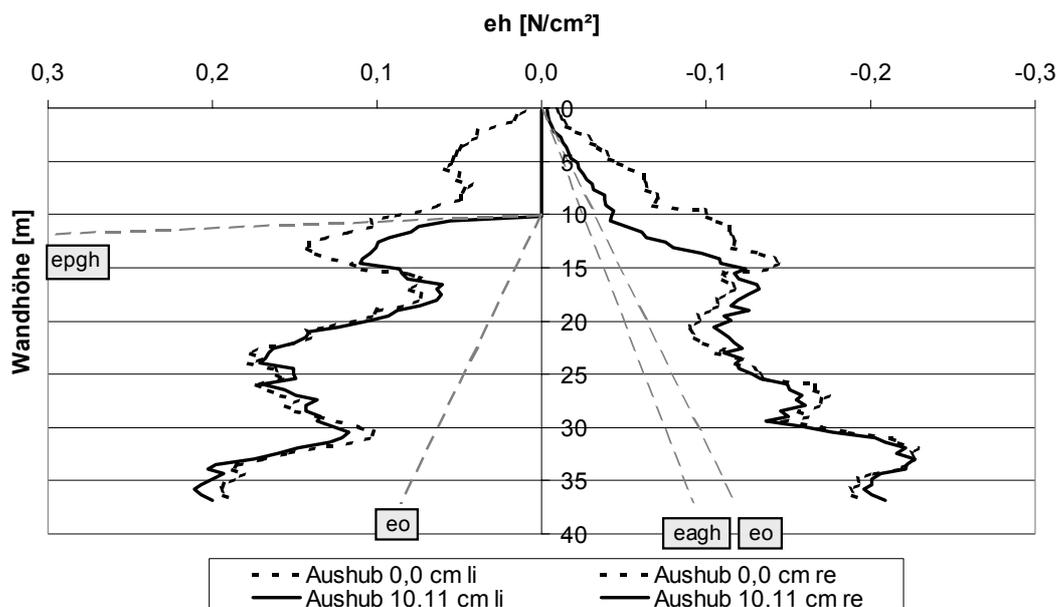


Abbildung 7-9: Erddruckspannungen in den Aushubzuständen

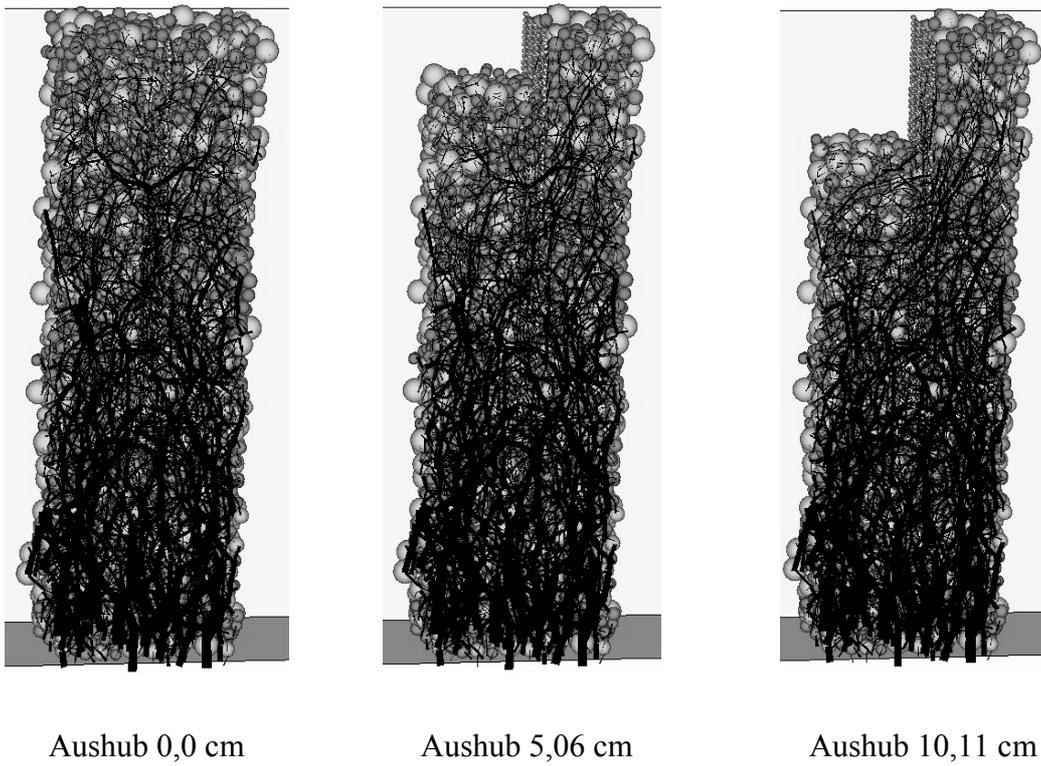


Abbildung 7-10: Kraftketten bei der nicht gestützten Modellwand

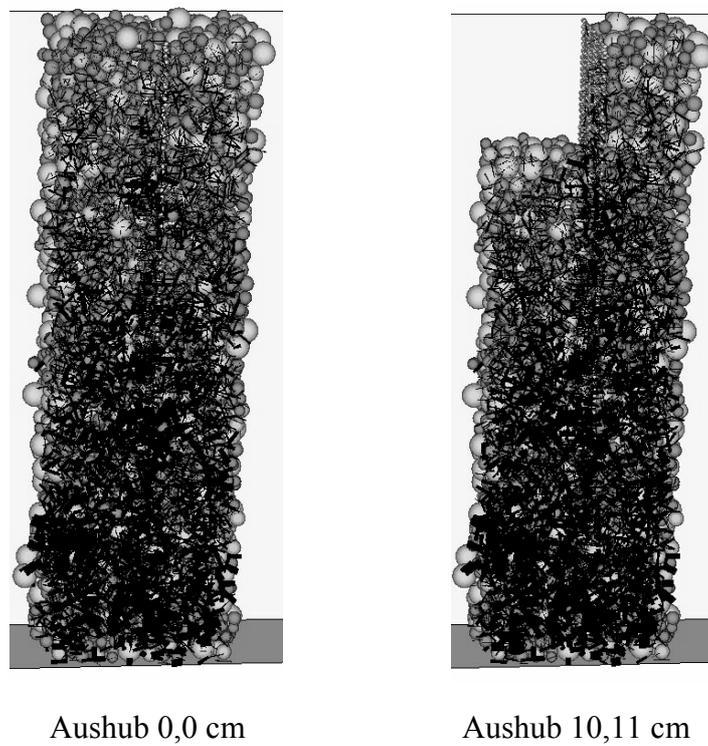


Abbildung 7-11: Scherkräfte bei der nicht gestützten Modellwand

Die horizontalen und vertikalen Spannungsspitzen sind wiederum auf Kraftketten zurückzuführen, die lokal die Wand belasten. Die aufgetretenen Kraftketten in den unterschiedlichen Aushubzuständen sind in Abbildung 7-10 dargestellt. Die Strichstärke ist auf die bis dato maximale Kontaktkraft von 6,82 N skaliert. Mit fortschreitendem Aushub ist eine Verlagerung der Kräfte im oberen Bodenbereich festzustellen. Die maximal aufgetretene Scherkraft beträgt im zweiten Aushubschritt 1,98 N. Die Verteilung der Scherkräfte ist Abbildung 7-11 zu entnehmen.

Betrachtet man die Erddruckspannungen über die Wandbreite (Abbildung 7-12), so sind räumlich unterschiedlich große Spannungen im Boden vorherrschend. Dies ist auf lokal wirkende Kraftketten zurückzuführen, die außer in Wandhöhe auch in Wandbreite unterschiedlich stark ausgeprägt sind. Die über die Wandbreite ermittelten Erddruckspannungen schwanken im untersuchten Messquerschnitt (11,14 cm unter Wandkopf) in einem Bereich von 2,5 cm beidseitig der Wandachse um bis zu 55 % bei den Erddruckspannungen auf der Luftseite. Die Bodenbereiche nahe der begrenzenden Containerwände werden nicht betrachtet, weil sich die kugelförmigen Messbereiche über den Container hinaus ausdehnen.

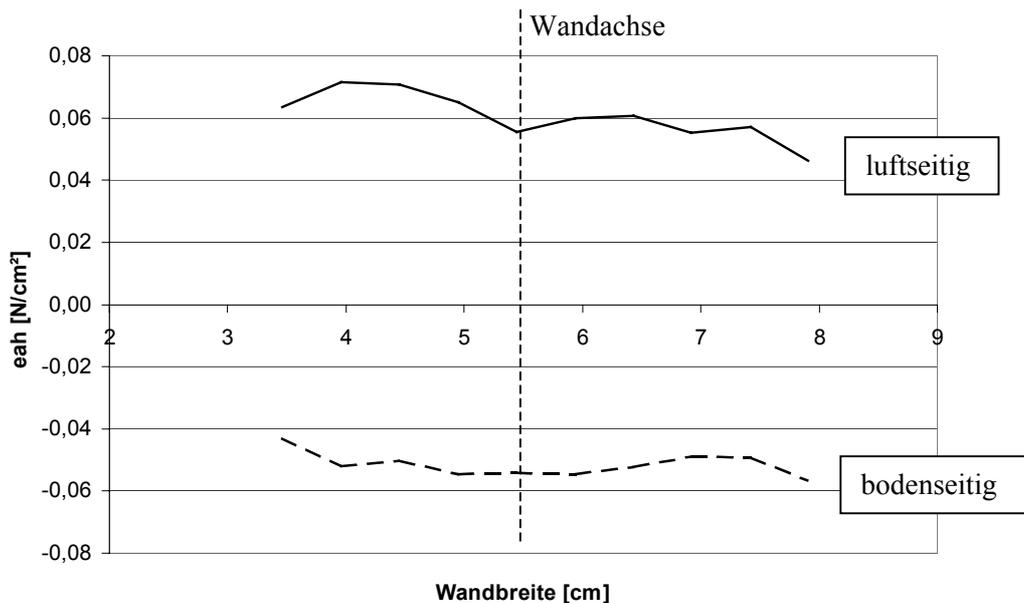


Abbildung 7-12: Erddruckspannungen (11,14 cm unter Wandkopf) aufgetragen über die Wandbreite ($h/H = 0,27$)

8 Zusammenfassung

Der Particle Flow Code in drei Dimensionen (PFC3^D), der eine Vereinfachung der Distinct Element Method darstellt, wurde für die folgenden numerischen Simulationen verwendet:

Durch wiederholtes zufallsabhängiges Einregnen von Bodenkugeln in Container unterschiedlicher Geometrien (unter identischen Randbedingungen) konnte das erforderliche Verhältnis „Kugeln pro Wandabschnitt“ bestimmt werden, um reproduzierbare Ergebnisse für den Porenanteil n und den inneren Reibungswinkel φ im Erdruchdruck- und aktiven Grenzzustand des numerischen Bodenmodells zu erzielen. Für reproduzierbare Bodeneigenschaften sollten rechnerisch mindestens 15 Kugeln auf einer Wandlänge nebeneinander Platz finden. Für diese Untersuchungen wurde ein einkörniges Bodenmodell verwendet. Bei der numerischen Abbildung von Sieblinien bezieht sich die erforderliche Anzahl auf das Größtkorn.

In Abhängigkeit von der Variation der Containergeometrie ändern sich die Eigenschaften des numerischen Bodenmodells. Für unterschiedliche Containergeometrien und Kugelgrößen wurden die erforderlichen Kugelparameter für die Simulation spezifischer granularer Böden ($\varphi = 30^\circ$, $\varphi = 35^\circ$, $\varphi = 40^\circ$; $n = 0,400$) bestimmt. Es wurden kubische sowie prismatische Container verwendet, deren Kantenlängen in Abhängigkeit des Kugeldurchmessers gewählt wurden. Die Normalsteifigkeit, die Schersteifigkeit und der Reibungsbeiwert beim Einregnen bestimmen den Porenanteil n des numerischen Bodenmodells. Der Reibungsbeiwert beim Einregnen wird zu 0,2 gesetzt. Die Normalsteifigkeit wird derart gewählt, dass sich zwei Kugeln um 2,5 % überschneiden, wenn die Gesamtmasse des befüllten Containers auf nur einer Kugel lastet. Dieses Kriterium ist auf der sicheren Seite liegend und ermöglicht auch das Aufbringen von Auflasten in späteren Simulationen. Die Steifigkeiten nehmen mit zunehmendem Kugeldurchmesser zu, um einen Porenanteil von $n = 0,400$ einzustellen. Der Reibungsbeiwert für den Erdruchdruckzustand, der benötigt wird, um einen spezifischen Boden abzubilden, bleibt jedoch für alle Kugeldurchmesser konstant. Dies ist auf äquivalente Spannungszustände in den jeweiligen Containern im Verhältnis zum Kugeldurchmesser zurückzuführen. Für den aktiven Zustand wird die Schersteifigkeit über das Kriterium, dass nach einer Parallelverschiebung einer Stirnwand von 1 ‰ der Wandhöhe der aktive Grenzzustand erreicht ist, eingestellt. Der Reibungsbeiwert für den aktiven Zustand ist ebenfalls bei allen Kugelgrößen konstant.

Zur Abbildung eines granularen Bodens mit einem höheren inneren Reibungswinkel sind größere Reibungsbeiwerte erforderlich. Vergrößert man den Container, so nehmen die erforderlichen Reibungsbeiwerte ebenfalls zu. Angegebene mathematische Funktionen können von jedem Benutzer für die Abschätzung der erforderlichen Kugelparameter zwecks Simulation eines spezifischen granularen Bodens in einem definierten Container unmittelbar angewendet werden. Hierdurch wird die Rechenzeit enorm reduziert, da nur eine eingeschränkte Adaption der Parameter (wenn überhaupt) erforderlich wird. Infolge der durchgeführten Simulationen

der numerischen Bodenmodelle in verschiedenen Containergeometrien können die Kugelparameter für andersartige Geometrien extrapoliert werden, ebenso wie dies auch für andere innere Reibungswinkel möglich ist. Die Gleichungen wurden diesbezüglich erfolgreich angewendet, wie auch für die numerische Simulation eines Bodens mit Sieblinie.

Die Simulation numerischer Triaxialversuche ($\sigma_{2,3} = 100$ kPa) am gleichen Bodenmodell lieferte abweichende erforderliche Kugelparameter, die auf das geänderte Spannungsniveau und somit unterschiedliche Überschneidungsbereiche zurückzuführen sind. Anhand numerisch simulierter Triaxialversuche mit einem abgestuften Bodenmodell wurde der Einfluss des jeweiligen Parameters auf das Verhalten und die Eigenschaften des numerischen Bodenmodells dargelegt. Es zeigte sich, dass eine Erhöhung des Reibungsbeiwertes auf Werte größer als 7 keine Zunahme des inneren Reibungswinkels des Bodenmodells bewirkt. Diese lässt sich jedoch durch eine Erhöhung der Schersteifigkeit gegenüber der Normalsteifigkeit um einen Faktor größer als 10.000 bewirken. Eine Verringerung der Normalsteifigkeit resultiert ebenfalls in größeren Reibungswinkeln, jedoch ist hierbei zu berücksichtigen, dass der Überschneidungsbereich im Verhältnis zum Kugeldurchmesser gering bleiben muss. Einhergehend ist eine große Axialdehnung bis zum Erreichen der Bruchspannung. Durch Vergrößerung der Normalsteifigkeit kann der Bruchzustand bei geringerer Axialdehnung erreicht werden, bei unverändertem inneren Reibungswinkel.

Um geringere, den Sandkörnern entsprechende realistische Reibungsbeiwerte zuweisen zu können, sind einerseits Superpartikel zu verwenden, die jedoch bei paralleler Rechnerschaltung vom Softwarehersteller nicht empfohlen werden. Andererseits kann die Rotation der Kugeln limitiert werden. Hierbei ist jedoch die Kenntnis der voraussichtlichen Bewegungsrichtung der Kugeln erforderlich, um nicht zu hohe innere Reibungswinkel oder gar einen Festkörper zu simulieren.

Die Simulation der Bodenabgrabung wurde vor einer nicht gestützten Spundwand (Larssen 601), einer einlagig gestützten Spundwand und einer einlagig gestützten Spundwand mit plastischem Fließgelenk durchgeführt. Das numerische Spundwandmodell wurde durch positionierte Kugeln, die biegesteif mit Bindungen gekoppelt waren, hergestellt. Das dem einer Larssen 601 äquivalente Verhalten wurde in diversen numerisch simulierten Biegeversuchen überprüft.

Die Bodenkugeln wurden in den Container eingeregnet, in den die Spundwand bereits eingestellt war. Die Parallelschaltung dreier Rechner ermöglichte, verträgliche Rechenzeiten zu erzielen. Ein Algorithmus wurde entwickelt, mit dem die Biegemomente und Querkräfte in der Spundwand, die Verschiebung der Wand sowie die Erddruckspannungen vor und hinter der Wand ermittelt werden können. Für die Simulation der nicht gestützten Spundwand wurden Variationen - die Bodenkugelgröße sowie die Bodenkugelgenerierung betreffend - durchgeführt. Die Ergebnisse mit eingeregneten Bodenkugeln sind realitätsnah (Abnahme der belastenden Erddruckspannungen und Ausbildung einer Ersatzkraft nach Blum mit zuneh-

mender Aushubtiefe). Durch die Verwendung kleinerer Bodenkugeln in direkter Spundwandnähe fallen die auf die Wand treffenden Kontaktkräfte geringer aus, weil mehr Kugeln die Last abtragen können, was zu geringeren Spannungspitzen im Erddruckverlauf und insbesondere im Querkraftverlauf führt. Durch die Positionierung der Bodenkugeln in einer tetragonalraumzentrierten Packung kann Rechenzeit für das Einregnen der Bodenkugeln eingespart werden. Jedoch verzahnen sich die Wand- mit den Bodenkugeln und die Lasten werden vor der Wand vorwiegend der Kugellage folgend abgetragen, was zu unrealistisch großen Erdwiderstandsspannungen vor der Wand führt. Ferner bildet sich keine Ersatzkraft nach Blum im Wandfußbereich aus.

Die Simulation einer einlagig gestützten Spundwand führt ebenfalls zu realitätsnahen Ergebnissen. Mit fortschreitendem Aushub findet eine Erddruckumlagerung zur Steife hin statt. Durch die numerische Simulation einer einlagig gestützten Spundwand mit Fließgelenk konnte erstmalig das Verhalten eines solchen Systems ohne künstliche Schwächung oder Wasserüberdruck betrachtet werden. Durch die Implementierung einer Momenten-Rotationskurve in die Larssen 601 mit einem plastischen Momentenniveau unterhalb dem elastischen maximalen Biegemoment der Larssen 601 wird somit ein schwächeres Profil als das einer Larssen 601 simuliert. Infolge der Simulation stellt sich keine weitere Erddruckumlagerung zur Steife hin ein. Der Erddruck verlagert sich stattdessen vermehrt auf das Bodenaufleger, da der Boden oberhalb des Fließgelenkes infolge der großen Durchbiegung im Fließgelenk sein Auflager verliert und daher eine Abstützung im Wandbereich unterhalb des Fließgelenkes sucht. Es zeigt sich, dass durch die Verwendung eines schwächeren Profils und unter Berücksichtigung der plastischen Tragfähigkeit die gleiche Endaushubtiefe erreicht werden kann, wie bei Verwendung einer Larssen 601. Hierbei ist die Gebrauchstauglichkeit jedoch zu berücksichtigen.

Der Algorithmus der Bodenabgrabung vor einer Spundwand kann für die Bemessung von Spundwänden in granularen Böden zukünftig angewendet werden. Die momentane Rechnergeneration ermöglicht jedoch noch keine wirtschaftlichen Berechnungen, da die Rechenzeiten sehr lang sind (12 Wochen bei der nicht gestützten Larssen 601). Um auftretende Setzungen / Hebungen des Bodens realitätsnah simulieren zu können, sollte die Sieblinie des jeweiligen Bodens numerisch abgebildet werden, wodurch die Rechenzeit jedoch ansteigen wird.

Kleinmaßstäbliche Modellversuche wurden mit einer Aluminiumplatte, die eine Spundwand repräsentiert, durchgeführt. Dehnungsmessstreifen sowie Weg- und Kraftgeber erfassten die Messgrößen, die infolge des durchgeführten Abgrabungsvorganges vor der Modellwand entstehen. Biegesteifigkeit, Steifenlage und Auflastaufbringung wurden in verschiedener Weise variiert. Es wurden zudem Versuche mit plastischem Fließgelenk vorgenommen, das in Form einer künstlichen Schwächung abgebildet wurde.

Die numerische Simulation des 1g- Modellversuches mit nicht gestützter Modellwand liefert - für die bisher abgedeckten Aushubzustände – gut übereinstimmende Ergebnisse.

Ausblick:

Um die angegebenen mathematischen Funktionen zu optimieren sind weitergehende Simulationen erforderlich, die Zwischenbereiche der durchgeführten Untersuchungen abdecken sowie andere Randbedingungen (Porenanteil n , Wandverschiebung bis zum Erreichen des aktiven Grenzzustandes) beinhalten. Gegenüber den bisherigen Simulationen, in denen einheitliche Kugelgrößen verwendet wurden, sollten auch abgestufte Kugelgrößen sowie Superpartikel (programmintern zusammengefügte Partikel) den Boden numerisch abbilden, da diese Konstellationen zukünftig - ermöglicht durch zunehmende Rechenleistung - vermehrt Anwendung finden werden. Mit Hilfe der Superpartikel sind zudem größere Reibungswinkel φ simulierbar.

Für die Simulation der Bodenabgrabung vor Spundwandbauwerken wird eine Variation mit tieferliegender Steifenlage vorgeschlagen, um zu überprüfen, ob sich unter diesen Gegebenheiten ein Stützmoment in Höhe der Steifenlage ausbildet. Die Simulation der einlagig gestützten Wand mit plastischem Fließgelenk sollte noch mit unterschiedlichen Momenten-Rotations-Kurven durchgeführt werden, um mögliche Einflüsse auf die Schnittgrößen und die Erddruckspannungen aufzeigen zu können. Die Kopplung eines Finite Differenzen-Programms (für die Spundwand) und eines DEM-Programms (für den Boden) kann dabei helfen, die Rechenzeit zu verringern.

Literaturverzeichnis

- Achmus M, Abdel-Rahman K.* The influence of "up-scaling" on the results of particle method calculations of non-cohesive soils, Proceedings of the 1st international PFC symposium, Gelsenkirchen/Germany, 2002, A.A.Balkema
- Bardet J. P., Proubet J.* A numerical investigation of the structure of persistent shear bands in granular media, *Géotechnique* 41, No. 4, S. 599 – 613, 1992
- Bartl U., Franke D.* Ergebnisse von Modellversuchen zur Untersuchung der Abhängigkeit des stützenden Erddrucks von Wandbewegungen - am Beispiel von Zenrifugenversuchen mit Kopfpunktdrehung, TU Dresden, Institut für Geotechnik, Heft 4, S. 1- 27, 1997
- Bathurst R. J., Rothenburg L.* Investigation of micromechanical features of idealized granular assemblies using DEM, Proceedings of the 1st U.S. conference on discrete element methods, Granular Media, Paper 3, 1989
- Bornarel, Bourne-Webb, Dercks, Heine-meyer, Kastner, König, Pohl, Potts, Pulsfort, Sedlacek.* Advanced Design Tools for Steel Sheet Piling – Final Report, Aachen 2001
- Chareyre B., Villard P.* Discrete element modeling of curved geosynthetic anchorage with known macro-properties, Proceedings of the 1st international PFC symposium, Gelsenkirchen/Germany, 2002, A.A.Balkema
- Cheng Y.P., Bolton M.D., Nakata Y.* Crushing and plastic deformation of soils simulated using DEM, *Géotechnique* 54, Nr.2, S. 131-141, 2004
- Cundall P.A* Numerical experiments on localization in frictional materials, *Ingenieur - Archiv* 59, S. 148-159, 1989
- Cundall P.A, Strack O.D.L.* A discrete numerical model for granular assemblies, *Géotechnique* 29, Nr.1, S. 47-65, 1979
- Cundall P.A., Konietsky H., Potyondy* PFC – ein neues Werkzeug für numerische Modellierungen Bautechnik73, Heft 8, S. 492-498, Verlag Ernst & Sohn, 1996

D.O.

- Cundall P.A., Drescher A., Strack O.D.L.* Numerical experiments on granular assemblies; measurements and observations, IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, 1982
- Dercks C.* Momenten-Rotationstragfähigkeit von Spundwänden aus Z-Bohlen und U-Bohlen mit verminderter Schubkraftübertragung, Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurwesen der RWTH Aachen, 2004
- DIN 4085* Berechnung des Erddrucks, Beuth Verlag, 02.1987
- DIN 18137* Bestimmung der Scherfestigkeit, Beuth Verlag, 08.1990
- EAB* Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben, Verlag Ernst & Sohn, 3. Auflage, 1994
- EAU* Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Verlag Ernst & Sohn, 8. Auflage, 1990
- Georgiadis M., Anagnostopoulos C.* Displacement of structures adjacent to cantilever sheet pile walls, Soils and Foundations, Vol. 39, No. 2, 04.1999
- Hainbüchner E.* Vergleich von analytischen Berechnungsverfahren mit den Verfahren der Distinkten Element Methode bei geotechnischen Anwendungen, Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, 2001
- Halsegger W.* Experimentelle und numerische Untersuchungen zur geführten Senk-kastenbauweise unter besonderer Berücksichtigung des Eindringvorganges der Schneide und der Risiken des Verfahrens, Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Graz, 2003
- Hartmann-Linden R.* Tragfähigkeit von Stahlspundwänden, Schriftenreihe Stahlbau – RWTH Aachen, Heft 37, 1997
- Herten, M.* Räumlicher Erddruck auf Schachtbauwerke in Abhängigkeit von der Wandverformung, Bergische Universität - GH Wuppertal, Bodenmechanik und Grundbau, Bericht - Nr. 22, Dezember 1999
- Herten M., Pulsfort M.* Determination of spatial earth pressure on circular shaft constructions, Granular Matter 2, S. 1 – 7, 1999

- Hettler A.* Modellgesetze für Flachgründungen auf Sand im Gebrauchs- und Grenzzustand, Vortrag Ohde – Kolloquium 1993, Heft 2, Technische Universität Dresden
- Hettler A., Besler D.* Zur Bettung von gestützten Baugrubenwänden in Sand, Bautechnik 78, Heft 2, Ernst & Sohn, 2001
- HSP* Spundwandhandbuch Profiltafeln, Hoesch Spundwand und Profil GmbH, Dortmund, 1998
- IQ 100* Stabwerksprogramm, Vollversion, Werner - Verlag, 1998
- Jäger J.* Uniaxial deformation of a random packing of particles, Archive of Applied Mechanics 69, S. 181 – 203, 1999
- Kornweibel M.* Bemessung eines Schachtbauwerkes sowie die Untersuchung des Tragverhaltens einfach gestützter Spundwände im Modellversuch, Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Bergische Universität – Wuppertal, 1999
- Kort, A.* Steel Sheet Pile Walls in Soft Soil, Delft University Press, 2002
- Kremer A.* Das Tragverhalten von eingespannten biegsamen Stützwänden im bodenmechanischen 1g-Modellversuchen, Bergische Universität - GH Wuppertal, Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bericht - Nr. 18, Mai 1998
- Li X. S., Dafalias Y. F.* Dilatancy for cohesionless soils, Géotechnique 50, No. 4, S. 449 – 460, 1999
- Long M.* Database for retaining wall and groundmovements due to deep excavations, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 03.2001
- Meißner H.* Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 3, Geotechnik 25, Nr.1, 2002
- Mörchen N., Walz, B.* Model generation and calibration for a pile loading in the particle flow method, Proceedings of the 1st international PFC symposium, Gelsenkirchen, Germany, 2002, A.A, Balkema Publishers

- Neuberg C.* Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks vor parallel verschobenen Trägern, Technische Universität Dresden, Institut für Geotechnik, Heft 11, 2002
- Oreskes N., Shrader-Frechette K., Belitz K.* Verification, validation, and confirmation of numerical models in the earth sciences, Science, Vol. 263, S. 641 – 646, 02.1994
- O'Sullivan C., Bray J.D.* Relating the response of idealized analogue particles and real sands, Proceedings of the 1st international PFC symposium, Gelsenkirchen, Germany, 2002, A.A, Balkema Publishers
- PFC3^D* User's Manual, Particle Flow Code in 3 Dimensions, Version 2.0, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA, 1999
- Pierce M.E., Cundall P.A., van Hout H.J., Lorig L.* PFC3d modelling of caved rock under draw, Proceedings of the 1st international PFC symposium, Gelsenkirchen, Germany, 2002, A.A, Balkema Publishers
- Plate E.J.* Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Ernst & Sohn, 1993
- Pohl M.* Besondere Erddruckumlagerungen infolge plastischer Verformungen in Spundwänden, Vision Heft 2, GABV Wuppertal, 2002
- Pohl M., Pulsfort M., Walz B.* Die Anwendung der Distinct Element Method zur Bemessung von Spundwänden, Stochastische Prozesse in der Geotechnik, Schriftenreihe Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen, Heft 1, 2003
- Pohl M., Pulsfort M., Walz B.* Application of the Distinct Element Method for the Simulation of the excavation process in front of sheet pile wall constructions, Proceedings of the Meeting on Oblique Bending, Delft 2004
- pr EN 1993-5* Eurocode 3 Teil 5, Design of steel structures - Piling, Brussels, 2003
- Pulsfort M.* Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge. Bergische Universität - GH Wuppertal, Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bericht Nr.4, 1986
- Rowe P.W.* Anchored Sheet Pile Walls, Paper No 5788, Proc Inst Civ Eng, Part I, S. 27-71, London, 1952

- Schmidt A.* Einsatz des „Particle Flow Model“ für die Bemessung einer flexiblen Verbauwand, Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik, Bergische Universität – GH Wuppertal, 2002
- Schürmann A.* Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände, Ruhr-Universität Bochum, Institut für Grundbau, Heft 30, 1997
- Scott D.W.* On optimal and data based histograms, *Biometrika*, Bd. 66, S. 604-610, 1979
- Stolz A.* Numerische Berechnungen zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit, Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik, Bergische Universität - GH Wuppertal, 2002
- Ting J. M., Corkum B. T., Kauffman C. R., Greco C.* Discrete numerical model for soil mechanics, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 3, S. 379 – 398, March 1989
- Thomas P.A., Bray J. D.* Capturing nonspherical shape of granular media with disk clusters, *Journal of geotechnical and geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, Nr. 3, March 1999
- Vardoulakis I.* Scherfugenbildung in Sandkörpern als Verzweigungsproblem, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe, Heft 70, 1977
- von Wolffersdorff P.* Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden: Versuchsergebnisse und Prognosen, *Geotechnik* 17, S.73-83, 1994
- Walz B.* Bodenmechanische Modelltechnik als Mittel zur Bemessung von Grundbauwerken, Bergische Universität - GH Wuppertal, Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bericht Nr.1, 1982
- Weißbach A.* Baugruben, Teil 1-3, Berechnungsverfahren, Ernst & Sohn, 1977
- Zhou J., Chu Y.* Shear band of sand simulated by Particle Flow Code (PFC), Proceedings of the 1st international PFC symposium, Gelsenkirchen/Germany, 2002, A.A.Balkema

A Anhang : Kugelparameter für die Simulation spezifischer Böden

A.1 Kubische Container

A.1.1 $\varphi = 35^\circ$, $V_{KW} = 15$

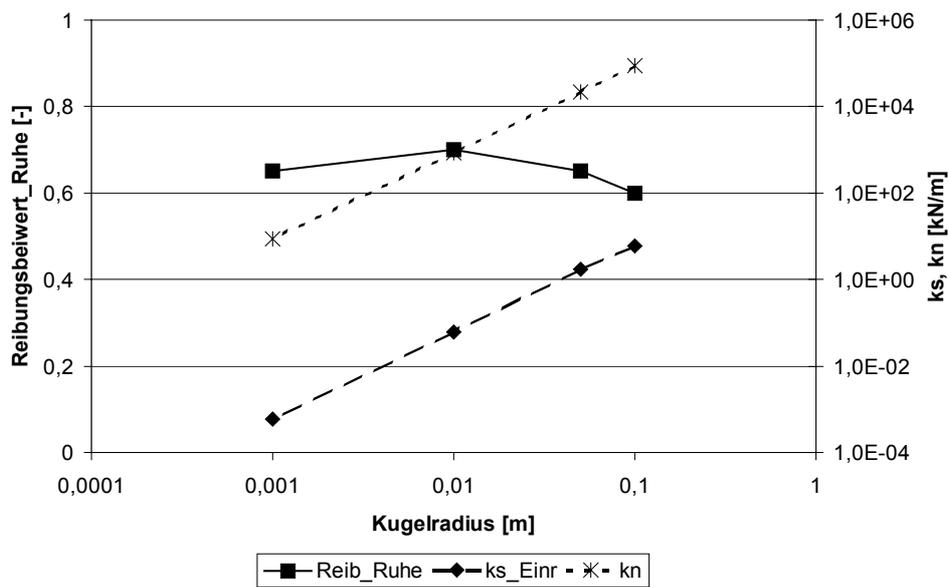


Abbildung A-1: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit

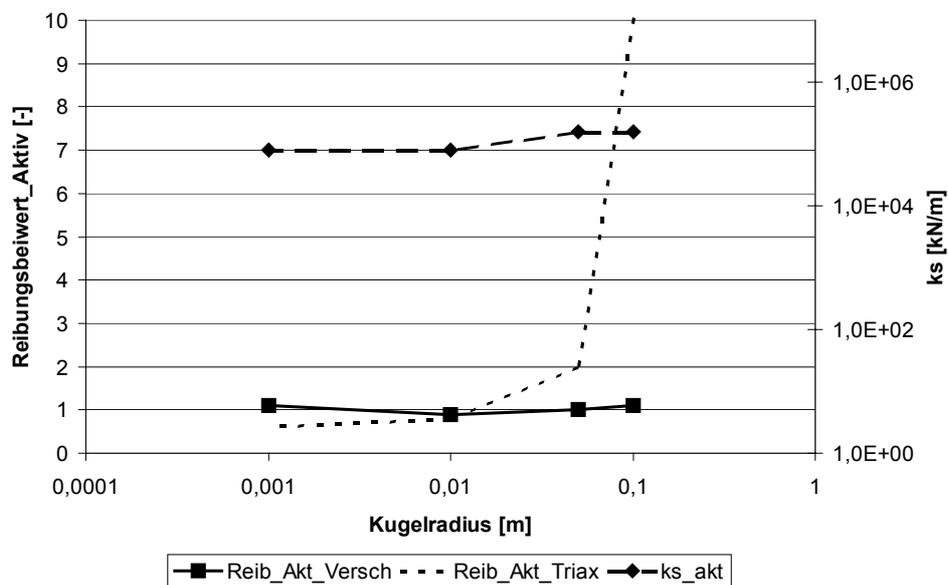


Abbildung A-2: Schersteifigkeit und Reibungsbeiwerte (aktiver Grenzzustand, $\varphi = 35^\circ$)

A.1.2 $\varphi = 40^\circ, V_{KW} = 15$

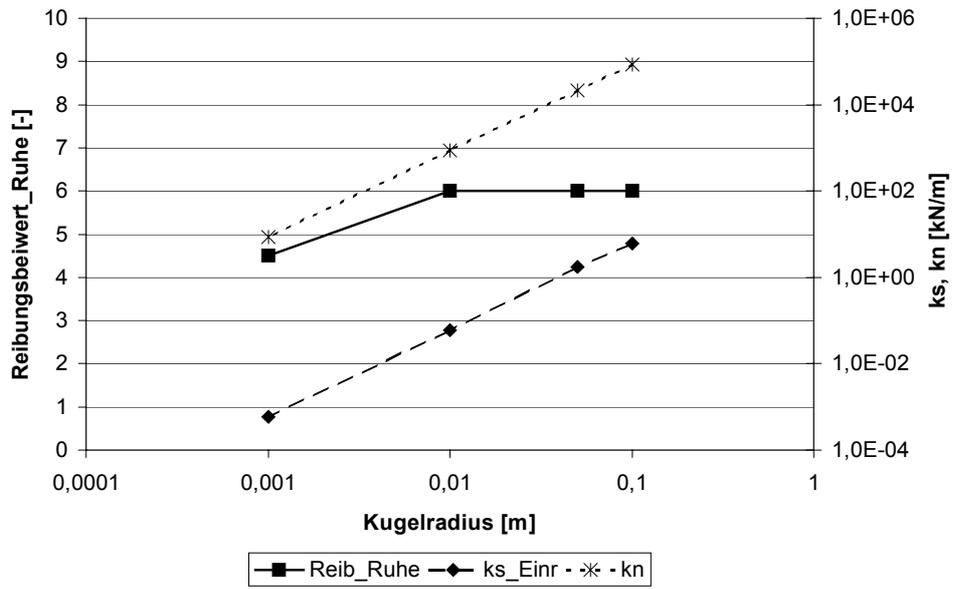


Abbildung A-3: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit

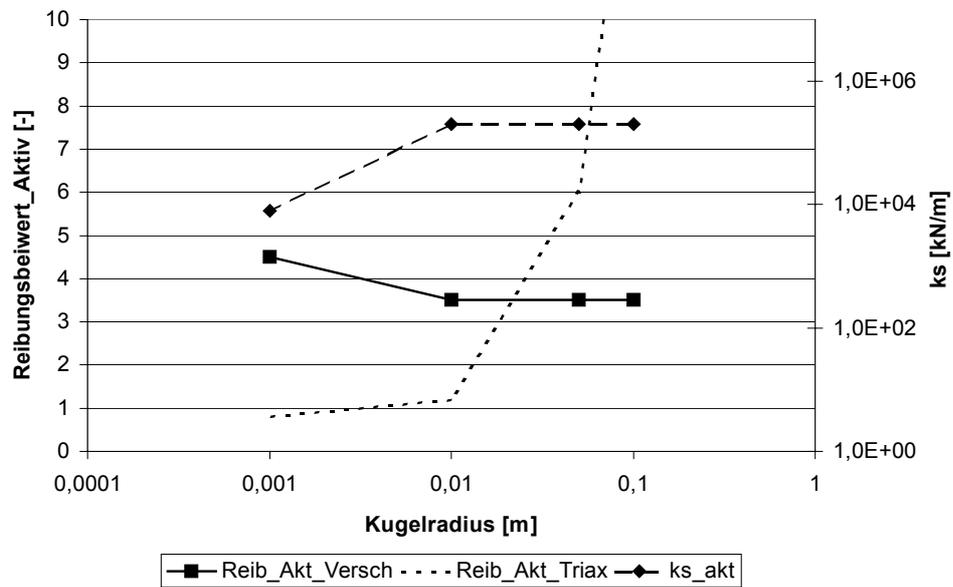


Abbildung A-4: Schersteifigkeit und Reibungsbeiwerte (aktiver Grenzzustand, $\varphi = 40^\circ$)

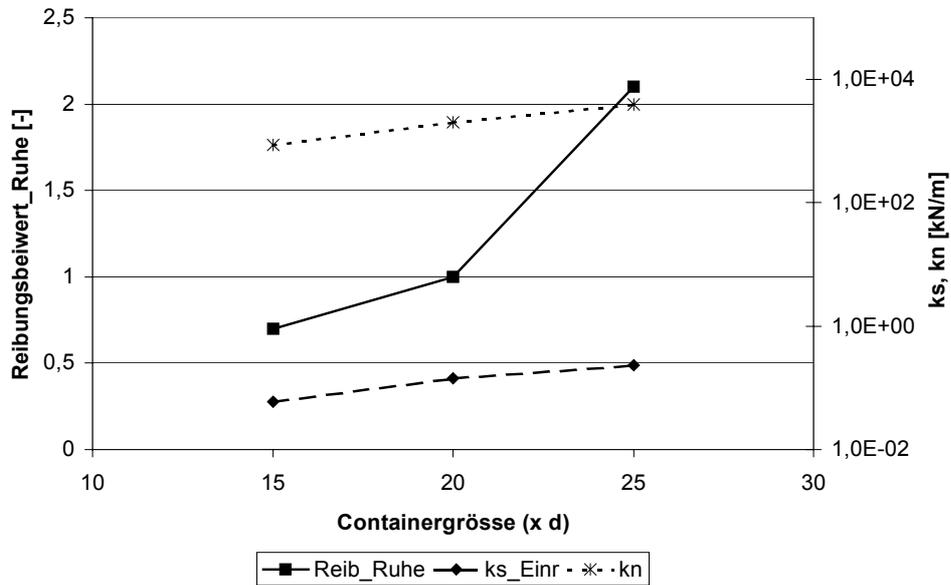
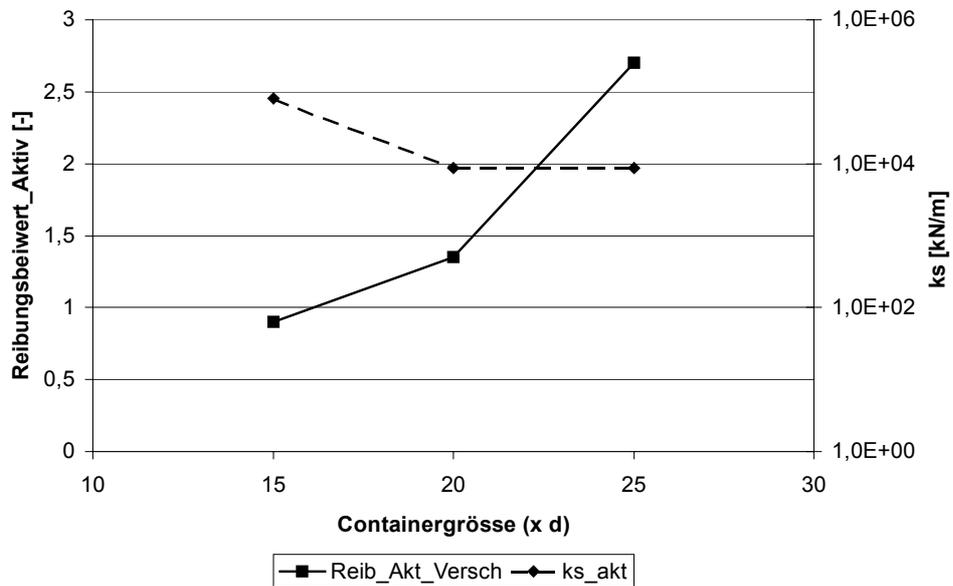
A.1.3 $\varphi = 35^\circ$, $V_{KW} = 15$ bis 25

Abbildung A-5: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit

Abbildung A-6: Reibungsbeiwert und Schersteifigkeit (aktiver Grenzzustand, $\varphi = 35^\circ$)

A.2 Prismatische Container

A.2.1 $\varphi = 30^\circ$ bis $37,5^\circ$, $V_{KW} = 15 / 25$

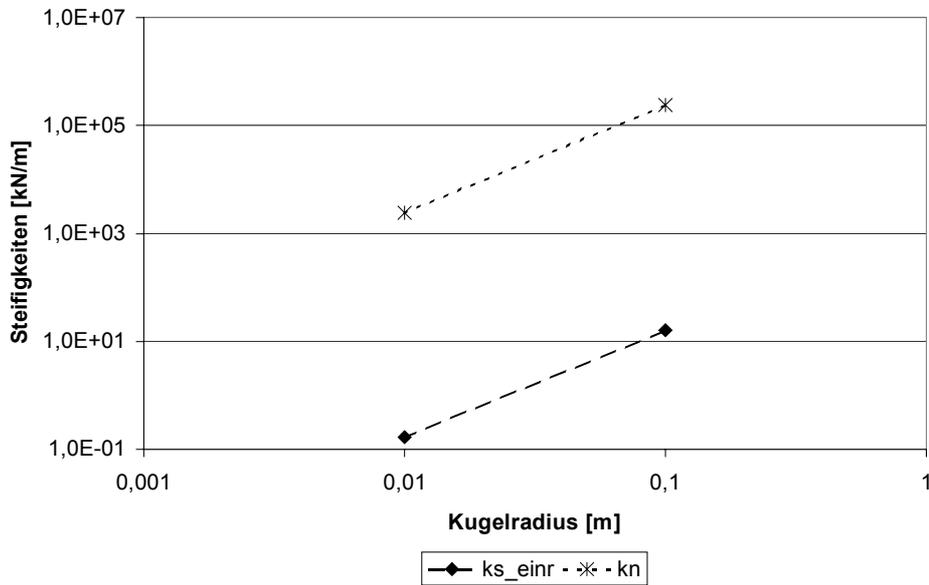


Abbildung A-7: Schersteifigkeit (Einregnen), Normalsteifigkeit

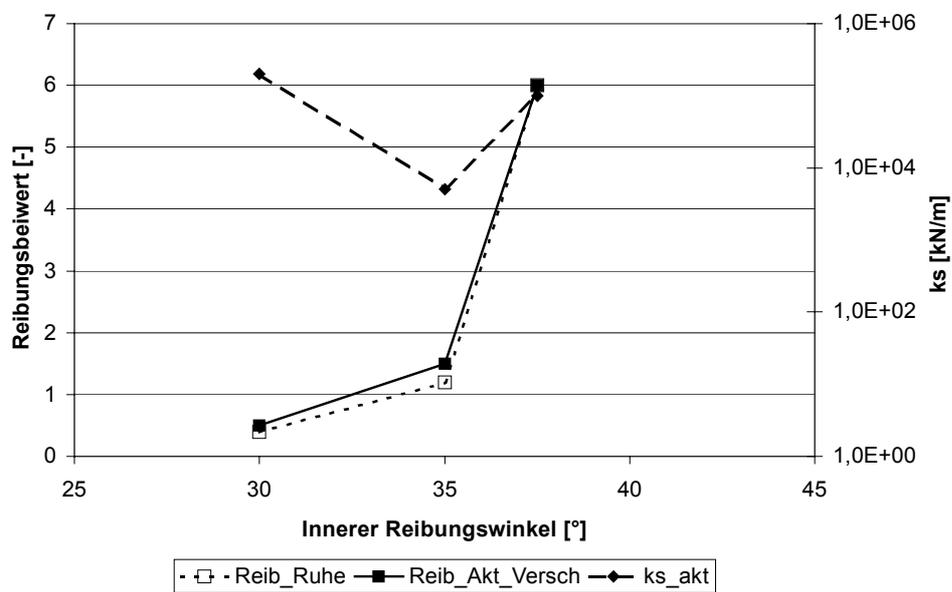


Abbildung A-8: Reibungsbeiwerte und Schersteifigkeit

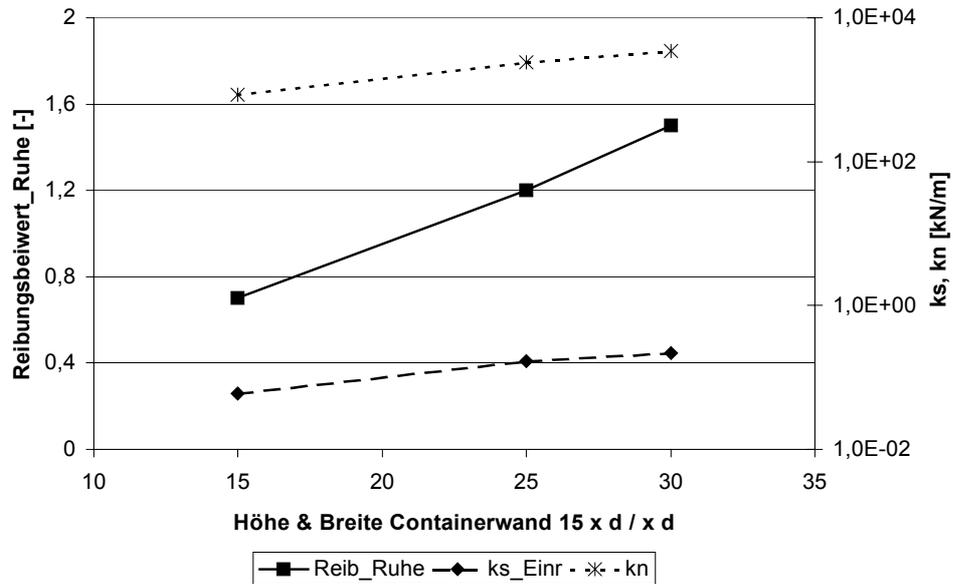
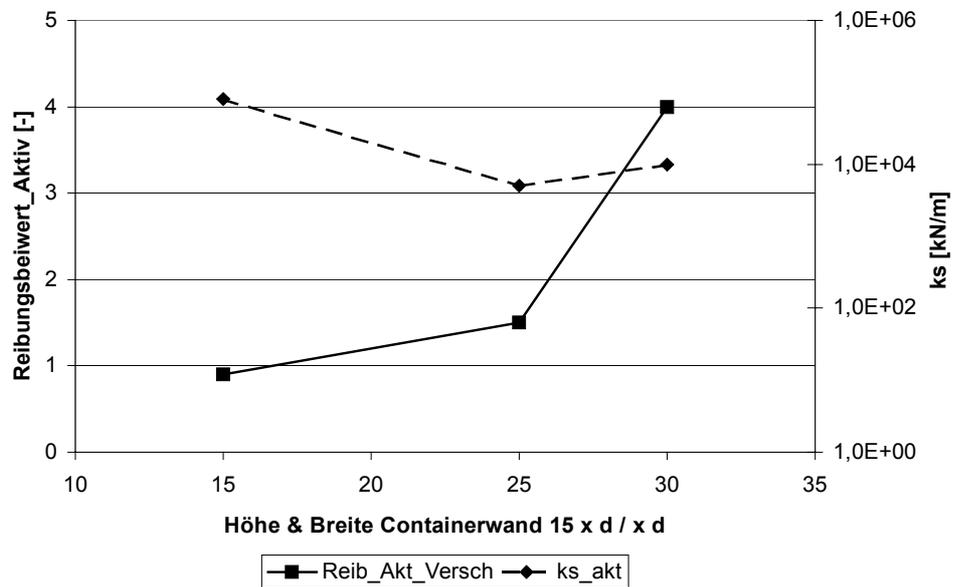
A.2.2 $\varphi = 35^\circ$, $V_{KW} = 15 / 25$ bis 30

Abbildung A-9: Reibungsbeiwert (Ruhe), Schersteifigkeit (Einregen), Normalsteifigkeit

Abbildung A-10: Reibungsbeiwert und Schersteifigkeit (aktiver Grenzzustand, $\varphi = 35^\circ$)

B Anwendungsbeispiele

B.1 $\varphi = 25^\circ$, $n = 0,400$, $V_{KW} = 15 / 30$

Im ersten Beispiel soll ein Boden mit einem inneren Reibungswinkel $\varphi = 25^\circ$ und einem Porenanteil $n = 0,400$ in einem prismatischen Container mit einer Tiefe von $V_{KW} = 15$ sowie Breite und Höhe von $V_{KW} = 30$ numerisch simuliert werden. Es findet eine Kugelgröße $b_d = 0,02$ m Verwendung.

Zuerst soll anhand Tabelle B-1 nochmals verdeutlicht werden, für welche Böden und Containergeometrien Gleichungen vorliegen.

Tabelle B-1: Abgedeckter Untersuchungsbereich (Daten vorliegend: + = ja; - = nein)

$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 35^\circ$	$\varphi = 40^\circ$	Containergröße	Containerform
+	+	+	15 x d	kubisch
-	+	-	20 x d	kubisch
-	+	-	25 x d	kubisch
+	+	+	15 x d / 25 x d	prismatisch
-	+	-	15 x d / 30 x d	prismatisch

Der zu simulierende Boden befindet sich somit außerhalb des bekannten Datenbereichs. Für die Ermittlung des Reibungsbeiwertes im Ruhedruckzustand μ_{Ruhe} wird wie folgt vorgegangen:

Differenz der Reibungsbeiwerte kubischer / prismatischer Container:

$$\mu_{Ruhe}(V_{KW} = 15) = 0,65 \quad (\text{für } \varphi = 35^\circ, n = 0,400; \text{ aus Tabelle 4.2})$$

$$\mu_{Ruhe}(V_{KW} = 15 / 30) = 1,5 \quad (\text{für } \varphi = 35^\circ, n = 0,400; \text{ aus Abbildung A-9})$$

$$\Delta \mu_{Ruhe} = 0,85$$

Verwendung der Gleichung 4.3 für den Verlauf des Reibungsbeiwertes in Abhängigkeit des Reibungswinkels am kubischen Container und der Differenz der Reibungsbeiwerte:

$$\underline{\mu_{Ruhe}(\varphi = 25^\circ, V_{KW} = 15 / 30) = 9 \cdot 10^{-5} e^{0,2659 \cdot 25} + 0,85 = 0,919}$$

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, den Reibungsbeiwert des Bodens über den Verlauf des Reibungswinkels am prismatischen Container $V_{KW} = 15 / 25$ zu ermitteln. Die Differenz der Reibungsbeiwerte beträgt:

$$\mu_{Ruhe}(V_{KW} = 15 / 25) = 1,2 \quad (\text{für } \varphi = 35^\circ, n = 0,400; \text{ aus Abbildung A-9})$$

$$\mu_{Ruhe}(V_{KW} = 15 / 30) = 1,5 \quad (\text{für } \varphi = 35^\circ, n = 0,400; \text{ aus Abbildung A-9})$$

$$\Delta \mu_{Ruhe} = 0,30$$

Unter Verwendung von Gleichung 4.9 und der Differenz der Reibungsbeiwerte errechnet sich der Reibungsbeiwert μ_{Ruhe} :

$$\mu_{Ruhe}(\varphi = 25^\circ, V_{KW} = 15 / 30) = 1 \cdot 10^{-5} e^{0,3409 \cdot 25} + 0,30 = \underline{0,35}$$

Die Simulation mit einem Reibungsbeiwert $\mu_{Ruhe} = 0,919$ und einer Schersteifigkeit der Kugeln von $k_{s_akt} = 10.000$ kN/m führt zu einem inneren Reibungswinkel des Bodenmodells von $\varphi = 33,5^\circ$. Eine Simulation mit einem Reibungsbeiwert $\mu_{Ruhe} = 0,35$ und gleichen Schersteifigkeiten wie zuvor, führt zu einem Reibungswinkel des Bodenmodells von $\varphi = 28,5^\circ$. Trotz eines geringen Korrelationskoeffizienten von 0,91 bzw. 0,94 zwischen Gleichung und Einzelwerten (Gleichungen 4.3 bzw. 4.9) wird mit der Gleichung für prismatische Container eine gute Annäherung an den geforderten Reibungswinkel φ erreicht. Es ist lediglich eine geringfügige Adaption der Reibungsbeiwerte erforderlich. Die Kugelparameter für den aktiven Zustand können analog zum dargelegten Vorgehen ermittelt werden.

B.2 $V_{KW} = 10 / 35, n = 0,400, \varphi = 35^\circ$

In diesem Beispiel soll zunächst der **Porenanteil** eines numerischen Bodenmodells mit $n = 0,400$ in einem prismatischen Container mit einer Tiefe $V_{KW} = 10$ sowie einer Breite sowie Höhe $V_{KW} = 35$ eingestellt werden. Die Tiefe unterschreitet somit das Maß für eine gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse. Bei großen Kugelzahlen kann es jedoch erforderlich werden, diesen Nachteil in Kauf zu nehmen, um wirtschaftliche Rechenzeiten zu erzielen. Der Kugeldurchmesser wird zu 30 cm gewählt.

Die Normalsteifigkeit k_n ergibt sich in Abhängigkeit des Containervolumens gemäß den Ausführungen in Kapitel 4.3.2.1.1. Für Bodenkugeln mit $b_d = 2,0$ cm ergibt sich die Normalsteifigkeit zu 3120 kN/m. Die Schersteifigkeit k_{s_Einr} wird in Abhängigkeit von der Normalsteifigkeit bestimmt. Aus den Untersuchungen ist bekannt, dass sich die Steifigkeiten der 2 cm großen Kugeln bei den prismatischen Containern wie folgt verhalten:

Tabelle B-2: Steifigkeiten der Kugeln in prismatischen Containern

Containerform	k_n [kN/m]	k_{s_Einr} [kN/m]
$V_{KW} = 15 / 25$	$2,39 \cdot 10^3$	0,17
$V_{KW} = 15 / 30$	$3,43 \cdot 10^3$	0,22

Mit $k_n = 3,12 \cdot 10^3$ kN/m der 2,0 cm großen Kugeln ergibt sich interpoliert aus Tabelle B-2 eine Schersteifigkeit für den Einregnungsvorgang $k_{s_Einr} = 0,205$ kN/m, um einen Porenanteil von $n = 0,400$ zu erzeugen.

Mittels Gleichung 4.8 für eine Containerform $V_{KW} = 15 / 25$ und dem Verhältnis der Schersteifigkeiten der Kugeln in den unterschiedlichen Containern wird nun die Schersteifigkeit der 30 cm großen Kugeln berechnet. Das Verhältnis der Schersteifigkeiten der 2 cm großen Kugeln beträgt:

$$0,205 / 0,17 = 1,206$$

Unter Verwendung dieses Verhältnisses und der Gleichung 4.8 resultiert eine Schersteifigkeit der 30 cm großen Kugeln unter den gegebenen Randbedingungen von:

$$k_{s_Einr} = 1505,9 * 0,15^{1,9737} * 1,206 = 35,62 * 1,206 = \underline{42,96 \text{ kN/m}}$$

Die Normalsteifigkeit berechnet sich aufgrund des Containervolumens zu $k_n = 7,79 \cdot 10^4$ kN/m. Der Reibungsbeiwert beim Einregnen wird wie zuvor zu $\mu_{Einr} = 0,2$ gesetzt.

Unter Verwendung der ermittelten Kugelparameter wird ein numerisches Bodenmodell mit einem Porenanteil von $n = 0,3991$ simuliert. Eine weitere Adaption ist nur bedingt erforderlich.

Die Kugelparameter für die Einstellung eines inneren **Reibungswinkels** von $\varphi = 35^\circ$ des numerischen Bodenmodells im Ruhedruckzustand werden über die Gleichungen 4.6 und 4.12 ermittelt. Mit Gleichung 4.6 wird der Reibungsbeiwert μ_{Ruhe} auf einen kubischen Container von $V_{KW} = 10$ umgerechnet:

$$\mu_{Ruhe} (V_{KW} = 10) = 0,1263 e^{0,1099 * 10} = 0,38$$

Die Differenz der Reibungsbeiwerte μ_{Ruhe} zwischen dem kubischen Container $V_{KW} = 15$ (aus Tabelle 4-2) und $V_{KW} = 10$ beträgt somit:

$$\Delta \mu_{Ruhe} = 0,65 - 0,38 = 0,27$$

Unter Verwendung der Gleichung 4.12 und des Differenzwerts $\Delta \mu_{\text{Ruhe}}$ wird von einem kubischen Container auf einen prismatischen Container mit den Maßen $V_{\text{KW}} = 10 / 35$ umgerechnet:

$$\mu_{\text{Ruhe}}(V_{\text{KW}} = 10 / 35) = 0,3267 e^{0,0513 * 35} - 0,27 = \underline{1,70}$$

Die mit diesen Werten durchgeführte Simulation liefert einen Reibungswinkel des Bodenmodells unter Ruhedruckbedingungen an der linken Stirnwand von $\varphi = 38,2^\circ$ und an der rechten Stirnwand von $\varphi = 37,1^\circ$. Die Schersteifigkeit für diesen Zustand wurde wiederum zu $k_{s_akt} = 10.000 \text{ kN/m}$ gesetzt. Die Gleichungen führen den Benutzer nahe an den gewünschten zu simulierenden Reibungswinkel heran. Es sind jedoch weitere Adaptionen der Kugelparameter erforderlich.

B.3 Sieblinie, 15 x d, n = 0,400, $\varphi = 35^\circ$

Die Sieblinie eines Bodens, entsprechend Abbildung 3-1 mit Kugeldurchmessern b_d von 10,5 mm, 12,25 mm, 13,75 mm und 20 mm wird abgebildet und die Kugelparameter in Abhängigkeit des Verhältnisses Containergröße zu Kugeldurchmesser zugewiesen. Um gut reproduzierbare Ergebnisse zu ermöglichen, wird die Containergeometrie in Abhängigkeit des Größtkorns $b_d = 20 \text{ mm}$ zu $V_{\text{KW}} = 15$ gewählt. Somit resultiert ein Container mit einer Kantenlänge von jeweils 300 mm. Die weiteren Verhältnisse ergeben sich aus Tabelle B-3. Die Normalsteifigkeit k_n wird wiederum derart gewählt, dass sich zwei Kugeln um 2,5 % überschneiden, wenn die Gesamtmasse des gefüllten Containers auf einer Kugel lastet. Der Reibungsbeiwert μ_{Einr} wird wiederum zu 0,2 gesetzt. Die Schersteifigkeit beim Einregnen k_{s_Einr} wird über die Gleichung 4.5 bestimmt, die Reibungsbeiwerte für den Ruhedruckzustand und aktiven Zustand mit den Gleichungen 4.6 und 4.7.

Tabelle B-3: Kugelparameter

b_d [mm]	10,5	12,25	13,75	20
V_{KW} [-]	28,6	24,5	21,8	15
k_n [kN/m]	1,64E3	1,40E3	1,25E3	8,59E2
k_{s_Einr} [kN/m]	0,363	0,241	0,177	0,0656
μ_{Ruhe} [-]	2,93	1,87	1,39	0,66
μ_{Akt} [-]	3,83	2,44	1,81	0,86

Mit den dargelegten Kugelparametern wird ein Porenanteil des numerischen Bodenmodells von $n = 0,394$ erzielt, der innere Reibungswinkel für den Ruhedruckzustand beträgt $\varphi = 34,7^\circ$ bzw. $\varphi = 34,0^\circ$ (an den Stirnwänden). Die Eigenschaften des Bodenmodells sind dicht an den

geforderten. Die dargelegten Gleichungen eignen sich somit auch zur Simulation von Bodenmodellen mit Sieblinien.