



**Bergische Universität Wuppertal**

**Fachbereich D**

**Abteilung Bauingenieurwesen**

**Bodenmechanik und Grundbau**

---

**Bericht - Nr. 29**

**August 2005**

---

Carsten Hauser

**Boden-Bauwerk-Interaktion  
bei parallel-wandigen Verbundsystemen**

Bodenmechanische Modellversuche  
unter Anwendung innovativer Auswerteverfahren

---

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

# **Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen**

Bodenmechanische Modellversuche  
unter Anwendung innovativer Auswerteverfahren

Vom Promotionsausschuss der Abteilung Bauingenieurwesen des  
Fachbereichs D der Bergischen Universität Wuppertal

angenommene Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur  
- Dr.-Ing. -

von Dipl.-Ing. Carsten Hauser

aus Schwerte (Ruhr)

Vorsitzender der Prüfungskommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort

Gutachter: Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. B. Walz  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Zahlten

Tag der mündlichen Prüfung: 15. Juli 2005

Diese Dissertation kann wie folgt zitiert werden: urn:nbn:de:hbz:468-20050256  
[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20050256>]

# **INHALTSVERZEICHNIS:**

<b>1</b>	<b>EINFÜHRUNG .....</b>	<b>1</b>
1.1	Ziel der Arbeit .....	1
1.2	Stand der Forschung.....	2
1.2.1	Allgemeines.....	2
1.2.2	Stabwand .....	2
1.2.3	Schmale Trennmolen in Spundwandbauweise.....	5
1.2.4	Fangedamm .....	6
1.2.5	Hangverdübelung mit Pfahlreihen .....	10
1.2.6	Zusammenfassung.....	10
1.3	Arbeitsmethode.....	11
<b>2</b>	<b>VERSUCHSAUFBAU .....</b>	<b>14</b>
2.1	Allgemeines .....	14
2.2	Versuchsparameter .....	14
2.3	Aufbau der bodenmechanischen Modellversuche.....	15
2.3.1	Versuchscontainer .....	15
2.3.2	Modellwände .....	16
2.3.3	Belastungseinrichtung / Krafteinleitung .....	18
2.4	Füllmedium Sand .....	20
2.4.1	Bodenkenngrößen und Kornverteilung .....	20
2.4.2	Reibungseinflüsse im Modellversuch .....	21
2.4.2.1	<i>Reibung in der Kontaktfläche zwischen Sandfüllung und Glasscheiben .....</i>	<i>21</i>
2.4.2.2	<i>Reibung in der Kontaktfläche zwischen Sandfüllung und Aluminiumwänden .....</i>	<i>23</i>
2.5	Schneebeli-Modell .....	24
2.5.1	Allgemeines.....	24
	Abb. 2-17: Eingebauter Versuch mit dem Schneebeli-Modell .....	25
2.5.2	Untersuchungen anderer Autoren mit dem Schneebeli-Modell.....	25
2.5.3	„Reibungswinkel“ .....	27
<b>3</b>	<b>MESSTECHNIK .....</b>	<b>29</b>
3.1	Übersicht .....	29
3.2	Messsystem SPIDER8 & Catman.....	29

<b>3.3</b>	<b>Wegmessung .....</b>	<b>29</b>
<b>3.4</b>	<b>Kraftmessung.....</b>	<b>31</b>
<b>3.5</b>	<b>Ankerkraftmesser .....</b>	<b>32</b>
<b>3.6</b>	<b>Modellwände mit Dehnungsmessung .....</b>	<b>34</b>
3.6.1	Allgemeines.....	34
3.6.2	Aufbau / Beschreibung.....	34
3.6.3	DMS-Verschaltung.....	36
<b>3.7</b>	<b>Funktionstests der Messwände .....</b>	<b>38</b>
3.7.1	Versuchsbeschreibung.....	38
3.7.2	Ergebnisse .....	38
3.7.3	Plattenwirkung .....	40
3.7.4	Korrekturfaktor.....	42
<b>4</b>	<b>BODENMECHANISCHE MODELLVERSUCHE .....</b>	<b>44</b>
<b>4.1</b>	<b>Einleitung .....</b>	<b>44</b>
<b>4.2</b>	<b>Versuchsablauf / -durchführung.....</b>	<b>45</b>
4.2.1	Allgemeines.....	45
4.2.2	Füllung mit Sand .....	46
4.2.3	Füllung mit Schneebeli-Stäbchen .....	46
<b>4.3</b>	<b>Last-Verformungs-Kurven.....</b>	<b>47</b>
4.3.1	Erläuterungen .....	47
4.3.2	Gelenkige Fußlagerung .....	47
4.3.3	Eingespannte Fußlagerung .....	50
4.3.4	Unterschiede Sand - Schneebeli-Modell.....	53
<b>4.4</b>	<b>Verformungswiderstand der Bodenfüllung.....</b>	<b>55</b>
4.4.1	Ermittlung des Bodenwiderstandes bei eingespannter Fußlagerung .....	55
4.4.2	Ergebnisse .....	58
4.4.3	Regressionsanalyse der Bodenwiderstands-Verformungs-Kurven.....	60
4.4.4	Ansatz „verdrängtes Bodenvolumen“ .....	62
4.4.5	Dimensionslose Darstellung der Mobilisierungsfunktion.....	64
<b>4.5</b>	<b>Ankerkräfte .....</b>	<b>66</b>
<b>4.6</b>	<b>Randfaserdehnungen .....</b>	<b>70</b>
<b>4.7</b>	<b>Einfluss der Lagerungsdichte.....</b>	<b>76</b>

<b>4.8</b>	<b>Einfluss der Wandrauigkeit .....</b>	<b>78</b>
<b>4.9</b>	<b>Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit .....</b>	<b>80</b>
<b>4.10</b>	<b>Zusammenfassung der Ergebnisse .....</b>	<b>83</b>
<b>5</b>	<b>ERMITTLUNG DES ERDDRUCKS MIT DER INVERSEN FE-METHODE .....</b>	<b>85</b>
<b>5.1</b>	<b>Einführung „inverse Problemstellungen“.....</b>	<b>85</b>
<b>5.2</b>	<b>Versuche anderer Autoren .....</b>	<b>86</b>
5.2.1	TSCHEBOTARIOFF (1952) .....	86
5.2.2	SCHÜRMAN (1997).....	86
5.2.3	KREMER (1998) .....	87
<b>5.3</b>	<b>Eigene Versuche .....</b>	<b>88</b>
<b>5.4</b>	<b>iFEM – inverse Finite-Element-Method .....</b>	<b>89</b>
5.4.1	Einführung.....	89
5.4.2	Theorie der inversen Finiten Elemente .....	91
5.4.3	Beispiel: 1D-Fachwerk mit 3 Elementen .....	93
<b>5.5</b>	<b>Bestimmung der Erddruckbelastung mit iFEM .....</b>	<b>97</b>
5.5.1	System .....	97
5.5.2	Größenordnung der Erddruckbelastung im Modellversuch.....	98
5.5.3	Benchmarks: Eingespannter Kragträger .....	100
5.5.4	Mögliche Fehlerquellen .....	103
5.5.5	Parameter der Berechnung .....	104
<b>5.6</b>	<b>Ergebnisse der iFEM-Berechnungen .....</b>	<b>105</b>
5.6.1	Erläuterungen .....	105
5.6.2	Plausibilitätsprüfung .....	106
5.6.3	Gelenkige Lagerung .....	109
5.6.4	Einspannung .....	112
<b>5.7</b>	<b>Auswertung der Erddruckresultierenden.....</b>	<b>115</b>
<b>5.8</b>	<b>Zusammenfassung der Ergebnisse .....</b>	<b>119</b>
<b>6</b>	<b>BILDBASIERTE AUSWERTUNG DER MODELLVERSUCHE MIT DER PIV-METHODE .....</b>	<b>122</b>
<b>6.1</b>	<b>Einführung.....</b>	<b>122</b>
<b>6.2</b>	<b>Particle Image Velocimetry (PIV) .....</b>	<b>123</b>

<b>6.3</b>	<b>MatPIV</b> .....	<b>124</b>
<b>6.4</b>	<b>Modellversuche</b> .....	<b>126</b>
6.4.1	Versuchsprogramm .....	126
6.4.2	Versuchsaufbau und -parameter .....	127
6.4.3	Genauigkeit der Untersuchungsmethode .....	129
<b>6.5</b>	<b>Ergebnisse</b> .....	<b>131</b>
6.5.1	Allgemeines.....	131
6.5.2	Gelenkige Fußpunktlagerung .....	132
6.5.3	Eingespannte Fußpunktlagerung .....	136
6.5.4	Visuelle Auswertung der Schneebedi-Versuche.....	139
6.5.5	Visualisierung von Scherflächen.....	141
<b>6.6</b>	<b>Zusammenfassung der Ergebnisse</b> .....	<b>145</b>
<b>7</b>	<b>NUMERISCHE BERECHUNGEN</b> .....	<b>148</b>
<b>7.1</b>	<b>Allgemeines</b> .....	<b>148</b>
<b>7.2</b>	<b>FE-Modellierung</b> .....	<b>149</b>
7.2.1	Bodenmodell .....	149
7.2.2	System und Berechnungsparameter .....	151
<b>7.3</b>	<b>Untersuchungen</b> .....	<b>153</b>
7.3.1	Umfang der Untersuchungen .....	153
7.3.2	Simulation der Laborversuche .....	154
7.3.3	Visualisierung des Verlaufs der Hauptspannungen in der Bodenfüllung .....	160
7.3.4	Variation der Wandrauigkeit.....	162
7.3.5	Realitätsnahe Belastung .....	165
<b>7.4</b>	<b>Zusammenfassung der Ergebnisse</b> .....	<b>169</b>
<b>8</b>	<b>ENTWICKLUNG EINER MODELLVORSTELLUNG</b> .....	<b>170</b>
<b>8.1</b>	<b>Zusammenfassende Analyse der Modellversuche</b> .....	<b>170</b>
<b>8.2</b>	<b>Mobilisierung des Widerstands in der Bodenfüllung</b> .....	<b>171</b>
8.2.1	Unterteilung der Bodenwiderstands-Verformungskurven .....	171
8.2.2	Mobilisierung der horizontalen Schubspannungen.....	172
8.2.3	Mobilisierung der vertikalen Schubspannungen.....	175
<b>8.3</b>	<b>Analytisches Modell</b> .....	<b>176</b>
8.3.1	Erläuterungen .....	176

---

8.3.2	Einfluss der Wandrauigkeit.....	178
8.3.3	Ergebnisse .....	179
8.3.4	Interpretation der Ergebnisse .....	181
8.3.5	Vergleich mit den Ergebnissen der Berechnung nach JELINEK .....	185
<b>8.4</b>	<b>Fazit .....</b>	<b>189</b>
<b>9</b>	<b>SCHLUSSBETRACHTUNG.....</b>	<b>190</b>
<b>9.1</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>190</b>
<b>9.2</b>	<b>Empfehlungen.....</b>	<b>192</b>
<b>9.3</b>	<b>Ausblick.....</b>	<b>193</b>
	<b>LITERATURVERZEICHNIS .....</b>	<b>195</b>
	<b>ANHANG A: ERGEBNISSE DER DEHNUNGSMESSUNGEN .....</b>	<b>200</b>
	<b>ANHANG B: ERLÄUTERUNGEN ZUR INVERSEN FE-METHODE .....</b>	<b>206</b>
	<b>ANHANG C: EINFLUSS DER PARAMETERWAHL AM BEISPIEL DER „CABLE FORCE COST“ .....</b>	<b>210</b>
	<b>ANHANG D: ERGEBNISÜBERSICHT ERDDRUCKSPANNUNGEN .....</b>	<b>211</b>

## ABBILDUNGSVERZEICHNIS:

Abb. 1-1:	Gebäudeunterfahrung .....	3
Abb. 1-2:	Sicherung eines Geländesprunges .....	3
Abb. 1-3:	Spannungsverteilung bei voller Schubübertragung durch den Boden [Brandl (2001)] .....	4
Abb. 1-4:	Mohr'scher Spannungskreis und Schergerade .....	5
Abb. 1-5:	Kastenfangedamm [HOESCH (2000)].....	6
Abb. 1-6:	Gleitende Kippbewegung eines Kastenfangedammes [Jelinek (1966)] .....	7
Abb. 1-7:	Im Modellversuch auftretende Gleitflächen [Jelinek (1967)] .....	8
Abb. 1-8:	Erddruckbeiwert $\lambda$ als Funktion der Gleitflächenrichtung $\beta$ [Jelinek (1967)] .....	9
Abb. 1-9:	Nachweis der tiefen Gleitfuge beim Fangedamm [Hoesch (2000)] .....	10
Abb. 1-10:	Struktur der Arbeit als FlowChart .....	12
Abb. 1-11:	Vorbereiteter Modellcontainer.....	13
Abb. 2-1:	Versuchscontainer .....	15
Abb. 2-2:	Ansicht und Draufsicht des Versuchscontainers mit Bemaßung in [cm].....	15
Abb. 2-3:	Ansicht einer Modellwand .....	17
Abb. 2-4:	Gelenkige Lagerung (Photo und Prinzipskizze).....	17
Abb. 2-5:	Einspannung (Photo und Prinzipskizze) .....	17
Abb. 2-6:	Schematische Darstellung der Überbrückung des Raumes zwischen Modellwand und Glasscheibe .....	18
Abb. 2-7:	Belastungseinrichtung .....	19
Abb. 2-8:	Krafteinleitung mit Last verteilendem Balken .....	19
Abb. 2-9:	Dyneema-Lenkdrachenschnur als Ankerelement.....	19
Abb. 2-10:	Kornverteilungskurve des Versuchssandes .....	20
Abb. 2-11:	Schergerade „Sand auf Glas“ .....	21
Abb. 2-12:	Versuchsaufbau Reibungsminimierung .....	22
Abb. 2-13:	Last-Verformungskurven der Reibungsuntersuchungen.....	23
Abb. 2-14:	Versuchsaufbau zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes Sand - Aluminium .....	24
Abb. 2-15:	Aluminium-Stäbchen unterschiedlichen Durchmessers für das Schneebeli-Modell.....	25
Abb. 2-16:	Schematische Draufsicht .....	25
Abb. 2-17:	Eingebauter Versuch mit dem Schneebeli-Modell.....	25
Abb. 2-18:	Übersicht über Modellkenngrößen bei Grundbruchuntersuchungen mit dem Schneebeli-Modell [Arens (1975)].....	26
Abb. 2-19:	Bestimmung des kritischen Reibungswinkels mit Hilfe eines rotierenden Hohlzylinders [Rackwitz (2003)].....	27
Abb. 2-20:	Versuchsaufbau zur visuellen Ermittlung des Reibungswinkels.....	27
Abb. 2-21:	Visuelle Ermittlung des Reibungswinkels .....	28
Abb. 3-1:	SPIDER8 (links) und Catman-Benutzeroberfläche (rechts).....	29
Abb. 3-2:	Messprinzip und Abmessungen des Wegaufnehmers [MikroEpsilon (2003)].....	30
Abb. 3-3:	Anordnung des lastseitigen Wegaufnehmers .....	31
Abb. 3-4:	Position der Laser-Wegaufnehmer im Versuchscontainer .....	31
Abb. 3-5:	Nahaufnahme Lasteinleitung und Draufsicht.....	32
Abb. 3-6:	Last verteilender Balken und Kraftmessdose .....	32
Abb. 3-7:	Nahaufnahme und Systemskizze eines Ankerkraftmessers.....	33
Abb. 3-8:	Messvorrichtung am Versuchscontainer montiert.....	33
Abb. 3-9:	Zusammenhang zwischen Seilkraft und Belastung des Kragarms.....	33
Abb. 3-10:	Abmessungen der selbstgebauten Ankerkraft-Messeinrichtung .....	34
Abb. 3-11:	Modellwand ohne (links) und mit Verkabelung und Messstellenabdeckung (rechts) .....	35



Abb. 3-12: Prinzipskizze der Wheatstone'schen Brückenschaltung [HBM (2003)].....	36
Abb. 3-13: Messung am Biegestab mit einer DMS-Halbbrücke [HBM (2003)].....	36
Abb. 3-14: Schematisierter Versuchsaufbau der Tests.....	38
Abb. 3-15: Prozentuale Abweichungen der Messwerte aus den Kragarm-Tests.....	39
Abb. 3-16: Verlauf der Biegemomente $m_x$ als Balken- und Plattenschnittgrößen.....	41
Abb. 3-17: Abweichungen gegenüber der Balkentheorie für Messwände und verschiedene Lasten.....	42
Abb. 3-18: Lastbild für die am Fuß eingespannte Messwand (Schnitt und 3D-Ansicht).....	43
Abb. 4-1: Klemmvorrichtung bei gelenkiger Lagerung .....	45
Abb. 4-2: Leerer Versuchscontainer – Draufsicht.....	46
Abb. 4-3: Distanzstücke (links), Einbau des Schneeбели-Modells (Mitte und rechts).....	47
Abb. 4-4: Kraft-Verformungs-Linien, Schneeбели-Modell, gelenkige Lagerung.....	48
Abb. 4-5: Kraft-Verformungs-Linien, Sand, gelenkige Lagerung .....	49
Abb. 4-6: Kraft-Verformungs-Linien, Schneeбели-Modell, Einspannung .....	51
Abb. 4-7: Kraft-Verformungs-Linien, Sand, Einspannung .....	52
Abb. 4-8: Last- und luftseitige Wand für 283 und 28 mm Wandabstand (Sand).....	53
Abb. 4-9: Last- und luftseitige Wand für 283 und 28 mm Wandabstand (Schneeбели-Modell).....	54
Abb. 4-10: Verhältnis der Kopfverformungen von last- und luftseitiger Wand.....	55
Abb. 4-11: Ansatzfunktion für die Herausrechnung des Wandwiderstandes.....	56
Abb. 4-12: Schematische Darstellung für die Herausrechnung des Wandwiderstandes .....	57
Abb. 4-13: Ermittlung des Bodenwiderstandes für den Versuch 283_E_S.....	57
Abb. 4-14: Bodenwiderstand für die Versuche mit dem Schneeбели-Modell.....	58
Abb. 4-15: Bodenwiderstand für die Sandversuche .....	59
Abb. 4-16: Regression mit Ansatzfunktion am Beispiel der Versuche G_S .....	61
Abb. 4-17: Koeffizienten aus der Regressionsanalyse .....	61
Abb. 4-18: Biegelinien unter Einzellast bei Einspannung und gelenkiger Lagerung.....	63
Abb. 4-19: Verdrängtes Bodenvolumen vs. Bodenwiderstand .....	63
Abb. 4-20: Dimensionslose Darstellung der Mobilisierungsfunktion .....	65
Abb. 4-21: Ankerkraftverläufe für die Schneeбели-Versuche.....	66
Abb. 4-22: Ankerkraftverläufe für die Sandversuche .....	67
Abb. 4-23: „Zoom“ in den Bereich bis 5 mm Wandbewegung.....	68
Abb. 4-24: Ermittlung der Ankerkräfte für die kleinen Wandabstände .....	69
Abb. 4-25: Dehnungsverläufe für einen Wandabstand von 283 mm .....	71
Abb. 4-26: Dehnungsverläufe für einen Wandabstand von 140 mm .....	72
Abb. 4-27: Dehnungsverläufe für einen Wandabstand von 28 mm .....	73
Abb. 4-28: Dehnungsverläufe für den Versuche 83_E_S_2 .....	74
Abb. 4-29: Dehnungsverläufe für 283_G_S (links) und 140_G_S (rechts).....	75
Abb. 4-30: Abhängigkeit der Erddruckkraft von Wandbewegung und Lagerungsdichte [E DIN 4085].....	76
Abb. 4-31: Versuch 283_G_S für unterschiedliche Porengehalte.....	77
Abb. 4-32: Abhängigkeit der erforderlichen Kraft vom Porengehalt für versch. Verformungsstufen.....	77
Abb. 4-33: Raue Wandrückseite.....	78
Abb. 4-34: Einfluss der Wandrauigkeit beim Versuch 28_G_S.....	79
Abb. 4-35: Einfluss der Wandrauigkeit beim Versuch 83_G_S.....	79
Abb. 4-36: Einfluss der Wandrauigkeit beim Versuch 283_G_S.....	79
Abb. 4-37: Einfluss der Relaxation für Sand und Schneeбели-Modell .....	81
Abb. 4-38: Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit (Sand).....	81
Abb. 4-39: Zeitverlauf des Kraftabfalls und Wiederbelastung.....	82
Abb. 4-40: Kraftabfall zu Beginn der „Ruhezeit“ .....	82
Abb. 5-1: Problemstellung.....	85

Abb. 5-2:	System für das Berechnungsbeispiel .....	93
Abb. 5-3:	Messwand im Schnitt .....	97
Abb. 5-4:	Ansicht der Messwand .....	97
Abb. 5-5:	Linear ansteigende Belastung einer gelenkig gelagerten Modellwand .....	99
Abb. 5-6:	Berechnungsergebnis (1000-fach überhöht) .....	100
Abb. 5-7:	Ghost-Forces für den Laborversuch bei 5 mm Kopfpunktverschiebung .....	101
Abb. 5-8:	Ghost-Forces und Dehnungsverlauf für alle fünf Laststufen .....	101
Abb. 5-9:	Ermittelte Belastung bei konstanter Streckenlast (100-fach überhöht) .....	102
Abb. 5-10:	Erläuterung zu den iFEM-Ergebnisdarstellungen .....	105
Abb. 5-11:	Erddruckbelastung Lastseite – 283_G_S_1 (links) und 2 (rechts).....	106
Abb. 5-12:	Vergleich der Erddruckbelastung im Einbauzustand .....	107
Abb. 5-13:	Erddruckbelastung im Einbauzustand Luftseite – Versuche 55_G_S_1 und 2.....	108
Abb. 5-14:	Vergleich der Dehnungen für die lastseitige Wand – Estimates vs. Measurements .....	109
Abb. 5-15:	Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 283_G_S_1 .....	110
Abb. 5-16:	Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 28_G_S_2.....	110
Abb. 5-17:	Erddruckbelastung Lastseite 197_G_S und 197_G_Sch .....	111
Abb. 5-18:	Fehlende Entlastung der luftseitigen Wand - 283_G_Sch_1 (links) und 83_G_Sch_2 (rechts).....	112
Abb. 5-19:	Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 283_E_S_2 .....	112
Abb. 5-20:	Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 140_E_S_2 .....	113
Abb. 5-21:	Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 28_E_S_1 .....	113
Abb. 5-22:	Erddruckbelastung Lastseite 197_E_S_1 und 197_E_Sch_1 .....	114
Abb. 5-23:	Luftseitige Wand - 283_E_Sch_2 (links) und 83_E_Sch_1 (rechts) .....	115
Abb. 5-24:	Auswertung der Erddruckresultierenden für den Versuche 283_G_S_1 .....	115
Abb. 5-25:	Auswertung der Erddruckresultierenden für den Versuche 28_G_S_1 .....	116
Abb. 5-26:	Auswertung der Erddruckresultierenden für den Versuche 197_E_S_1.....	117
Abb. 5-27:	Auswertung der Erddruckresultierenden für den Versuche 55_E_S_2.....	118
Abb. 5-28:	Auswertung Erddruckresultierenden beim Schneebeli-Modell (Versuch 283_G_Sch_1).....	118
Abb. 6-1:	Erforderliche Wandbewegung bei der visuellen (links) und der PIV-Auswertung (rechts) .....	122
Abb. 6-2:	Ablauf und Prinzip einer PIV-Auswertung [White/Take (2002)]......	125
Abb. 6-3:	Ergebnisdarstellung mit Vektorpfeilen .....	125
Abb. 6-4:	Ergebnisdarstellung als Farbverlauf.....	125
Abb. 6-5:	Versuchsanordnung für die PIV-Untersuchungen .....	127
Abb. 6-6:	Aluminiumblech mit Koordinatengitter .....	128
Abb. 6-7:	Markieren der Koordinatenpunkte und Abweichungen in MatPIV .....	128
Abb. 6-8:	Koordinatenfehler der durchgeführten Versuche .....	129
Abb. 6-9:	Versuchsaufbau für die Genauigkeitsuntersuchungen .....	130
Abb. 6-10:	Verschiebungen bei aufgebracht Bewegung von 5 mm.....	131
Abb. 6-11:	Verschiebungsgrößen und –richtungen in der Bodenfüllung für den Versuch 283_G_S (Zustand I) .....	133
Abb. 6-12:	Verschiebungsgrößen und –richtungen in der Bodenfüllung für den Versuch 283_G_S (Zustand II) .....	133
Abb. 6-13:	Verschiebungen im Zustand I, Sand, gelenkige Fußlagerung.....	134
Abb. 6-14:	Verschiebungen im Zustand II, Sand, gelenkige Fußlagerung .....	134
Abb. 6-15:	Verschiebungen im Zustand I, Schneebeli-Modell, gelenkige Fußlagerung.....	134
Abb. 6-16:	Verschiebungen im Zustand II, Schneebeli-Modell, gelenkige Fußlagerung .....	134
Abb. 6-17:	Verlauf innerer Gleitlinien und Richtung der Verschiebungen im Zustand II.....	135
Abb. 6-18:	Verschiebungen der Bodenfüllung für die Versuche 283_E und 197_E (Zustand I) .....	136
Abb. 6-19:	Verschiebungen der Bodenfüllung für die Versuche 283_E und 197_E (Zustand II) .....	136
Abb. 6-20:	Verschiebungen im Zustand I, Sand, eingespannte Fußlagerung.....	137

Abb. 6-21: Verschiebungen im Zustand II, Sand, eingespannte Fußlagerung .....	137
Abb. 6-22: Verschiebungen im Zustand I, Schneebeli-Modell, eingespannte Fußlagerung .....	137
Abb. 6-23: Verschiebungen im Zustand II, Schneebeli-Modell, eingespannte Fußlagerung .....	137
Abb. 6-24: Gleitlinien und Richtung der Vektoren für 283_E_S im Zustand II .....	138
Abb. 6-25: Gleitlinien und Richtung der Vektoren für 283_E_Sch im Zustand II .....	138
Abb. 6-26: Farbige Bereiche zur Markierung der Bewegungen in der Bodenfüllung .....	139
Abb. 6-27: Verschiebungen bei gelenkiger Lagerung (visuelle Auswertung - Vergleich PIV) .....	140
Abb. 6-28: Verschiebungen bei eingespannter Lagerung (visuelle Auswertung - Vergleich PIV) .....	140
Abb. 6-29: Verschiebungsänderung in horizontaler Richtung als 3D-Plot (Versuch 283_G_S) .....	142
Abb. 6-30: Verschiebungsänderung in horizontaler Richtung als 3D-Plot (Versuch 283_E_S) .....	142
Abb. 6-31: Gradienten für die Versuche 83_G_S (links) und 83_E_S (rechts) .....	143
Abb. 6-32: Versuchsaufbau mit großem Wandabstand ( $b/h = 1,75$ ) .....	143
Abb. 6-33: Versuchsergebnisse ( $b/h = 1,75$ ) .....	144
Abb. 6-34: Vergleich der Verschiebungen der Versuche 283_E_S und 197_E_S nach 5 und 8 mm .....	145
Abb. 6-35: Innere Scherflächen .....	147
Abb. 7-1: Nichtlineare Regressionsanalyse der Oedometerversuche .....	149
Abb. 7-2: Definition von $E_{oed}^{ref}$ [PLAXIS (2003)] .....	151
Abb. 7-3: Vergleich der Oedometerversuche mit der PLAXIS-Simulation .....	151
Abb. 7-4: Erddruckspannungen in Folge des lagenweisen Einbaus .....	152
Abb. 7-5: System und Detail der Belastungsvorrichtung .....	153
Abb. 7-6: Vergleich der Ergebnisse bei gelenkiger Lagerung .....	154
Abb. 7-7: Vergleich der Ergebnisse der lastseitigen Wand bei Einspannung .....	155
Abb. 7-8: Vergleich der Ergebnisse der luftseitigen Wand bei Einspannung .....	156
Abb. 7-9: Plot der inkrementellen Bodenbewegungen nach eingprägter Verformung von 1,5 mm .....	157
Abb. 7-10: Analyse der Erddruckresultierenden - Versuch 283_G_S (Modellversuch) .....	160
Abb. 7-11: Analyse der Erddruckresultierenden - Versuch 283_G (PLAXIS-Simulation) .....	160
Abb. 7-12: Hauptspannungsrichtungen im Ausgangszustand; Versuche 283_G (links) und 83_E (rechts) .....	161
Abb. 7-13: Last-Verformungs-Kurven für verschiedene Wandrauigkeiten (Versuch 283_G) .....	163
Abb. 7-14: Last-Verformungs-Kurven für verschiedene Wandrauigkeiten (Versuch 83_G) .....	163
Abb. 7-15: Zuwachs des Bodenwiderstandes im Gleitbereich in Abhängigkeit von Rinter .....	164
Abb. 7-16: Systemplot für die Dreiecksbelastung .....	165
Abb. 7-17: Inkrementelle Verschiebungen unter 1-facher Wasserbelastung (283_G) .....	166
Abb. 7-18: Inkrementelle Verschiebungen unter 1-facher Wasserbelastung (140_E) .....	166
Abb. 8-1: Einteilung der Last-Verformungs-Kurven in zwei Bereiche (beispielhaft) .....	171
Abb. 8-2: Höhenlage der untersten Gleitfläche in Abhängigkeit der Wandbewegung (gelenkig) .....	173
Abb. 8-3: Höhenlage der untersten Gleitfläche in Abhängigkeit der Wandbewegung (eingespannt) .....	173
Abb. 8-4: Erforderliche Wandbewegung bis zum Auftreten der untersten Gleitfläche .....	174
Abb. 8-5: Abgrenzung Mobilisierungs-/Gleitbereich für die Versuche mit gelenkig gelagerter Wand .....	174
Abb. 8-6: Abgrenzung Mobilisierungs-/Gleitbereich für die Versuche mit Fuß einspannung der Wand .....	175
Abb. 8-7: Einfluss der Wandrauigkeit in numerischer Simulation (links) und im Modellversuch (rechts) .....	176
Abb. 8-8: Schnittführung und Nachweisprinzip für die Gleichgewichtsbetrachtung .....	177
Abb. 8-9: Schnittführung beim Nachweis gegen „gleitendes Kippen“ nach Jelinek .....	178
Abb. 8-10: Ergebnisse ohne und mit Berücksichtigung vertikaler Schubspannungen .....	178
Abb. 8-11: Einfluss der Größe des Wandreibungswinkels .....	179
Abb. 8-12: Mobilisierte Reibungswinkel $\varphi_{perf}$ (Versuche 283_G_S) .....	180
Abb. 8-13: Mobilisierte Reibungswinkel $\varphi_{perf}$ (Versuch 140_G_S_2 und 55_G_S_1) .....	180
Abb. 8-14: Mobilisierte Reibungswinkel $\varphi_{perf}$ (Versuch 283_E_S_2 und 140_E_S_1) .....	181

---

Abb. 8-15: Einzeichnen der Höhenlage der unteren Gleitfläche (Versuche 283_E und 283_G).....	182
Abb. 8-16: Einzeichnen der Höhenlage der unteren Gleitfläche (Versuche 140_E und 140_G).....	182
Abb. 8-17: Einzeichnen der Höhenlage der unteren Gleitfläche (Versuche 55_E und 55_G).....	183
Abb. 8-18: Mögliche Fehler durch die horizontale Schnittführung .....	183
Abb. 8-19: Freikörperbild und Krafteck für die Schnittführung 2-f.....	184
Abb. 8-20: Mobilisierte Reibungswinkel bei Variation der Gleitflächenneigung .....	184
Abb. 8-21: Vergleich mit der aufnehmbaren Horizontalkraft nach Jelinek (283 mm).....	186
Abb. 8-22: Einfluss der vertikalen Auflagerkraft auf die aufnehmbare Horizontallast.....	186
Abb. 8-23: Aufnehmbare Horizontalkraft bei Berücksichtigung einer vertikalen Auflagerkraft (283_G) .....	187
Abb. 8-24: Vergleich mit der aufnehmbaren Horizontalkraft nach Jelinek (140 mm).....	188

**TABELLENVERZEICHNIS:**

Tabelle 2-1: Abmessungen und E-Modul der Modellwände .....	16
Tabelle 2-2: Wandabstände und h/b-Verhältnisse in den Modellversuchen .....	16
Tabelle 2-3: Bodenkenngrößen .....	20
Tabelle 2-4: Ermittelte Neigungen bei Abrutschen des Bodens .....	24
Tabelle 2-5: Experimentell bestimmte Reibungswinkel für das Schneebeli-Modell .....	28
Tabelle 3-1: Höhenlagen [mm] der Dehnungsmessstreifen bezüglich der Lasteinleitung .....	35
Tabelle 3-2: Abweichungen der Messwerte bezüglich Balkentheorie (Beispiel) .....	39
Tabelle 4-1: Koeffizienten der Regressionsanalyse .....	62
Tabelle 4-2: Lagerungsdichte und entsprechende Porengehalte .....	76
Tabelle 5-1: Parameter tests am Beispielsystem .....	96
Tabelle 6-1: Kopfpunktverformungen für PIV .....	126
Tabelle 7-1: Werte für den Rauigkeitsbeiwert $R_{inter}$ .....	153
Tabelle 7-2: Vergleich der Erddruckspannungen (PLAXIS - iFEM) für den Versuch 283_G .....	158
Tabelle 7-3: In Anspruch genommene Scherspannungen (Relative Shear Forces) an der lastseitigen Wand ....	159
Tabelle 7-4: Vergleich der Hauptspannungsrichtungen für eingespannte und gelenkige Fußpunktlagerung ....	162
Tabelle 7-5: Erddruckspannungen auf die lastseitige Wand (Versuche 283_G und 283_E) .....	167
Tabelle 7-6: Erddruckspannungen auf die lastseitige Wand (Versuche 140_G und 140_E) .....	168

## VERWENDETE SYMBOLE:

$A$	[mm <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche der Wand
$A_E, A_F$	[mm <sup>2</sup> ]	Fläche unter der Biegelinie (verdrängtes Bodenvolumen)
$a$	[mm]	Wandabstand
$a$	[ ]	Koeffizient in der Regressionsanalyse
$\alpha$	[ ]	Verbundfaktor (WIESIOLEK/NEUMANN)
$\alpha$	[°]	Auslenkungswinkel (Skalierung des Messankers)
$b$	[mm]	Breite des Verbundtragwerks
$b/h$	[ ]	dimensionsloses Breiten-/Höhenverhältnis
$C_C$	[ ]	Krümmungszahl
$D$	[ ]	Lagerungsdichte
$d_{50}$	[mm]	Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang
$\varnothing$	[mm]	Durchmesser (Schneebeli-Modell)
$\delta_{\text{Wand}}$	[°]	Erddruckneigungswinkel
$E$	[kN/m <sup>2</sup> ]	E-Modul
$E_a$	[N]	aktive Erddruckkraft
$EA$	[kN]	Dehnsteifigkeit
$E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tangentensteifigkeit des Erstbelastungspfades (HS-Modell)
$e_a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	aktive Erddruckspannung
$e_i$	[m]	Achsabstand des Pfahles $i$ von der gem. Schwerachse
$\varepsilon$	[ ]	Dehnung
$f_i$	[m <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche des Einzelpfahles
$\varphi$	[°]	Reibungswinkel
$\varphi_{\text{erf}}$	[°]	auf der Scherfläche mobilisierter Reibungswinkel
$\gamma_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Kornwichte
$I$	[m <sup>4</sup> ]	Flächenträgheitsmoment
$J$	n. bez.	Kostenfunktion (iFEM)
$k_{\text{agh}} / k_{\text{agv}}$	[ ]	horizontaler / vertikaler aktiver Erddruckbeiwert
$k_{\text{pgh}} / k_{\text{pgv}}$	[ ]	horizontaler / vertikaler passiver Erddruckbeiwert
$\kappa_p$	[ ]	normierter Bodenwiderstand in der dimensionslosen Darstellung der Mobilisierungsfunktion
$L_E$	[m]	Elementlänge

$\lambda$	n. bez.	Lagrange-Multiplikator (iFEM)
M	n. bez.	Moment (iFEM)
m	[ ]	Krümmungsfaktor im Hardening-Soil-Modell (PLAXIS)
N	[N]	Normalkraft
n	[ ]	Koeffizient in der Regressionsanalyse (Grad der Wurzelfunktion)
n	[%]	Porengehalt
$n_{\min}$	[%]	minimaler Porenanteil
$n_{\max}$	[%]	maximaler Porenanteil
$\lambda$	[ ]	Erddruckbeiwert (JELINEK)
P	[N]	Bodenwiderstand
$p_{\text{ref}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Referenzspannung
Q	n. bez.	Querkraft (iFEM)
Q	[N]	Gleitflächenresultierende
$q_{\text{uu}}$	[ ]	Kosten auf unbekannte äußere Kräfte
$q_{\text{max,exp}}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	maximale Größe der unbek. Belastung (iFEM)
R	[N]	resultierende Kraft
R	[N]	Scherkraft für die Ermittlung von $\varphi_{\text{erf}}$ (Modellvorstellung)
$R_{\text{last}}$	[N]	Erddruckresultierende an der Lastseite
$R_{\text{luft}}$	[N]	Erddruckresultierende an der Luftseite
$R_{\text{Boden}}$	[N]	Bodenwiderstand
$R_{\text{inter}}$	[ ]	Interfacesteifigkeit im PLAXIS
S	[N]	Seilkraft (Skalierung des Messankers)
s	[ ]	normierte Laufvariable (zw. 0 und 1)
$s_{\text{erf}}$	[%]	Grenzverformung (bez. Kopfverschiebung)
$S_{\text{Lasteinleitung}}$	[mm]	auf die Höhenlage der Lasteinleitung umgerechnete Verschiebung
$S_{\text{wirksam}}$	[ ]	mittlere Wandverschiebung
$\sigma$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Normalspannung
$\sigma_{\text{m}}$	[%]	Standardabweichung der Messwerte
$\tau$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung
U	[ ]	Ungleichförmigkeitsgrad
$u_{\text{T}}$	[kN/m]	äußere Axialkraftbeanspruchung (iFEM-Beispiel)

---

$\mu$	[ ]	Reibungsbeiwert
$\vartheta_a$	[°]	Gleitflächenneigungswinkel
$W$	[N]	aus Wasserdruck resultierende Kraft
$w$	[N/mm]	Ordinate der Wasserbelastung
$w_i$	[ ]	Gewichtungsfaktor (SCHÜRMAN)
$w(x)$		Gleichung der Biegelinie (KREMER)
$z_{\text{last}} / z_{\text{luft}}$	[mm]	Höhenlage der Erddruckresultierenden (Last-/Luftseite)



# 1 Einführung

## 1.1 Ziel der Arbeit

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem Tragverhalten von geotechnischen Boden-Verbundsystemen, die aus zwei Wänden bzw. Pfahlreihen bestehen, wobei der zwischen den Wänden bzw. Pfahlreihen liegende Boden zur Aufnahme der einseitigen horizontalen Belastung beitragen soll. Die parallelen Wände bzw. Pfahlreihen können gegebenenfalls durch Anker Elemente/Steifen miteinander verbunden sein.

Beispiele für diese Art von Boden-Verbundtragwerken sind:

- Stabwand,
- schmale Trennmolen in Spundwandbauweise,
- Fangedamm,
- Hangverdübelung mit Pfahlreihen / Pfahlgruppen (bei zweireihiger Anordnung).

Die Motivation für die im Folgenden geschilderten Untersuchungen liegt darin begründet, dass derartige Bauwerke - mit Ausnahme des Fangedammes - meist ohne Berücksichtigung der mittragenden Wirkung des Bodens bemessen werden.

Das Ziel der Arbeit ist daher die physikalische und theoretisch-rechnerische Beschreibung der Interaktion zwischen „Füllboden“ und konstruktiven Elementen parallel-wandiger Boden-Verbundbauwerke. Hierdurch soll die mittragende Wirkung des Bodens wirklichkeitsnah erfasst werden, sodass eine sichere und wirtschaftliche Bemessung dieses Typs von Boden-Verbundtragwerken möglich wird.

Die mittragende Wirkung des Bodens hängt mutmaßlich ab von:

- dem Verhältnis Breite  $b$  zur Höhe  $h$  des Bauwerks ( $b/h$ ),
- den Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Bodens,
- der Wandrauigkeit,
- der Biegesteifigkeit der Wände und deren Auflagerbedingungen im anstehenden Baugrund (z.B. gelenkige Auflagerung, punktuelle Einspannung oder bodenmechanische Einspannung),
- der Verbindung der parallelen Wände untereinander (z.B. durch gelenkig angeschlossene Zugelemente (Anker), durch gelenkig angeschlossene Druckelemente (Steifen) oder durch biegesteif angeschlossene Elemente).

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit können nicht alle Einflussparameter und ihre Kombinationen unmittelbar untersucht werden. Vielmehr wird angestrebt, mit einigen Parameterkombinationen die wesentlichen Zusammenhänge darzustellen.

Ausgangspunkt für die theoretische Bearbeitung sind Kraft-, Dehnungs- und Verformungsmessungen an kleinmaßstäblichen Modellbauwerken. Neben der messtechnischen Erfassung des äußeren Last-Verformungsverhaltens dieser Modellbauwerke werden die Bewegungen im Innern der Bodenfüllung mit einer bildbasierten Auswertemethode – der PIV-Methode (Particle Image Velocimetry) – gemessen und visualisiert. Die Kontaktspannungen zwischen der Bodenfüllung und den Modellwänden werden auf Grundlage von Dehnungsmessungen mit der inversen FE-Methode (iFEM) ermittelt. Die Ergebnisse und Auswertungen der bodenmechanischen Modellversuche werden ergänzt durch Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente (PLAXIS 2D).

Auf Grundlage der Ergebnisse der Modellversuche, der verschiedenen Auswertemethoden und der FE-Simulationen wird schließlich eine Modellvorstellung herausgearbeitet, mit der die mittragende Wirkung des Bodens prinzipiell erfasst werden kann.

## 1.2 Stand der Forschung

### 1.2.1 Allgemeines

Die Interaktion zwischen dem Boden und den beidseitig angeordneten Wänden bzw. Pfahlreihen entsteht durch die Bewegung bzw. Verformung der lastseitigen Wand/Pfahlreihe, wenn auf diese Erd- und/oder Wasserdruck einwirkt.

Je nach Breiten-/ Höhenverhältnis des Boden-Verbundtragwerkes, je nach Wandrauhigkeit, je nach Scherfestigkeit, Steifigkeit und Wichte des „Füllbodens“ sowie je nach der Art der statischen Auflagerung der Wände wird der von der lastseitigen Wand in den Füllboden eingeleitete Anteil der einwirkenden Kraft unmittelbar auf die lastabgewandte Wand bzw. Pfahlreihe durchgeleitet oder zu einem gewissen Prozentsatz bzw. auch vollständig vom Füllboden in den Untergrund eingeleitet, sodass die lastabgewandte Wand bzw. Pfahlreihe nicht oder nur in geringem Maße (zusätzlich) belastet wird.

Nachfolgend wird hierzu der Stand des ingenieurmäßigen Wissens und der Forschung für die unter 1.1 aufgeführten Boden-Verbundtragwerke erläutert.

### 1.2.2 Stabwand

Eine (verankerte) Stabwand wird aus relativ eng beieinander stehenden Klein-(bohr)pfählen, dem dazwischen befindlichen Boden, einem vorderen Abschluss aus Spritzbeton und aus Verpressankern bzw. Steifen gebildet. Die Mikropfähle haben einen Durchmesser zwischen 15 cm und 30 cm. Der Boden zwischen den Pfählen kann gegebenenfalls verfestigt werden.

Die Stabwand hat einerseits die Aufgabe, Vertikallasten in den Baugrund abzutragen, andererseits bildet sie eine Stützwand, z. B. eine Baugrubenwand.

Stabwände werden fast ausschließlich bei der Voll- oder Teilunterfahrung bestehender Gebäude durch U-Bahn- oder Straßentunnel angewendet, wobei die Stabwand als Unterfangung von Gebäudewänden und -stützen Vertikallasten aufnimmt, gleichzeitig aber auch eine mehr-

fach verankerte Baugrubenwand ist (Abb. 1-1). Eine Stabwand kann ebenfalls als dauerhafte Sicherung eines Geländesprunges zur Anwendung kommen (Abb. 1-2).

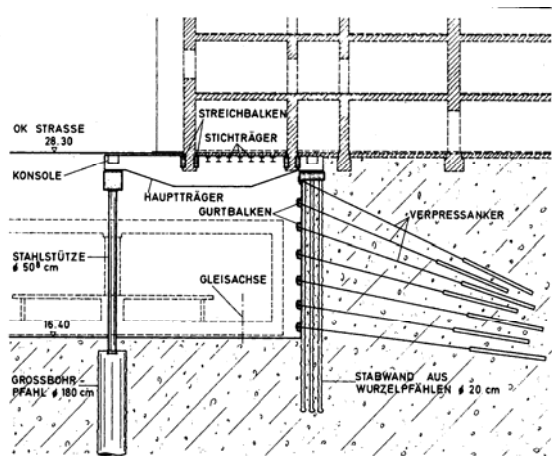


Abb. 1-1: Gebäudeunterfahrung  
[KAUER/PRÜCKNER (1975)]

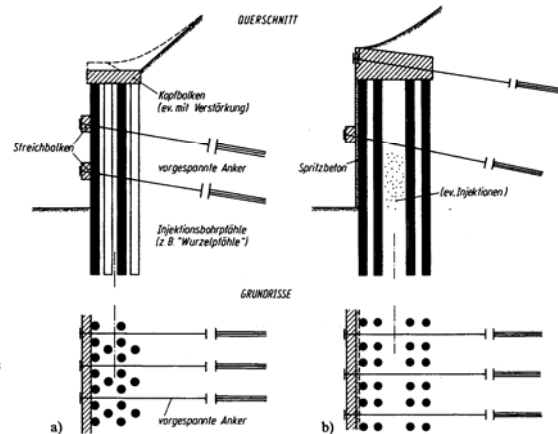


Abb. 1-2: Sicherung eines Geländesprunges  
[BRANDL (2001)]

Hinsichtlich der Aufnahme des Erddruckes und der aus dem unterfangenen Bauwerk eingeleiteten Vertikallasten wird die Stabwand bezüglich der äußeren Standsicherheit in der Regel nicht als Boden-Verbundtragwerk, sondern als eine ein- oder mehrfach verankerte Stützwand betrachtet. Hinsichtlich der „inneren“ Beanspruchung der Pfähle unterscheidet BRANDL (1971a, 1971b, 1972, 2001) drei Fälle:

- Eine die Pfähle „verdübelnde“ Verbundwirkung des Bodens wird nicht angesetzt, d. h. die für die Stützwand berechneten Schnittgrößen (Normalkraft, Querkraft, Biegemoment) werden auf die pro Meter (senkrecht zur betrachteten Ebene) angeordneten  $n$  Pfähle gleichmäßig verteilt.
- Es wird von einer vollen Schubverdübelung der Pfähle durch den zwischenliegenden Boden ausgegangen, wobei der Boden wegen seiner gegenüber dem Pfahlbaustoff geringen Steifigkeit keine über die Eigengewichtsspannungen hinausgehenden Normalspannungen aufnimmt (Abb. 1-3). Das Flächenträgheitsmoment des Querschnitts nach Abb. 1-3 a bzw. der beiden für sich wirkenden Teilquerschnitte nach Abb. 1-3 b beträgt in diesem Fall

$$I = \sum_1^n (I_{pi} + e_i^2 \cdot f_i) \text{ [m}^4\text{/m].}$$

mit

$I_{pi}$	=	das Trägheitsmoment eines Pfahles um seine Schwerachse
$e_i$	=	Achsabstand des Pfahles $i$ von der gemeinsamen Schwerachse
$f_i$	=	Querschnittsfläche des Einzelpfahles
$n$	=	Pfahlanzahl pro Meter Stabwand

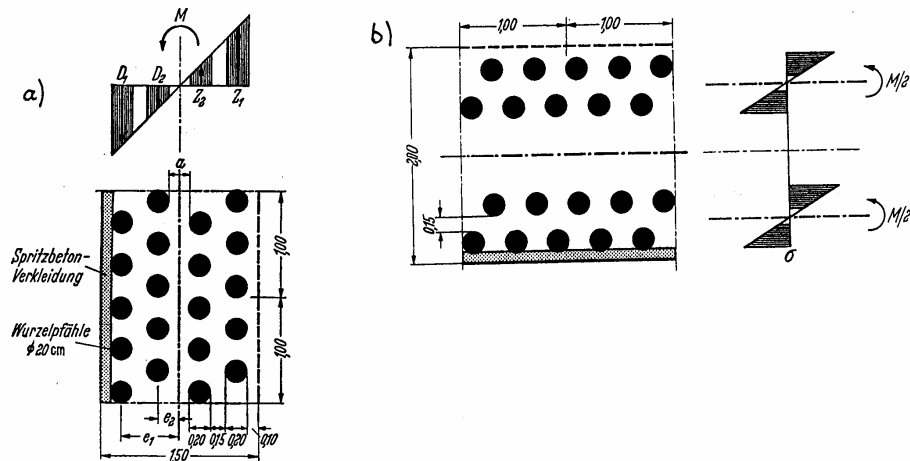


Abb. 1-3: Spannungsverteilung bei voller Schubübertragung durch den Boden [BRANDL (2001)]

- a) volle Schubübertragung im gesamten Wandquerschnitt
- b) volle Schubübertragung innerhalb der eng stehenden Pfahlreihen;  
keine Schubübertragung am mittleren breiten Erdkern

In den Pfählen entstehen aus dem auf die Stabwand wirkenden Biegemoment nur Druck- bzw. Zugkräfte, die mit der Druckkraft aus den Vertikalkräften überlagert werden.

- Bei teilweiser Schubverdübelung wird der Anteil  $\alpha$  (Verbundfaktor) des Biegemomentes unmittelbar der Biegebeanspruchung der Pfähle zugewiesen, wohingegen der Anteil  $1-\alpha$  über die Boden-Schubverdübelung Normalkräfte in den Pfählen hervorruft. Es gilt:  $0 \leq \alpha \leq 1$ , wobei nach einem Vorschlag von BRANDL  $\alpha \geq 0,1$  zu wählen ist, um eine Mindest-Biegebewehrung der Pfähle sicher zu stellen. Im Übrigen soll  $\alpha$  für eine betrachtete Baumaßnahme sinnvoll abgeschätzt oder durch Modellversuche bestimmt werden.

Einen Vorschlag zur Bestimmung des Verbundfaktors  $\alpha$  machen WIESIOLEK/NEUMANN (1988). Auf der Grundlage der Überlegungen von BRANDL formulieren sie zwei Grenzzustände, bei denen eine Verbundwirkung im Querschnitt der Stabwand nicht mehr gegeben ist.

Der eine Grenzzustand ergibt sich durch Anwendung der Verbundtheorie auf einen Pfahl-Boden-Baustoff, der andere wird über die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung im Boden ermittelt. Im ersten Fall wird die von einem Pfahl maximal in den Boden übertragbare Mantelreibung im Verhältnis zur vorhandenen Schubspannung betrachtet, im anderen Fall wird an jeder Stelle des Bodenquerschnitts mit Hilfe des Mohr'schen Spannungskreises (Abb. 1-4) die maximal mögliche Schubspannung im Boden ermittelt und mit der vorhandenen verglichen. Derjenige Momentenanteil, der nicht mehr über Schub vom Boden aufgenommen werden kann, wird die Pfähle direkt belasten.

Daraus ergeben sich folgende Gleichungen für die Berechnung von  $\alpha$ :

$$\alpha_{r1} = 1 - \frac{\text{zul } q_s}{\tau_{vorh}}$$

$$\alpha_f = 1 - \text{abs} \left[ \frac{\max \tau_{zx} - \tau_{Vzx}}{\tau_{zx,vorh}} \right]$$

Der größere Wert ist maßgebend:

$$\alpha = \max(\alpha_{r1}, \alpha_f)$$

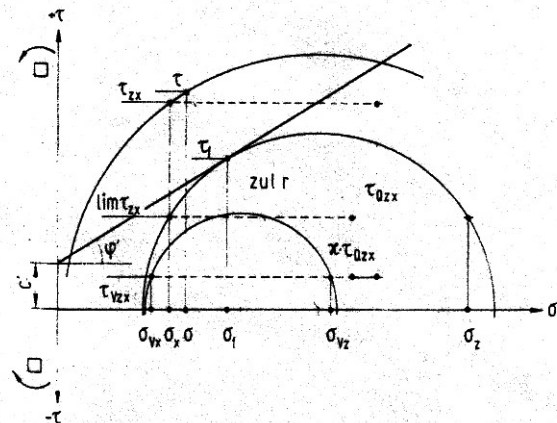


Abb. 1-4: Mohr'scher Spannungskreis und Schergerade  
[WIESIOLEK/NEUMANN (1988)]

In einem Berechnungsbeispiel für eine ausgeführte Unterfangungsmaßnahme zeigt sich, dass der Faktor  $\alpha$  über die Höhe der Stabwand veränderlich ist, weshalb durch geeignete Mittelung ein Durchschnittswert für  $\alpha$  festgelegt werden sollte. Anhaltswerte für den Verbundfaktor  $\alpha$  in Abhängigkeit vom Pfahlabstand und der Scherfestigkeit des Bodens werden in der Veröffentlichung nicht angegeben.

Ausgeführte Stabwände haben sich in der Praxis jedoch als verformungsarm herausgestellt und lassen auf eine Verdübelungswirkung des Bodens zwischen den Pfählen schließen, wie am deutlichsten bei RÖDER ET AL. (1984) durch einen großmaßstäblichen Feldversuch belegt ist.

### 1.2.3 Schmale Trennmolen in Spundwandbauweise

Schmale Trennmolen in Spundwandbauweise sind nach den Empfehlungen des Ausschusses „Ufereinfassungen“ [EAU (2004)] Kastenfangedämme, bei denen der Abstand der Spundwände nur wenige Meter beträgt. Diese Trennmolen werden vorwiegend durch Wasserüberdruck, Schiffstoß und Pollerzug belastet. Die Spundwände werden im oder nahe dem Kopfbereich gegenseitig verankert und zur Übertragung der äußeren Lasten ausgesteift. Der Raum zwischen den Spundwänden wird mit Sand oder Kiessand aufgefüllt.

Für die Aufnahme der normal zur Trennmolenachse angreifenden äußeren Lasten wird nach den EAU die Trennmole als ein freistehendes, im Boden voll eingespanntes Spundwandbauwerk betrachtet. Der Einfluss der Bodenverfüllung zwischen den beiden Spundwänden wird vernachlässigt, wobei im Allgemeinen angenommen wird, dass die beiden Spundwände gelenkig, in Ausnahmefällen biegesteif miteinander verbunden sind. Das Gesamtbiegemoment wird im Verhältnis der Biegesteifigkeiten (also i.d.R. im Verhältnis der Flächenträgheitsmomente) der beiden Spundwände auf diese verteilt.

Die Trennmole wird als Kragträger aufgefasst, wobei eine mittragende Wirkung des Bodens nach den EAU also nicht in Ansatz gebracht wird – auch nicht in Form einer Schubverdübelung.

### 1.2.4 Fangedamm

Der (Parallel-) Fangedamm ist ein „klassisches“ Boden-Verbundtragwerk, bei dem zwischen zwei parallel zueinander verlaufenden Spundwänden, die ein- oder mehrfach miteinander verankert sind, rolliger Boden verfüllt wird (Abb. 1-5).

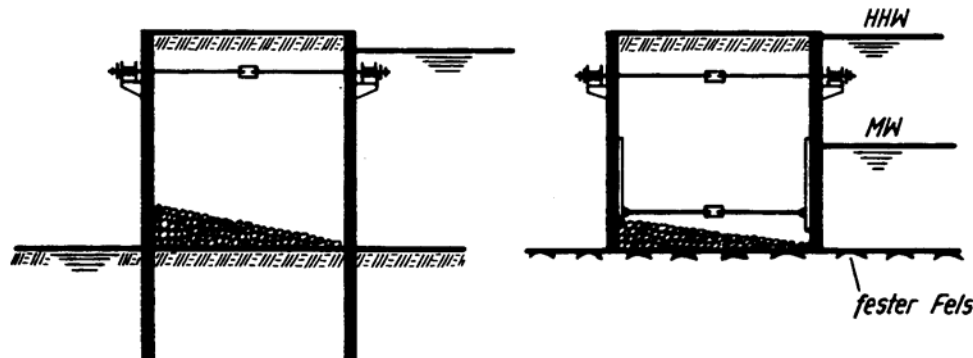


Abb. 1-5: Kastenfangedamm [HOESCH (2000)]

Die beidseitigen Spundwände sind entweder gelenkig - z. B. an einem festen Untergrund (Fels) - angeschlossen, und bilden dann zusammen mit der Verankerung ein kinematisch verschiebliches Gelenk-Viereck, oder sie sind mehr oder weniger tief in einen rammbaren Untergrund eingebunden. Das übliche Verhältnis  $b/h$  eines Fangedammes liegt bei  $0,7 \leq b/h \leq 1,0$  und ist damit erheblich größer als bei Stabwänden oder schmalen Trennmolen in Spundwandbauweise. Daher ist das Tragverhalten eines Fangedammes wesentlich von der Bodenfüllung und weniger von den umgebenden Wänden geprägt.

Beim Nachweis der **äußeren Standsicherheit** des durch Wasserdruck oder – bei einer Hinterfüllung mit Boden – auch durch Erddruck belasteten Fangedammes wird

- herkömmlich von einer hohen Festigkeit des Füllmaterials ausgegangen und die Sicherheit gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch eines starren, auf dem anstehenden Untergrund gegründeten Blockes konventionell nachgewiesen, oder
- es wird von den Beobachtungen an kleinmaßstäblichen Modellversuchen ausgegangen, über die JELINEK (1966, 1967, 1970) schreibt: „Bei horizontaler Belastung eines zwischen Glasplatten eingebauten Kastenfangedammes wurde dort eine Schar gekrümmter Gleitflächen festgestellt, deren Verlauf geometrisch durch logarithmische Spiralen angenähert werden konnte. Auch eine zweite Gleitflächenrichtung in Form eines Geradenbündels, das die Spiralen unter dem Winkel  $90^\circ - \varphi$  schneidet, war im Modellversuch gut zu erkennen.“ [JELINEK (1966), Seite 169].

Nach JELINEK führt also der gesamte Fangedamm im Bruchzustand eine gleitende Kippbewegung (oder kippende Gleitverschiebung) über die unterste – durch die beiden Spundwandfußpunkte gehende, nach oben durchgebogene – logarithmische Spirale aus (Abb. 1-6). Nach den EAU ist für Fangedämme neben dem Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen dieses gleitende Kippen auch der Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch zu führen.

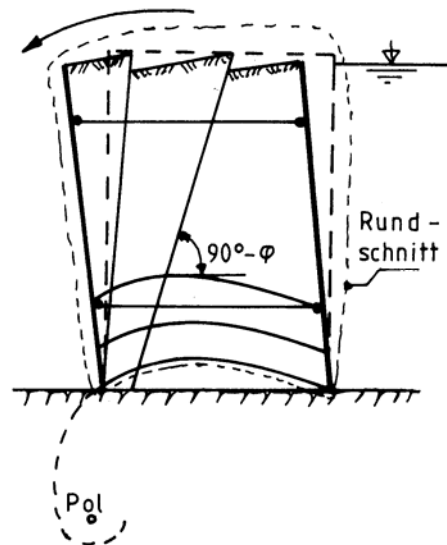


Abb. 1-6: Gleitende Kippbewegung eines Kastenfangedammes [JELINEK (1966)]

Die **innere Standsicherheit** bezieht sich sowohl auf die konstruktiven Elemente (Spundwand und Verankerung) als auch auf den Boden sowie insbesondere auf das Zusammenwirken von Boden und konstruktiven Elementen.

- BLUM (1944) berechnet den Spannungszustand in jedem Punkt eines Fangedammes unter Eigengewicht und horizontaler Belastung. Der Fangedamm wird dabei als Kragträger mit linearem Materialverhalten angesehen. Die durch die horizontale Belastung (Erd- und/oder Wasserdruck) an der Luftseite entstehenden vertikalen Druckspannungen bewirken zusätzlich zu den Vertikalspannungen aus Eigengewicht aktive Erddruckspannungen, auf die die luftseitige Spundwand inklusive Verankerung zu bemessen ist. Auf Grund der Betrachtung des Fangedammes als Kragarm mit linearem Materialverhalten ist der Spannungszustand in der Sandfüllung infolge der Horizontalbelastung aus Wasserdruck – bei gleich bleibender Verteilung der Belastungsspannung – linear von der Größe der Horizontallast abhängig. Als Sicherheit wird das Verhältnis zwischen der Belastung, die im ungünstigsten Element der Bodenfüllung zum Erreichen der Mohr-Coulomb'schen Fließbedingung führt, und der tatsächlich wirksamen Belastung definiert. Nach BLUM ist bei einer Sicherheit von 1,2 im ungünstigsten Element der Bodenfüllung gegen Erreichen des plastischen Grenzzustandes ein äußeres und ein inneres Standsicherheitsversagen des Fangedammes nicht zu erwarten, sofern die Spundwände für den aktiven Erddruck aus Bodeneigengewicht und aus den zusätzlichen vertikalen Spannungen infolge „Kragarmbiegung“ bemessen werden. *„Die nach der vorgeschlagenen Berechnungsweise ermittelte Sicherheit gibt die innere Gesamtstabilität an. Es erübrigt sich die sonst für Massivbauwerke übliche getrennte Berechnung der Sicherheit gegen Kippen und seitliches Verschieben.“* [BLUM (1944), Seite 38].

Das Bemessungsverfahren von BLUM für Fangedämme hat sich in der Praxis nicht durchgesetzt. Interessant ist jedoch, dass BLUM die Frage der Schubkopplung (Verdübelung) der luft- und der belastungsseitigen Spundwand durch den Füllboden zunächst ähnlich diskutiert wie BRANDL für die Stabwand. Dieser Ansatz wird dann aber nicht weiter ver-

folgt, da die sich auf diese Weise ergebende Zugkraft nicht durch Wandreibung an der lastseitigen Spundwand aufgenommen werden kann.

- JELINEK (1966, 1967) sieht – neben dem Grundbruch – die gleitende Kippbewegung über eine nach oben durchgebogene gekrümmte Gleitfläche als maßgebend für die äußere Standsicherheit des Fangedammes an. Die Gleitfläche verläuft durch die Fußpunkte der Spundwände und wird mathematisch als logarithmische Spirale wiedergegeben. In den von JELINEK durchgeführten Modellversuchen treten weitere, zu der Fußpunktspirale etwa parallele Gleitflächen im Inneren des Fangedammes sowie dazu konjugierte gerade Gleitflächen auf, die durch den Pol der Spirale verlaufen (Abb. 1-7).

Die „äußere“ Sicherheit des Fangedammes gegen die gleitende Kippbewegung ist also auch die Sicherheit gegen das „innere“ Versagen des Bodenkörpers mit den erwähnten gleichzeitig auftretenden inneren Gleitflächenscharen. Aus dem bekannten Verlauf der zueinander konjugierten Gleitflächenscharen ermittelt JELINEK einen Erddruckbeiwert  $\lambda$ , der das Verhältnis der horizontalen zu den vertikalen Spannungen an der luftseitigen Spundwand im Moment der gleitenden Kippbewegung angibt (Abb. 1-8). JELINEK setzt diesen Erddruckbeiwert für die Bemessung der luftseitigen Spundwand an, wobei die  $\sigma_z$ -Spannungen sich aus den Anteilen „Bodeneigengewicht“ und „Druckspannungen aus Biegung“ des Kragträgers bzw. einer scheibenartigen Konstruktion zusammensetzen. Durch die Verknüpfung von „inneren“ Gleitflächen im Füllboden mit der auf die luftseitige Spundwand einwirkenden Belastung gelingt JELINEK eine Beschreibung der Interaktion zwischen Boden und begrenzenden Wänden.

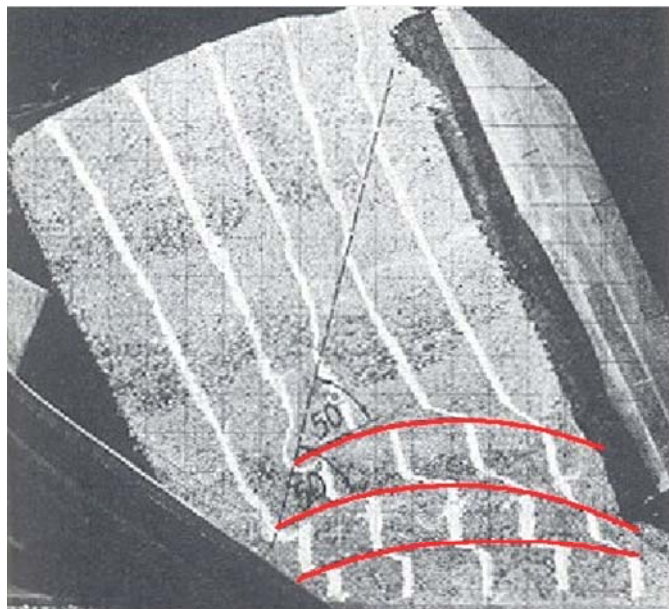


Abb. 1-7: Im Modellversuch auftretende Gleitflächen [JELINEK (1967)]



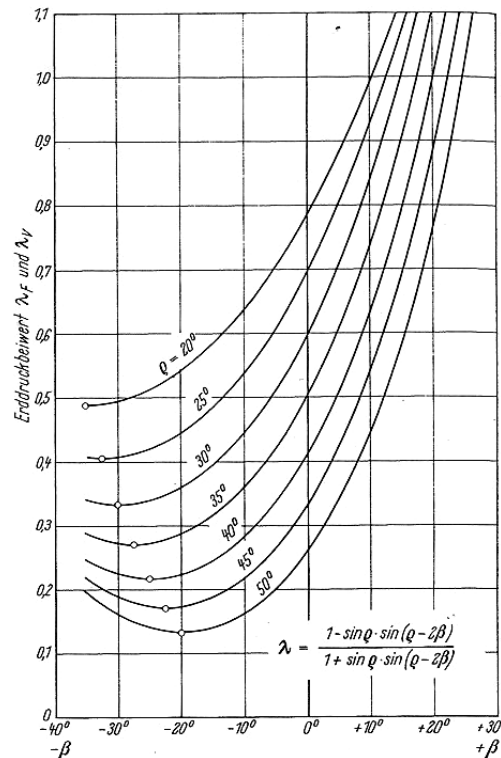


Abb. 1-8: Erddruckbeiwert  $\lambda$  als Funktion der Gleitflächenrichtung  $\beta$  [JELINEK (1967)]

- SCHNELL (1979) untersucht die Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente.

In umfangreichen Parameterstudien werden die Belastung und Verformung der Spundwände und die Spannungen im Füllboden als Funktion der Einwirkungen untersucht. Der Lastansatz von JELINEK erweist sich in diesen Studien als zu ungünstig, während die von Schnell ermittelten Erddruckspannungen an der luftseitigen Spundwand gut durch den Ansatz von BLUM oder durch die in der EAU vorgeschlagene Erhöhung des Coulomb'schen aktiven Erddrucks um 25 % wiedergegeben werden.
- Im „Spundwand-Handbuch - Berechnung“ der HOESCH Hüttenwerke AG [HOESCH (2000)] wird für Fangedämme auch der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge gefordert. Die Gleitfuge verläuft dabei vom Fuß der luftseitigen Spundwand zum „Querkraft-Nullpunkt“ der wasserseitigen Spundwand. Dieser Nachweis wird bei Boden-Verbundtragwerken gelegentlich auch der „inneren“ Standsicherheit zugeordnet, da er einerseits das Gesamtsystem „Spundwände und Boden“ umfasst und andererseits sich auf die Scherfestigkeit des Füllbodens bezieht. Dieser Nachweis ist im Wesentlichen eine Variation der beim Gleitenden Kippen zur Anwendung kommenden logarithmischen Spirale. Im Unterschied dazu verläuft die Gleitfläche im Innern der Füllung jedoch nicht durch die beiden Spundwandpunkte, sondern vom Fuß der luftseitigen Spundwand üblicherweise zum Querkraftnullpunkt der lastseitigen Spundwand. Die lastseitige Spundwand wird an diesem Punkt gedanklich durchgeschnitten und der obige Teil als Ankerwand betrachtet. Der Nachweis kann herkömmlich nach dem Verfahren von Kranz geführt werden.



setzt, wodurch ein Anteil des Biegemomentes in Zug- bzw. Druckkräfte in den Wänden bzw. Pfahlreihen umgesetzt wird.

Bei Verbundtragwerken mit im Vergleich zur Höhe großem Abstand der Wände ( $0,7 \leq b/h \leq 1,0$ ) – z.B. Fangedämme – wird die Standsicherheit meist unter Berücksichtigung der Bodenfüllung nachgewiesen. Die Empfehlungen zur Bemessung der Wände berücksichtigen auf der Luftseite zwar eine erhöhte Beanspruchung, aber nur bei dem Verfahren von JELINEK ist eine direkte Kopplung der Spundwandbelastung mit dem auf der Scherfestigkeit beruhenden Tragverhalten der Bodenfüllung gegeben. Hier wird also eine Wechselwirkung zwischen Boden und konstruktiven Bauwerksteilen berücksichtigt.

Für die durchgehende Beschreibung der Interaktion zwischen Füllboden und konstruktiven Wandelementen in Abhängigkeit der maßgebenden Parameter wurden bislang noch keine umfassenden Rechenmodelle entwickelt.

### 1.3 Arbeitsmethode

Das Untersuchungsziel soll – wie bereits erwähnt – mit einer kombinierten Arbeitsmethode erreicht werden, die aus kleinmaßstäblichen bodenmechanischen 1g-Modellversuchen, aus numerischen Berechnungen mit der Finite-Element-Methode sowie aus einem analytischen Ansatz besteht. Zur Auswertung der bodenmechanischen Modellversuche werden zwei innovative Verfahren eingesetzt.

Zum einen werden mit Hilfe der so genannten „inversen Finite-Element-Methode“ (iFEM) aus den an den Modellwänden gemessenen Dehnungen die wirksamen Erddruckspannungen ermittelt. Zum anderen bietet die visuelle Auswertung der Modellversuche mit der PIV-Methode eine Möglichkeit zur Ermittlung von Bodenverschiebungen und zur Identifizierung von Gleitflächen im Boden. Hierbei sind keine Markierungsschichten in der Bodenfüllung erforderlich. Mit Hilfe der PIV-Methode können die Vorgänge in der Bodenfüllung schon bei kleinen Verformungen visualisiert werden.

Die Erkenntnisse dieser Untersuchungen fließen in einen analytischen Ansatz ein, mit dem – auf Basis eines mechanisch-rechnerischen Modells – die Erfassung der Boden-Bauwerk-Interaktion möglich ist. Eine Übersicht über die Struktur der Arbeit und die wesentlichen Zusammenhänge gibt Abb. 1-10.

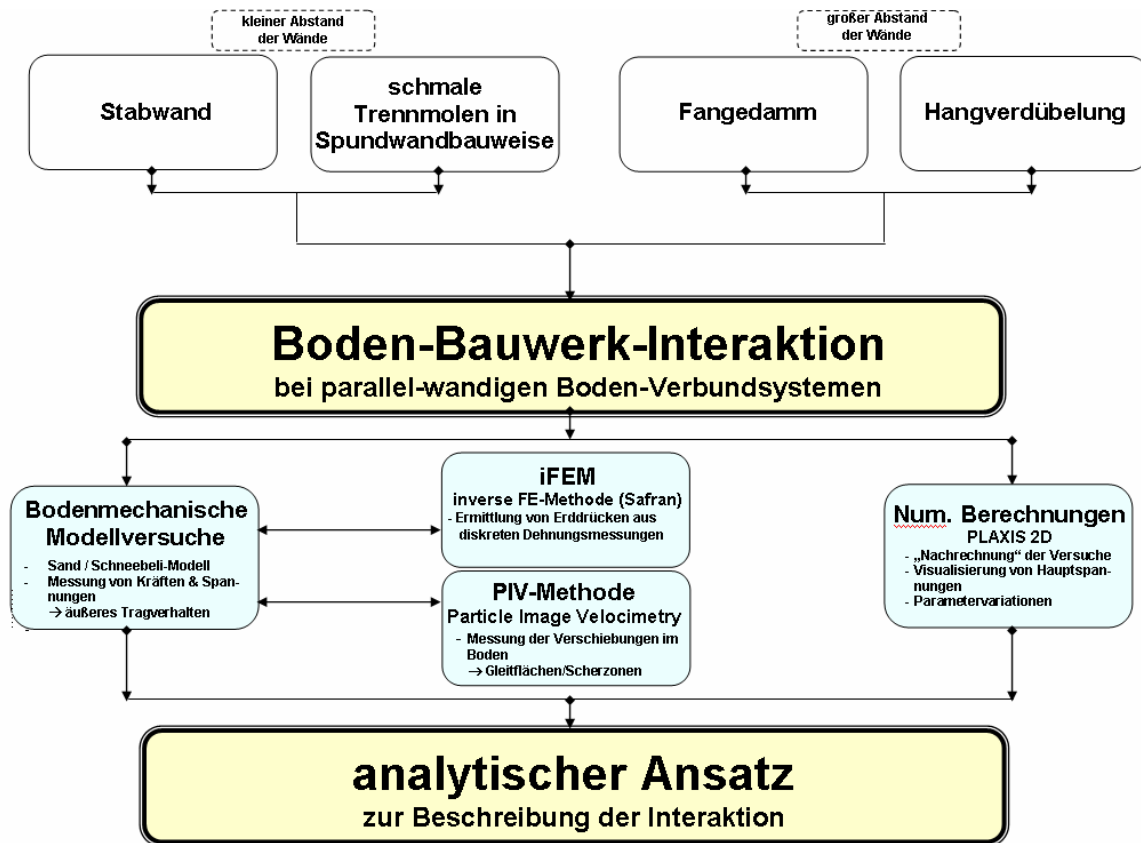


Abb. 1-10: Struktur der Arbeit als FlowChart

- Für die **kleinmaßstäblichen Modellversuche** wird ein ca. 60 cm langer, 30 cm hoher und 15 cm breiter Modellcontainer verwendet (Abb. 1-11). Zwei parallele Wände aus Aluminium können auf dem Boden des Modellcontainers gelenkig oder biegesteif in unterschiedlichem Abstand zueinander ( $0,1 \leq b/h \leq 1,25$ ) angeschlossen werden. Der Zwischenraum zwischen den Wänden wird
  - mit Feinsand bzw. Mittel- bis Grobsand konstanter Lagerungsdichte oder
  - mit aus Aluminium gefertigten Walzen unterschiedlichen Durchmessers (Schneebeil-Modell, siehe hierzu Abschnitt 2)

gefüllt.

Die Wände sind am Kopf durch einen (Zug-) Anker verbunden. Auf die „lastseitige“ Wand wird Weg gesteuert (über eine Spindel) eine Kraft aufgebracht. Neben der Größe der Kraft (als Funktion der Verschiebung des Wandkopfes) wird die Randfaserdehnung der luft- und der lastseitigen Wand jeweils an 8 Punkten auf der Mittelachse der Wand mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen erfasst. Die Kraft in den beiden Ankerelementen wird mit einem speziell hierfür entwickelten Messelement gemessen, während die Verschiebung des Kopfes beider Wände mit berührungslosen Laser-Wegaufnehmern erfasst wird. Die verwendete Messtechnik wird im Abschnitt 3 detailliert beschrieben.

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Modellversuche werden im Abschnitt 4 dargestellt und diskutiert. Die Ermittlung der Erddruckspannungen mit Hilfe der inversen FE-Methode (iFEM) ist in Abschnitt 5 beschrieben.

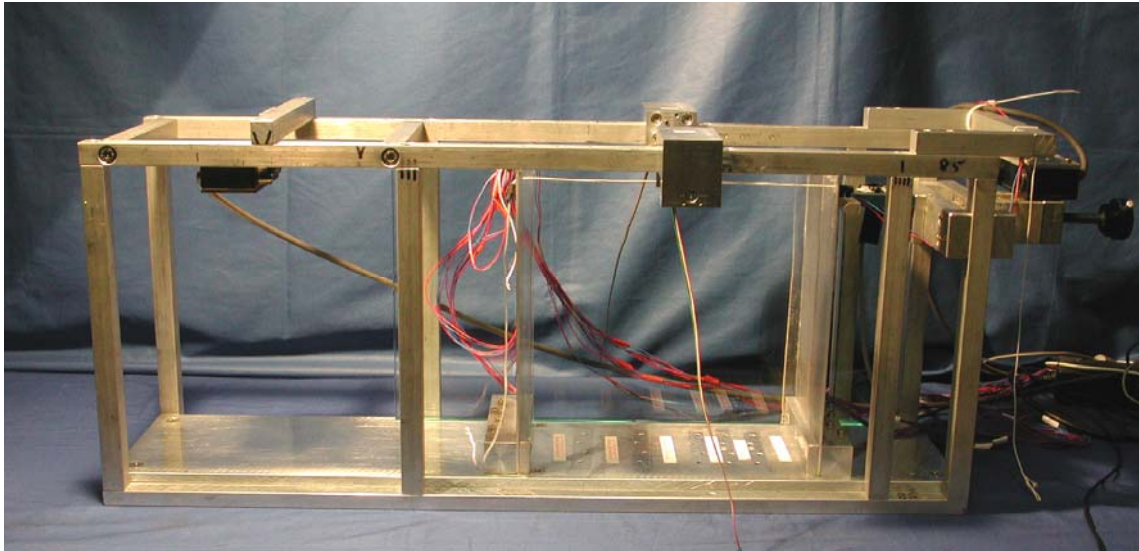


Abb. 1-11: vorbereiteter Modellcontainer

Der Verformungszustand des Bodens wird schließlich mit Hilfe der PIV-Methode (siehe Abschnitt 6) bei verschiedenen Wandverschiebungen erfasst. Die Ergebnisse werden zum Erkennen von Bewegungsmechanismen im Innern der Bodenfüllung herangezogen.

- Die **numerischen Berechnungen** werden mit dem FE-Programm PLAXIS 2D (Version 8) durchgeführt (vgl. Abschnitt 7). Das numerische Modell wird im Originalmaßstab der bodenmechanischen Modellversuche generiert und das spannungsabhängige Last-Verformungsverhalten des Versuchssandes unter Verwendung des Hardening-Soil-Modells beschrieben. Mit Hilfe der numerischen Untersuchungen können die Modellversuche simuliert und somit auch Parameterkombinationen untersucht werden, die im Labor nicht umzusetzen sind.
- Auf Grundlage der Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungsmethoden wird schließlich ein **analytisches Berechnungsmodell** ausgearbeitet, welches die wesentlichen Parameter der mittragenden Wirkung des Bodens für die betrachteten Boden-Verbundsysteme beinhaltet.

Zur Entwicklung dieser Modellvorstellung werden neben den „inneren“ Relativverschiebungen der Bodenfüllung, die durch die PIV-Untersuchungen bei den bodenmechanischen Modellversuchen bzw. bei der numerischen Simulation sichtbar werden, die Erkenntnisse über die Erddruckgröße und -verteilung auf die Wände herangezogen.

## 2 Versuchsaufbau

### 2.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt folgt die Beschreibung des Versuchsaufbaus, der zur Untersuchung der Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Boden-Verbundtragwerken entwickelt und mit den Erfahrungen aus zahlreichen Vorversuchen kontinuierlich ausgebaut und optimiert wurde.

Zunächst werden die Parameter beschrieben, die im Rahmen der bodenmechanischen 1g-Modellversuche variiert werden.

Im Folgenden werden der Versuchscontainer, dessen Komponenten sowie die verwendeten Modellwände vorgestellt. Schließlich werden die beiden Füllmedien – Sand (Abschnitt 2.4) und das so genannte Schneebeli-Modell (Abschnitt 2.5) – inklusive ihrer bodenmechanischen Eigenschaften beschrieben und dargestellt.

### 2.2 Versuchsparameter

Mit dem vorgestellten Versuchsaufbau werden die folgenden Parameter in den bodenmechanischen Modellversuchen variiert:

- Füllmedium (Sand oder Schneebeli-Modell)
- Wandabstand (6 Wandabstände von  $b/h \approx 0,1$  bis etwa 1,25)
- Lagerung der Wände am Fuß (eingespannt oder gelenkig).

Somit besteht eine komplette Untersuchungsreihe aus 24 Versuchen, wobei immer mindestens zwei Versuche eines Typs durchgeführt werden, um die Reproduzierbarkeit zu gewährleisten und zufällige Fehler weitestgehend zu eliminieren.

Für die Variation der Rauigkeit der Wand (besandet oder unbesandet) sowie der Lagerungsdichte der Bodenfüllung (nur für Sand) werden zwar keine kompletten Versuchsreihen durchgeführt; der Einfluss dieser Parameter wird allerdings beispielhaft an einigen Versuchen betrachtet.

Der Versuchsaufbau wurde derart konzipiert, dass folgende weitere Parameter zusätzlich variiert werden können:

- Biegesteifigkeit der Wand (über die Wanddicke)
- Höhenlage der Lasteinleitung.

Die Variation dieser Parameter ist allerdings nicht Bestandteil dieser Arbeit, sondern ist für weitergehende Untersuchungen vorgesehen.

## 2.3 Aufbau der bodenmechanischen Modellversuche

### 2.3.1 Versuchscontainer

Der Versuchscontainer, in dem die Modellversuche durchgeführt werden, besteht im Wesentlichen aus einem Aluminiumrahmen mit einer Bodenplatte, an der die Modellwände in unterschiedlichen Abständen befestigt werden können, sowie Glasscheiben an der Vorder- und der Rückseite (Abb. 2-1).

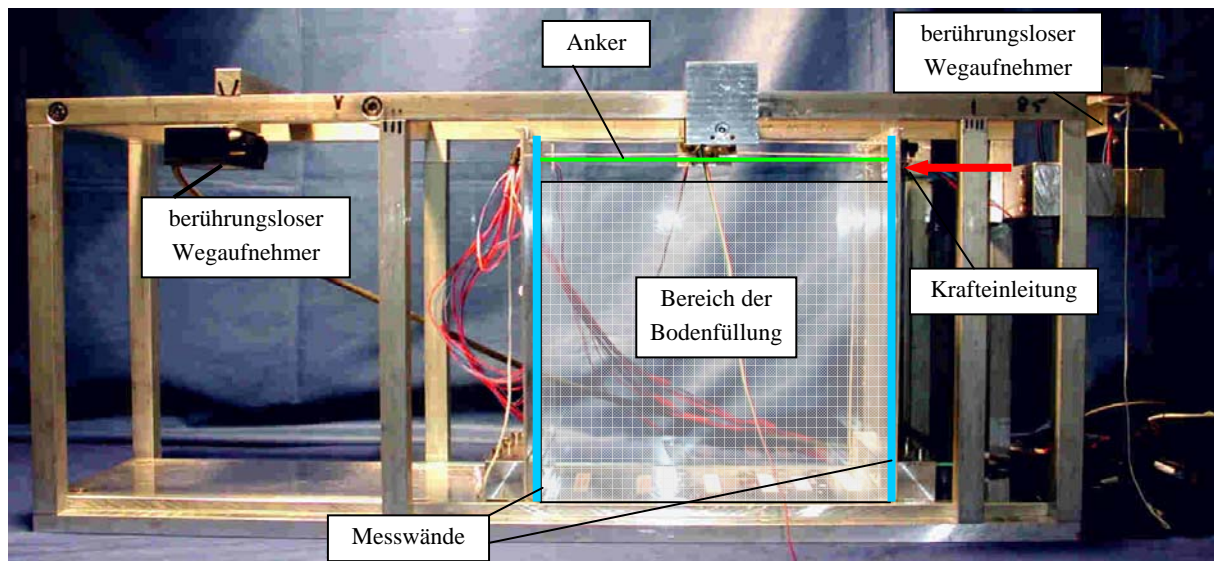


Abb. 2-1: Versuchscontainer

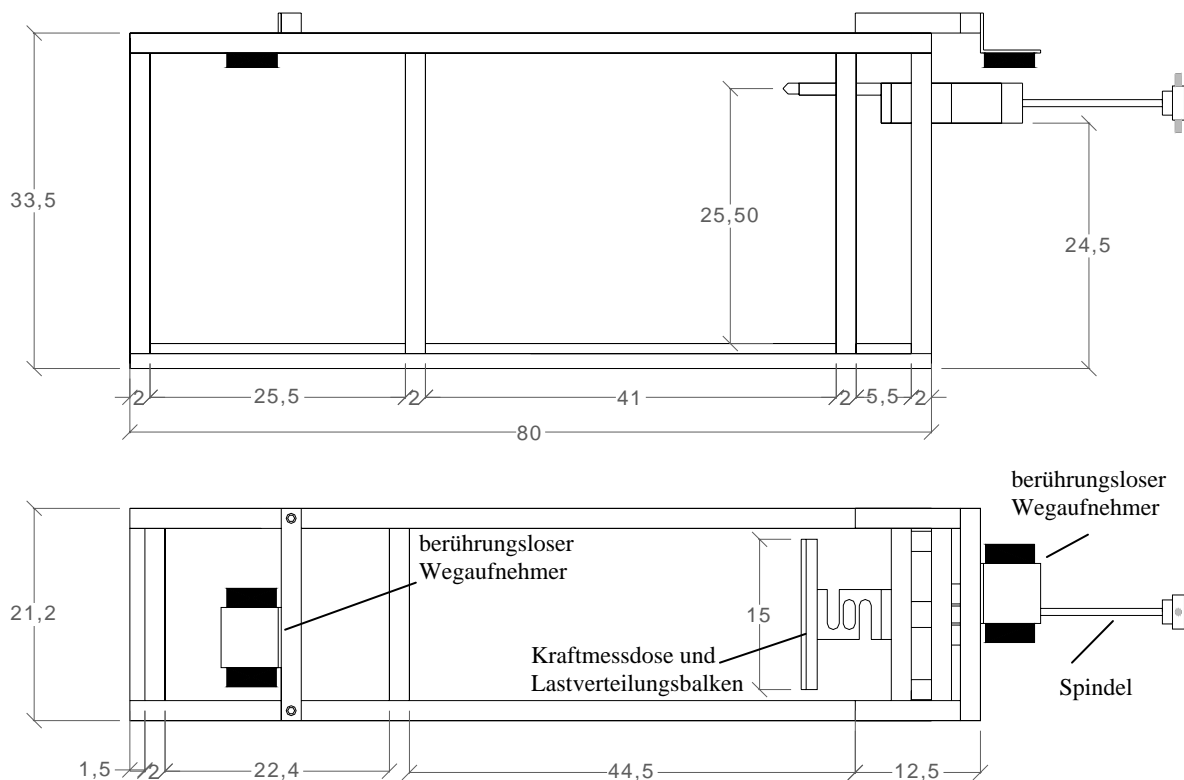


Abb. 2-2: Ansicht und Draufsicht des Versuchscontainers mit Bemaßung in [cm]

An der rechten Seite des Versuchscontainers befindet sich eine Vorrichtung zur Krafteinleitung, durch die mittels einer Spindel eine Kraftmessdose mit aufgeschraubtem Aluminiumbalken gegen die lastseitige Modellwand bewegt wird, um die Vorgänge im Innern der Bodenfüllung zwischen den beiden Wänden zu initiieren (Abb. 2-2). Ebenfalls vorgesehen sind Halterungen für die berührungslosen Wegaufnehmer, die im nächsten Abschnitt genauer beschrieben werden, sowie „Anker“, die die gegenseitige (zugfeste) Verbindung der beiden Wände darstellen. Die Position des luftseitigen Wegaufnehmers kann dabei derart verändert werden, dass die immer gleiche Distanz zur Modellwand für jeden Wandabstand eingehalten wird. Die Abmessungen des Versuchscontainers gehen aus Abb. 2-2 hervor.

### 2.3.2 Modellwände

Für jeden Versuch werden zwei Modellwände aus Aluminium in den Versuchscontainer eingebaut. Die Wände haben eine Breite von 150 mm, was in etwa der lichten Breite des Versuchscontainers entspricht, wenn die seitlichen Glasscheiben montiert sind. Die übrigen Werte finden sich in Tabelle 2-1.

Abmessungen $b/h/d$ [mm]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
150/285/2,5	70000

Tabelle 2-1: Abmessungen und  $E$ -Modul der Modellwände

Die Wandabstände werden aus der Vorgabe festgelegt, dass sowohl kleine Werte, die in etwa denen einer Stabwand oder schmalen Trennmolen entsprechen ( $b/h \approx 0,1$ ), als auch größere Abstände, welche die für Fangedämme üblichen Geometrien abbilden ( $b/h \approx 0,7$  bis  $1,2$ ), vorhanden sein sollen. Die sechs untersuchten lichten Wandabstände sowie die  $b/h$ -Verhältnisse für die beiden Lagerungsarten sind in der nachfolgenden Tabelle aufgeführt.

lichter Wandabstand $b$ (für $d=2,5$ mm)	b/h-Verhältnisse	
	gelenkig ( $h=255$ mm)	eingespannt ( $h=225$ mm)
28	0,11	0,12
55	0,22	0,24
83	0,33	0,37
140	0,55	0,62
197	0,77	0,87
283	1,11	1,26

Tabelle 2-2: Wandabstände und  $h/b$ -Verhältnisse in den Modellversuchen

Die Höhe der Modellwände beträgt 285 mm, wobei jedoch die oberen 30 mm der Wand lastfrei sind, da die Bodenfüllung erst in Höhe der Lasteinleitung (Abb. 2-3) beginnt. Die Höhen  $h$  von 225 bzw. 255 mm ergeben sich aus der freien Wandlänge, die sich zwischen den am Fuß eingespannten und gelenkig gelagerten Wänden um die Höhe der Einspannung (30mm) unterscheiden. Daraus errechnen sich die um 13% abweichenden  $b/h$ -Verhältniswerte.



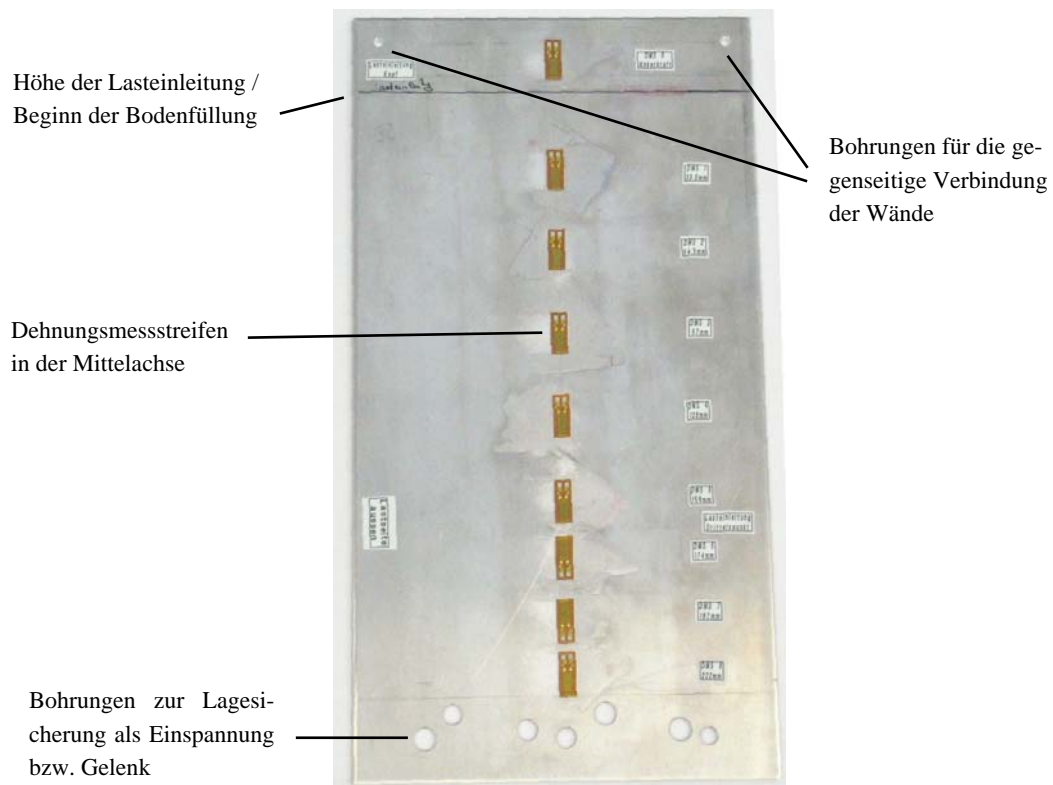


Abb. 2-3: Ansicht einer Modellwand

Die gelenkige Lagerung der Wände wird mit Hilfe eines Scharniers realisiert, wie es in Abb. 2-4 dargestellt ist.

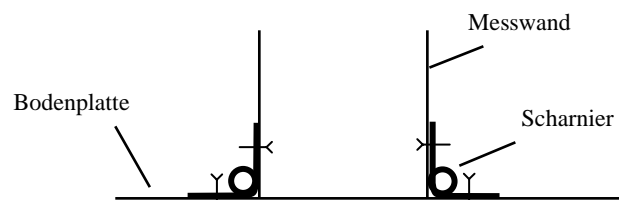
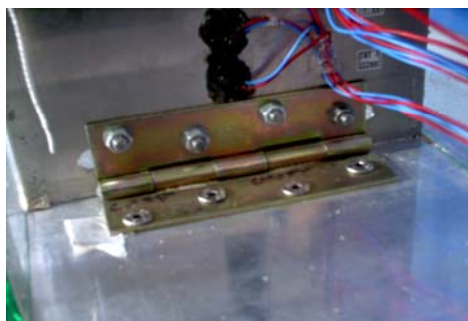


Abb. 2-4: Gelenkige Lagerung (Photo und Prinzipskizze)

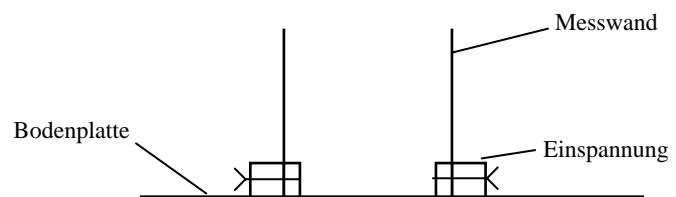
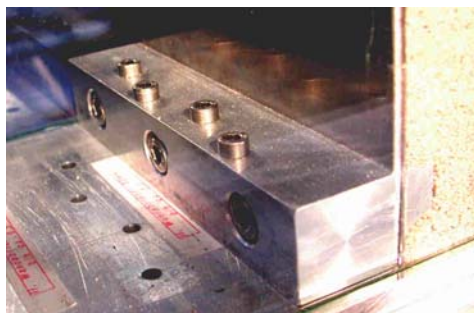


Abb. 2-5: Einspannung (Photo und Prinzipskizze)

Die Einspannung wird mit einem massiven Aluminiumklotz (Querschnitt 30 x 30 mm) ausgebildet, der fest mit der Bodenplatte und der Modellwand verschraubt wird (Abb. 2-5).

Der Spalt zwischen den Glasscheiben und den Modellwänden, durch den der Füllboden aus dem Modell ausrieseln kann (beidseitig ca. 1 mm), wird mit Hilfe von Klebefilmstreifen überbrückt. Dabei werden von beiden Seiten der Wand Klebestreifen angebracht und derart zusammengeführt, dass keine Luft eingeschlossen wird (Abb. 2-6). Ein Umklappen in Richtung der Innenseite der Modellwände verhindert einerseits ein Ausrieseln oder Verkeilen von Bodenkörnern, andererseits wird durch diese Art der Klebung kein Reibungswiderstand zwischen Wand und Glasscheibe hervorgerufen. Dies wurde durch zahlreiche Versuche mit unterschiedlichen Arten der Überbrückung überprüft.

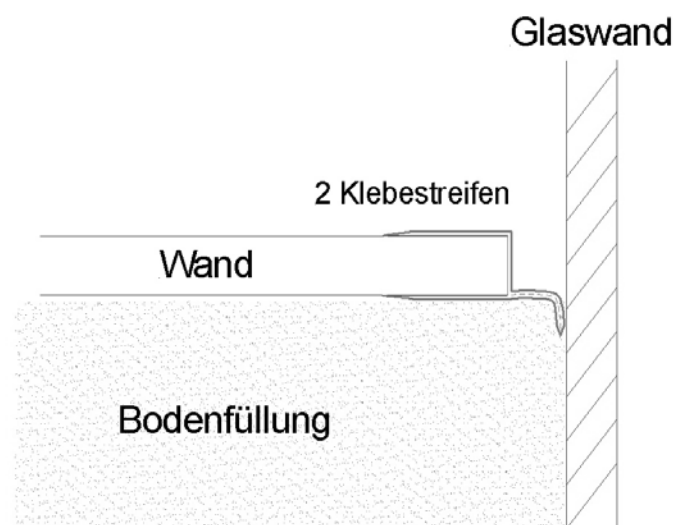


Abb. 2-6: Schematische Darstellung der Überbrückung des Raumes zwischen Modellwand und Glasscheibe

### 2.3.3 Belastungseinrichtung / Krafteinleitung

Die Verformung der lastseitigen Wand wird über eine Spindel aufgebracht, die am Rahmen des Versuchsaufbaus widergelagert ist. Dabei wird über die Drehung der Spindel ein Metallbolzen durch eine Hülse vorgeschoben. Am vorderen Ende der Hülse ist eine Kraftmessdose angebracht. Auf die Kraftmessdose ist wiederum ein Last verteilender Balken aufgeschraubt, der spitz zuläuft, um zu gewährleisten, dass eine Linienlast als gleichmäßige Beanspruchung in die Wand eingeleitet wird (Abb. 2-7 und Abb. 2-8). Dadurch wird im Innern des Verbundtragwerkmodells ein weitestgehend ebener Spannungs- (nur beim Schneebedeckungsmodell) und Verformungszustand ausgelöst. Da die Kraftmessdose zwischen Vorschubhülse und Modellwand angeordnet ist, können die in der Vorschubeinrichtung unweigerlich vorhandenen Reibungsverluste die Messwerte nicht beeinflussen.

Die Belastung wird 30 mm unterhalb des Wandkopfes eingeleitet; bis zu dieser Höhenlage wird der Modellquerschnitt mit Boden gefüllt.

Die gegenseitige Verbindung der Modellwände (Verankerung) erfolgt mittels einer Lenkdrachenschnur, die mit Lüsterklemmen befestigt wird (Abb. 2-9). Diese Schnur hat eine sehr geringe Dehnfähigkeit, gleichzeitig ist sie aber sehr leicht und ausschließlich auf Zug wirk-

sam ist. Vorangegangene Tests mit einem Bowdenzug als Verankerungselement ließen eine Beeinflussung der Ergebnisse auf Grund der vorhandenen Drucksteifigkeit des Materials erkennen. Die beiden Verbindungselemente befinden sich 1 cm unterhalb des Wandkopfes in einem Abstand vom seitlichen Rand von ebenfalls 1 cm.

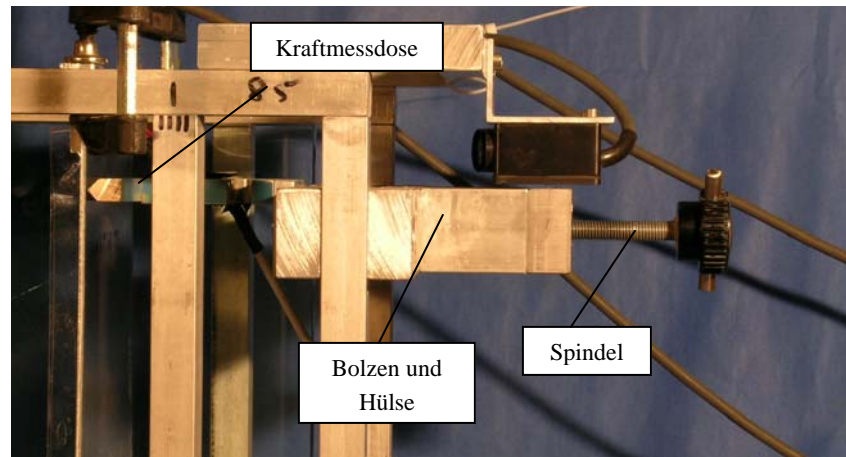


Abb. 2-7: Belastungseinrichtung

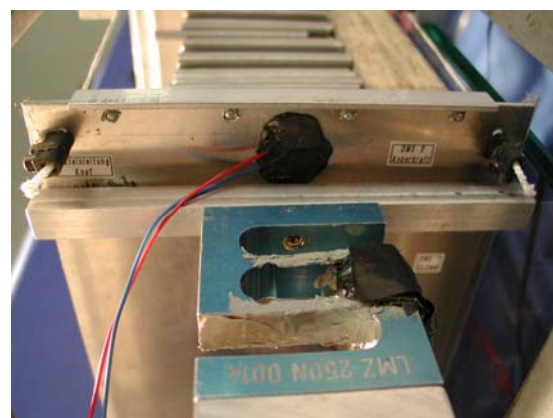
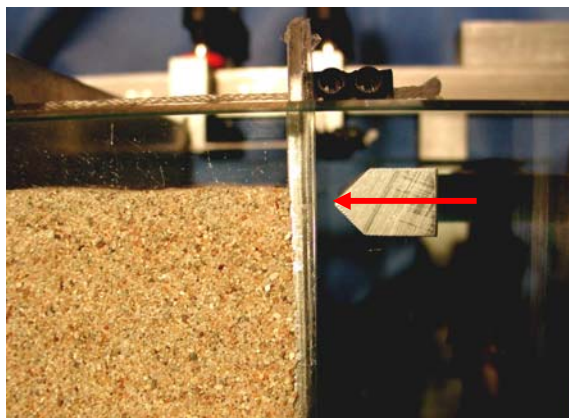


Abb. 2-8: Kräfteinleitung mit Last verteilendem Balken

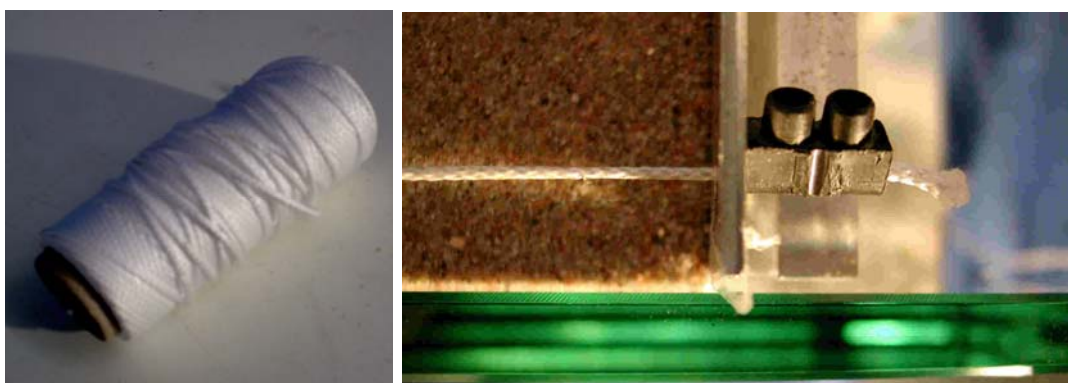


Abb. 2-9: Dyneema-Lenkdrachenschnur als Anker-element

## 2.4 Füllmedium Sand

### 2.4.1 Bodenkenngrößen und Kornverteilung

Der Versuchsboden ist ein Quarzsand, der auf Grund seiner Sieblinie als enggestufter Mittel- bis Grobsand anzusprechen ist (vgl. Abb. 2-10). Dieser Versuchssand wird auch als Karlsruher Sand bezeichnet und kommt seit vielen Jahren in der bodenmechanischen Modellversuchstechnik zur Anwendung. Die Siebanalyse des Sandes wurde an drei zufällig entnommenen Proben durchgeführt und lieferte weitestgehend identische Ergebnisse.

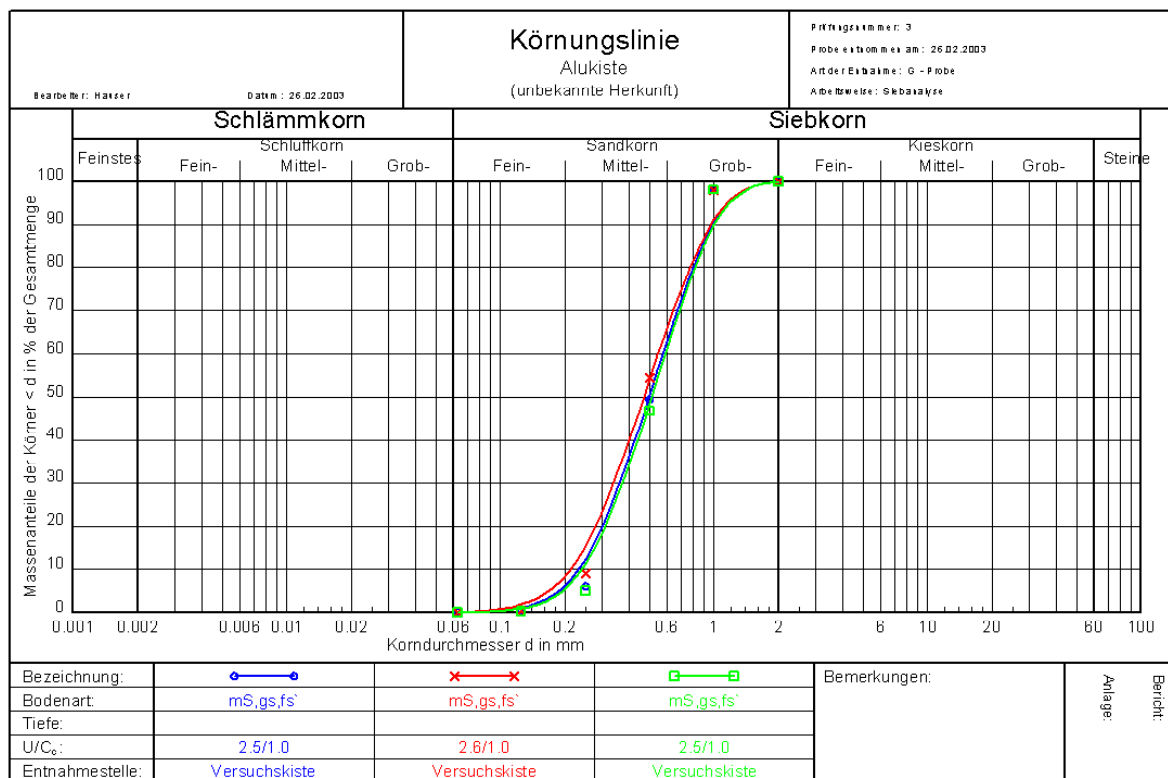


Abb. 2-10: Kornverteilungskurve des Versuchssandes

Die Ergebnisse der Siebanalyse sowie der Porenanteil bei minimaler und maximaler Verdichtung ( $n_{min}$  und  $n_{max}$ ) werden in der nachfolgenden Tabelle angegeben, ebenso der Reibungswinkel, der mittels eines Rahmenscherversuches bei mitteldichter Lagerung bestimmt wurde. Bei diesem Ergebnis ist allerdings zu berücksichtigen, dass in kleinmaßstäblichen Versuchen der tatsächlich wirksame Reibungswinkel bedeutend höher sein kann.

Kornwichte $\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$d_{50}$ [mm]	U [-]	$C_c$ [-]	$n_{min}$ [%]	$n_{max}$ [%]	$\varphi$ [°]
26,5	0,5	2,5	1,0	35,41	44,63	33

Tabelle 2-3: Bodenkenngrößen

Dieser höhere Reibungswinkel ist einerseits auf das niedrige Spannungsniveau im Modellversuch (im Vergleich zum Scherversuch) zurückzuführen (vgl. PULSFORT, 1986). Hinzu kommen Einflüsse infolge Verspannung bzw. Dilatanz, die zu einer erhöhten Scherfestigkeit führen. Entsprechende Maßstabeffekte wurden unter anderem bei KREMER (1998) sowie bei WALZ ET AL. (1997) beschrieben.

## 2.4.2 Reibungseinflüsse im Modellversuch

### 2.4.2.1 Reibung in der Kontaktfläche zwischen Sandfüllung und Glasscheiben

Da im Vorfeld der Modellversuche eingeschätzt werden sollte, in wie weit die Reibung des Sandes an den Glasscheiben, die den Versuchscontainer seitlich abschließen, einen Einfluss auf die Ergebnisse hat, wurden Untersuchungen durchgeführt, um diesen Einfluss zu quantifizieren.

Zu diesem Zweck wurden zunächst speziell konzipierte **Rahmenscherversuche** durchgeführt, um einen Anhaltspunkt für den in der Kontaktfläche Sand-Glas wirksamen Reibungsbeiwert zu erhalten. Es wurden kreisförmige Glasplatten angefertigt und in das Rahmenschergerät eingepasst, damit ein Abscheren des Sandes auf einer Glasfläche simuliert werden konnte. Versuche mit einem niedrigen Spannungsniveau ( $< 20 \text{ kN/m}^2$ ), welches dem aus dem Modellversuch angepasst werden sollte, stellten sich als nicht sehr sinnvoll heraus, da in ihnen die Reibung des Stahlzylinders, in den der Sand eingefüllt wird, einen zu großen Einfluss hatte und somit keine aussagekräftigen Ergebnisse gewonnen werden konnten. Höhere Normalspannungen, die denen üblicher Rahmenscherversuche entsprachen, erlaubten jedoch die Ermittlung einer Schergeraden, die sich wie in Abb. 2-11 dargestellt ergibt.

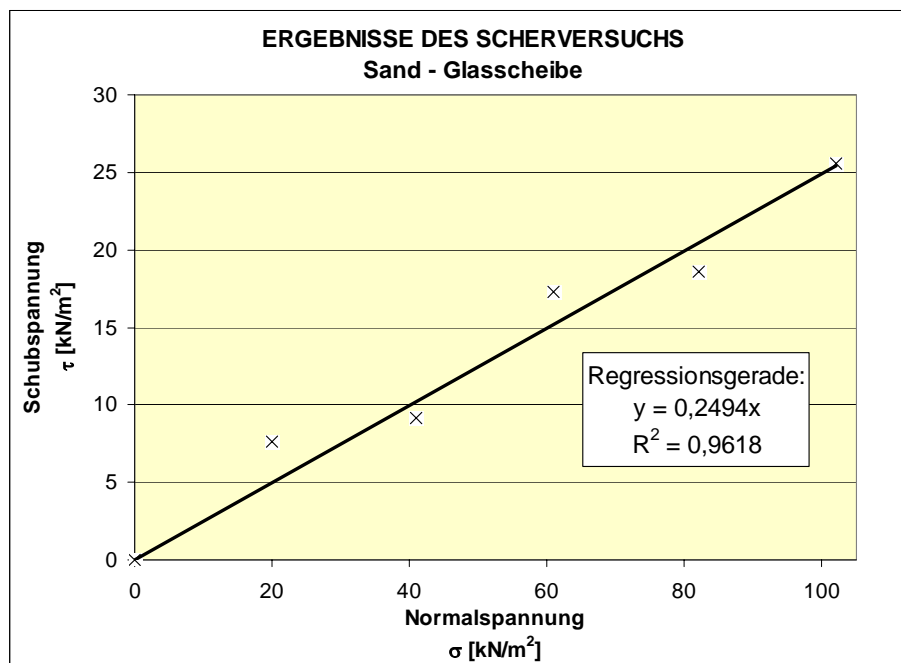


Abb. 2-11: Schergerade „Sand auf Glas“

Die Steigung der Schergeraden (gleichbedeutend mit dem Reibungsbeiwert  $\mu$ ) beträgt etwa 0,25. Dies entspricht einem Reibungswinkel zwischen Sand und Glasscheibe von  $\varphi \approx 14^\circ$ .

Auf Grund dieses Scherversuches kann das Vorhandensein eines Reibungseinflusses auf die Ergebnisse der Modellversuche nicht ausgeschlossen werden. Jedoch ist auch bei diesem Ergebnis zu berücksichtigen, dass das Spannungsniveau in jeder Laststufe des Scherversuches wesentlich höher ist als dies in den Modellversuchen der Fall ist. Es ist nicht klar, in wie weit das Lastniveau einen Einfluss auf den Reibungsbeiwert hat.

Daher kann eine gesicherte Aussage über die Beeinflussung der Versuchsergebnisse und somit eine Übertragung auf den Modellversuch allein aus dem Ergebnis des Scherversuchs nicht getroffen werden.

Um den Einfluss der Reibung im Hinblick auf die Ergebnisse der Modellversuche besser einschätzen zu können, wurden im Versuchscontainer vergleichende Untersuchungen (**reibungsminimierte Versuche**) durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurde die Reibung in der Kontaktfläche zwischen Sandfüllung und Glasscheibe mit Hilfe von Teflonfolie weitestgehend ausgeschlossen.

Es wurden zwei Lagen Teflonfolie (Dicke je 0,05 mm) im Spalt zwischen Modellwänden und Glasscheiben angebracht. Die eine wird mit Hilfe von Klebestreifen an der Glasscheibe befestigt, die andere wird ohne Fixierung an beiden Modellwänden vorbei nach außen geführt, damit bei Bewegung der Wände und der Bodenfüllung keine Zwängungen auftreten können. Da sich die innen liegende Teflonfolie frei mit dem Boden bewegen kann, ist eine Reibung lediglich in der Kontaktfläche zwischen den beiden Teflonfolien möglich, die – bei einem Reibungsbeiwert „Teflon auf Teflon“ von  $\mu \approx 0,04$  und dem schon angesprochenen kleinen Spannungsniveau – nicht ins Gewicht fällt. Der wie in den übrigen Versuchen verbleibende Spalt zwischen Modellwand und Glasscheibe wird mit Klebefilmstreifen analog zu Abschnitt 2.3.2 überbrückt. Abb. 2-12 zeigt die für die reibungsminimierten Versuche gewählte Anordnung.

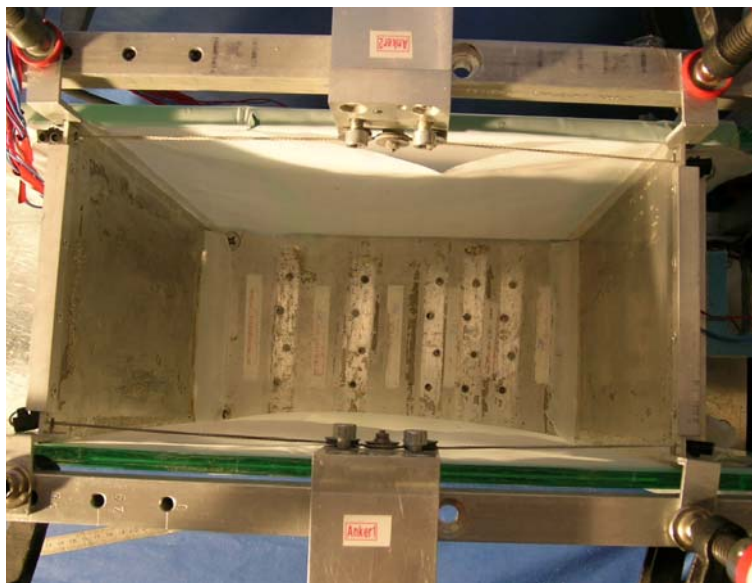


Abb. 2-12: Versuchsaufbau Reibungsminimierung

Reibungsminimierte Versuche wurden für den größten Wandabstand von 283 mm bei gelenkiger Lagerung des Fußpunktes durchgeführt, da bei diesen Parametern der größte Einfluss erwartet werden kann. Zur Absicherung der Ergebnisse wurden insgesamt 4 Versuche ohne

(schwarze Datenpunkte) sowie 3 Versuche mit der oben beschriebenen Anordnung von Teflonfolie (graue Linien) durchgeführt (Abb. 2-13).

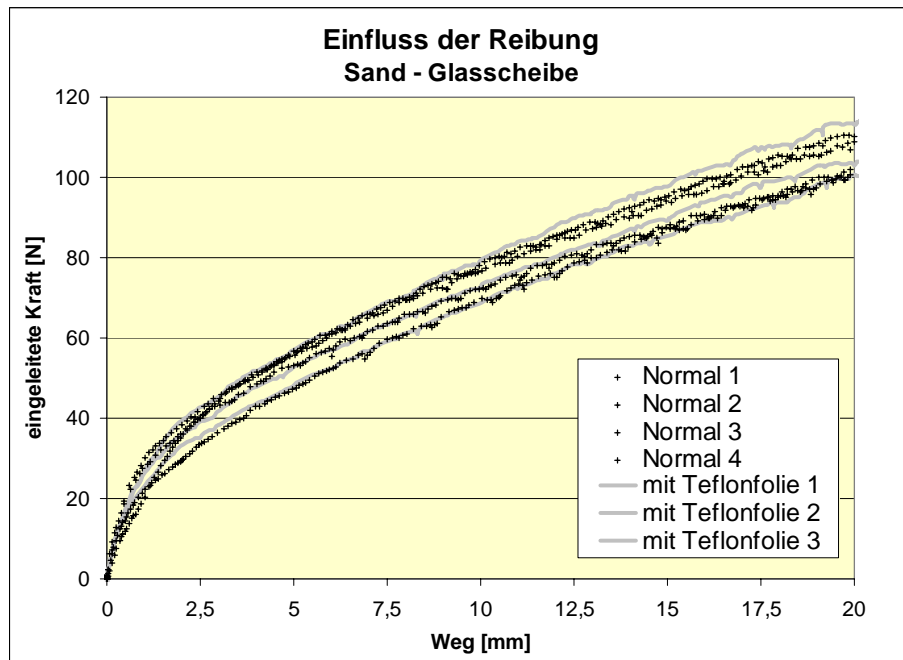


Abb. 2-13: Last-Verformungskurven der Reibungsuntersuchungen

Die Ergebnisse zeigen, dass sich die reibungsminimierten Versuche in ihrem Verlauf von den „herkömmlichen“ Versuchen, bei denen eine Reibung des Versuchssandes an den Glasscheiben des Versuchcontainers möglich war, nicht signifikant unterscheiden. Ein eventueller Reibungseinfluss ist in jedem Fall kleiner als die sonstigen Einflüsse (z.B. Lagerungsdichte und Versuchsdurchführung), die die Reproduzierbarkeit beeinflussen. Somit liegen sämtliche hier dargestellte Kurven innerhalb des üblichen Schwankungsbereichs der in dieser Arbeit durchgeführten und in Abschnitt 4 beschriebenen bodenmechanischen Modellversuche.

Auf Grund dessen kann der Reibungseinfluss für die Auswertung der Versuche vernachlässigt werden und wird daher nicht weiter betrachtet. Auf eine Modifizierung des Versuchsaufbaus im Hinblick auf die Reibungsminimierung mit Teflonfolie wird verzichtet.

#### 2.4.2.2 Reibung in der Kontaktfläche zwischen Sandfüllung und Aluminiumwänden

Für die Abschätzung der Größe der vertikalen Erddruckspannungen zwischen begrenzenden Wänden und Bodenfüllung werden Informationen über die Größe der Reibung in der Kontaktfläche zwischen Sandfüllung und den Modellwänden aus Aluminium benötigt.

Da nach den Erfahrungen des vorigen Abschnitts bei dem vorliegenden niedrigen Spannungsniveau mit einem herkömmlichen Scherversuch (Sand auf Aluminium) keine aussagekräftigen Ergebnisse zu erwarten sind, wird ein vereinfachter Versuchsaufbau gewählt, um die Größe des Reibungswinkels in der Kontaktfläche abzuschätzen. Dabei wird eine Sandschicht, deren Dicke variiert wird, auf eine horizontal liegende Modellwand aufgebracht. Die Modellwand wird an einem Ende angehoben und der Neigungswinkel so lange gesteigert, bis der

Sand auf dem Aluminium abzurutschen beginnt (Abb. 2-14). Es wurden insgesamt 10 Versuche durchgeführt, die nahezu identische Ergebnisse lieferten, wie die folgende Tabelle zeigt.

Versuch Nr.	„Versagenswinkel“	Versuch Nr.	„Versagenswinkel“	<b>Mittelwert 29,8°</b>
1	30,1°	6	29,5°	
2	29,8°	7	29,9°	
3	29,9°	8	29,5°	
4	29,8°	9	29,8°	
5	29,6°	10	30,0°	

Tabelle 2-4: Ermittelte Neigungen bei Abrutschen des Bodens



Abb. 2-14: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes Sand - Aluminium

Der Mittelwert liegt knapp unter 30°, was einem Reibungsbeiwert von  $\mu \approx 0,57$  entspricht. Da der Reibungswinkel des Sandes mit Sicherheit höher liegt als der hier ermittelte Wert, kann davon ausgegangen werden, dass das Versagen tatsächlich in der Kontaktfläche zwischen Sand und Wand aufgetreten ist.

## 2.5 Schneebeli-Modell

### 2.5.1 Allgemeines

Beim so genannten Schneebeli-Modell wird der Boden durch zylindrische Stäbchen unterschiedlichen Durchmessers repräsentiert, die aufeinander gestapelt werden. Im Vergleich zu Modellversuchen mit Sand als Füllmedium besteht der Vorteil beim Schneebeli-Modell darin, dass ein ebenes Spannungsproblem betrachtet werden kann und zudem Reibungseinflüsse an der Glasscheibe des Versuchscontainers, die bei der Verwendung von Sand auftreten können und schwer zu quantifizieren sind, ausgeschlossen werden. Bezüglich der „Kornwichte“ ist das Schneebeli-Modell mit  $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$  dem Versuchssand sehr ähnlich.

Es standen Aluminium-Stäbchen mit Durchmessern von  $\varnothing = 9, 6$  und  $3 \text{ mm}$  zur Verfügung, deren Abmessungen der Abb. 2-15 entnommen werden können.

Abb. 2-16 zeigt eine schematische Sicht von oben auf den Versuchskasten, aus der deutlich wird, dass die seitlich begrenzenden Glasscheiben in diesen Versuchen nicht benötigt werden; die Schneebeli-Stäbchen nehmen etwas mehr als die Hälfte der Breite des Versuchscontainers ein und werden mittig in diesen eingebaut.



Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten bodenmechanischen Modellversuche wurden ausschließlich die Stäbchen mit den Durchmessern 6 und 3 mm im Verhältnis von ca. 70 zu 30 Gewichtsprozent als Bodenfüllung zwischen den parallelen Wänden eingebaut. Diese Mischung hatte sich in Vorversuchen als günstig erwiesen, da so speziell bei kleineren Wandabständen keine übergroßen Hohlräume entstehen und eine recht homogene Verteilung der Stäbchen möglich ist. Die Stäbchen mit  $\varnothing = 9$  mm kommen nicht zur Anwendung, da sie für die kleineren Wandabstände deutlich zu groß sind und ein Verkeilen der Stäbe im Bereich der Modellwandfüße begünstigen.

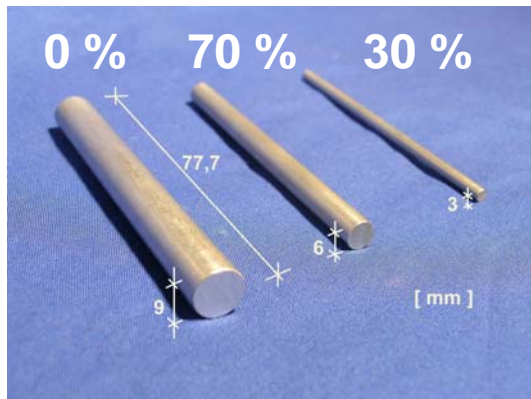


Abb. 2-15: Aluminium-Stäbchen unterschiedlichen Durchmessers für das Schneebeli-Modell

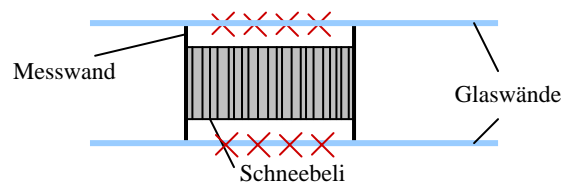


Abb. 2-16: Schematische Draufsicht

Ein eingebauter Versuch mit dem Schneebeli-Modell ist in Abb. 2-17 dargestellt.

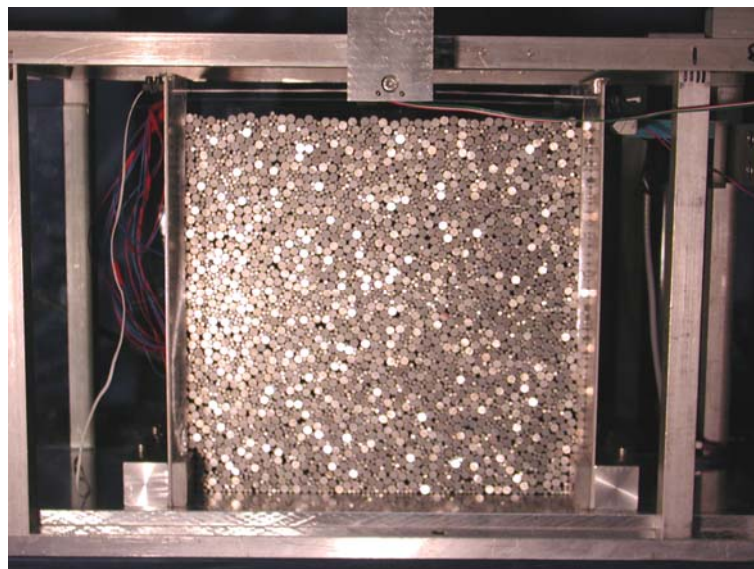


Abb. 2-17: Eingebauter Versuch mit dem Schneebeli-Modell

### 2.5.2 Untersuchungen anderer Autoren mit dem Schneebeli-Modell

Das hier verwendete Boden-Ersatz-Modell für körnige Böden wurde erstmals 1957 von SCHNEEBELI, der sich bei seinen Untersuchungen vorwiegend mit Grundbruchversuchen beschäftigte, eingesetzt. Die Durchmesser seiner Aluminiumstäbchen variierten zwischen 2 und

9 mm bei einer Länge von 40 mm. Er versuchte durch Abfotografieren mit extrem langen Belichtungszeiten einzelne Bewegungen in der Masse des Stäbchenmaterials zu erfassen. Er verwendete dabei verschiedene Mischungen der Aluminiumstäbchen unterschiedlicher Durchmesser.

**BIAREZ** untersuchte 1962 die Grenztragfähigkeit von Fundamenten hinsichtlich des Einflusses der Sohlfugenneigung. Dabei verwendete er eine Mischung aus Stäben mit 3 und 5 mm Durchmesser.

Tragfähigkeitsversuche mit waagerechter, später auch mit geneigter Geländeoberfläche, wurden von **TRAN-VO-NHIEM** im Jahre 1965 durchgeführt.

**ARENS (1975)** führte schließlich im Rahmen seiner Dissertation Modellversuche zum ebenen Grundbruch bei lotrecht und schräg belasteten Streifengründungen durch. Er verwendete Aluminiumstäbchen mit vier verschiedenen Durchmessern.

**AYDOGMUS (1999)** führte an der Bergischen Universität Grundbruchuntersuchungen unter Verwendung des Schneebeli-Modells durch. Diese Arbeit enthält einige Grundsatzuntersuchungen zum Reibungswinkel und zum Reibungsbeiwert des Schneebeli-Modells.

Abb. 2-18 enthält eine Übersicht über die verschiedenen Versuche mit dem Schneebeli-Modell sowie über die verwendeten Durchmesser und Materialparameter.

Verfasser	Versuchsmaterial	Stäbchen			Anteil der Stäbchen		spez. Wichte $\gamma_s$	Raumwichte $\gamma$	Reibungswinkel $\phi$	Kohäsion $c$	Modellgröße		Fundamentbreite		Versuchsanordnung				
		Durchmesser		Länge	$d_1$	$d_2$					Länge	Höhe	b	t/b	e/b	$\delta_s$			
		$d_1$	$d_2$	l	(%)	(%)	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(Grad)	(kg/cm <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(cm)	—	—	(Grad)			
Schneebeli (1957)	Duraluminium besandet	3	2	40	50	50	—	2,23	35	0,025	—	—	—	—	—	—	—		
	" abgenutzt	3	2	40	50	50	—	2,23	34	0,020	—	—	—	—	—	—	—		
	" glatt	3	2	40	20	80	—	2,25	24	0,020	—	—	—	—	—	—	—		
	" "	3	2	40	50	50	—	2,30	25	0,020	—	—	—	—	—	—	—		
	" "	3	2	40	67	23	—	2,28	25	0,030	—	—	—	—	—	—	—		
	" "	3	2	40	80	20	—	2,30	25	0,030	—	—	—	—	—	—	—		
	Kunststoffstäbchen	3	5	40	50	50	—	1,06	24	0,040	—	—	—	—	—	—	—		
Biarez (1962)	Duraluminium poliert	5	3	60	50	50	—	1,90-2,40	26	—	1,80	1,00	2/3/5/10/20 30/40/60	30	0/0,5/1	0/0,1/0,2/0,3	0	0	
Picchiottino (1962)	Duraluminium poliert	3	2	40	50	50	—	2,15	27	—	—	—	10	0/1/2 0	0 ± 0,3 -0,3 ± 0,5	10/20/27 15	0	0	
Stutz (1963)	Duraluminium poliert	5	3	60	50	50	—	2,20	26	—	1,50	1,00	15/20	0	0	0	0	0	
Haeringer (1964) Tran-vo-Nhiem (1965)	Duraluminium poliert	5	3	60	50	50	—	2,20/2,25	26/27	—	2,00	1,00	45	0	0 ± 0,4	0/10/15 20	0	0	
Fagnoul / Loix / Schroeder (1971)	Duraluminium poliert	5	3	60	50	50	—	2,70	2,26	23	0,032	1,50	0,80	12/16/24 30/35/42	0	0	0 ± 0,25	0	0
													24/30	0	0 ± 0,1	0	0	0	
													30	0	0 ± 0,3	0/5/12/16	0	0	
VGB	Duraluminium eloxiert	$d_1/d_2/d_3/d_4 = 3/4/5/5$		60	25/25/25/25	25	—	2,83	2,34	i.M. = 25	—	2,00	0,80	30	0/0,5/1	0/0,167	0/10/15/30	0,25	0,25

Abb. 2-18: Übersicht über Modellkenngrößen bei Grundbruchuntersuchungen mit dem Schneebeli-Modell [ARENS (1975)]

### 2.5.3 „Reibungswinkel“

Der Reibungswinkel des Schneebeli-Modells wurde experimentell bestimmt. Die Idee zur versuchstechnischen Umsetzung wurde in Anlehnung an einen Versuchsaufbau nach Atkinson zur Bestimmung des kritischen Reibungswinkels bei Sand entwickelt (Abb. 2-19). Hier wurde Sand in einen Hohlzylinder aus Plexiglas ( $\varnothing=12$  cm) eingefüllt, der mit einem durchsichtigen Deckel verschlossen und einer gleichmäßigen Rotation ausgesetzt wurde. Nach einigen Umdrehungen bildete sich eine ebene Böschung aus, deren Neigung gegenüber der Horizontalen als kritischer Reibungswinkel angesehen wurde [RACKWITZ (2003)].

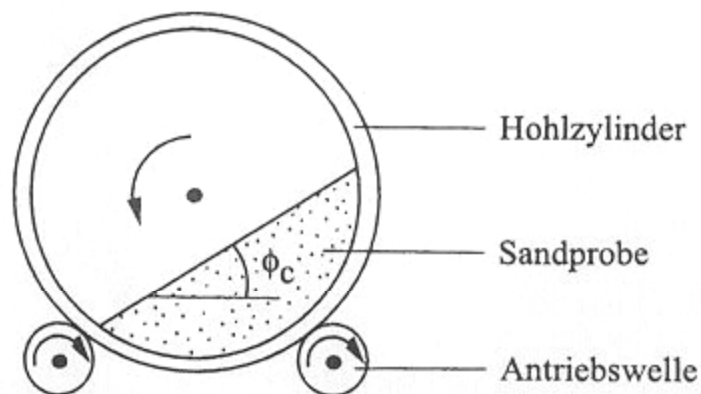


Abb. 2-19: Bestimmung des kritischen Reibungswinkels mit Hilfe eines rotierenden Hohlzylinders [RACKWITZ (2003)]

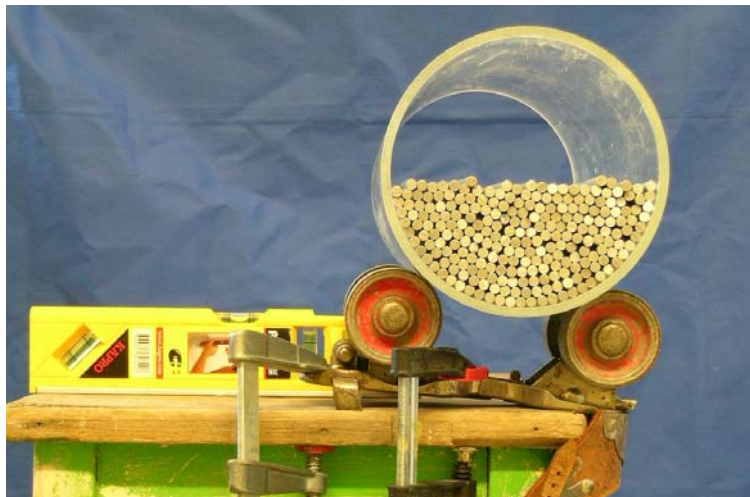


Abb. 2-20: Versuchsaufbau zur visuellen Ermittlung des Reibungswinkels

Bei der Ermittlung des Reibungswinkels für das Schneebeli-Modell wurde dieses Vorgehen prinzipiell übernommen. Die Aluminiumstäbchen wurden in einen auf Rollen gelagerten, offenen Plexiglaszylinder etwa bis zur Hälfte des Querschnitts eingebaut (Abb. 2-20) und der Zylinder dann so weit verdreht, dass die Stäbchen gerade noch in ihrer Lage verblieben. Dieser Zustand wurde fotografiert und durch graphische Auswertung der Böschungswinkel bestimmt, der dem Reibungswinkel entspricht (Abb. 2-21). Gegenüber dem Versuchsaufbau, der bei RACKWITZ (2003) beschrieben ist, wurde auf ein Verschließen des Plexiglaszylinders

ebenso verzichtet wie auf die Durchführung mehrerer Rotationen, da die Aluminiumstäbchen im verwendeten Zylinder nicht in ihrer Lage verblieben wären. Das Prinzip der Verdrehung gegenüber der Horizontalen bis zum Zustand einer gerade noch stabilen Böschung wurde jedoch genutzt und auf das vorhandene Modell übertragen.



Abb. 2-21: Visuelle Ermittlung des Reibungswinkels

Es wurden verschiedene Mischungsverhältnisse zwischen den 3 und 6 mm Stäbchen getestet und jeweils drei Versuche durchgeführt. Das Mischungsverhältnis hatte keinen merklichen Einfluss auf die Größe des Reibungswinkels; die Ergebnisse lagen jeweils zwischen  $23^\circ$  und  $28^\circ$ . Als mittlerer Reibungswinkel für die in den Versuchen verwendete Mischung ergibt sich  $\varphi \approx 25^\circ$ , wie Tabelle 2-5 zeigt. Dieser Wert passt gut zu den in der Literatur veröffentlichten Reibungswinkeln (vgl. auch Abb. 2-18).

verwendete Durchmesser	Reibungs-winkel $\varphi$ [°]	Mittelwert [°]
Ø 3 mm	25.6	24.6
	22.1	
	26.3	
Ø 6 mm	26.4	25.1
	23.8	
	25	
Mischung Ø 3 mm: 30 Gew.-% Ø 6 mm: 70 Gew.-%	24.8	25.5
	27.9	
	23.7	
	<b>Mittelwert ges.</b>	<b>25.1</b>

Tabelle 2-5: Experimentell bestimmte Reibungswinkel für das Schneebeli-Modell

## 3 Messtechnik

### 3.1 Übersicht

Zur Erfassung der Daten für die bodenmechanischen Modellversuche kommen die folgenden Komponenten zum Einsatz, die in diesem Kapitel näher beschrieben werden:

- zwei berührungslose Laser-Wegaufnehmer zur Messung der Kopfverformungen beider Wände,
- eine Kraftmessdose (250 N) zur Erfassung der in die lastseitige Wand eingeleiteten Kraft,
- zwei Modellwände mit je 8 Dehnungsmessstreifen zur Messung der Randdehnungen sowie
- zwei Ankerkraftmesser (auf Grundlage der DMS-Technik) zur Erfassung der Kräfte in den Verbindungsseilen zwischen den Modellwänden.

### 3.2 Messsystem SPIDER8 & Catman

Die Digitalisierung der Messsignale geschieht mit dem Messsystem SPIDER8 sowie mit der zugehörigen Software *Catman 3.0* der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM). Es stehen drei in Reihe geschaltete SPIDER8 mit insgesamt 24 Messstellen zur Verfügung. Für die Modellversuche werden dabei insgesamt 21 Messstellen (2 x 8 DMS, 2 Wegmessungen, 1 Kraftmessung, 2 Seilkräfte) belegt und die Messwerte während eines Versuchs kontinuierlich mit einer Frequenz von 2 Hertz aufgezeichnet.

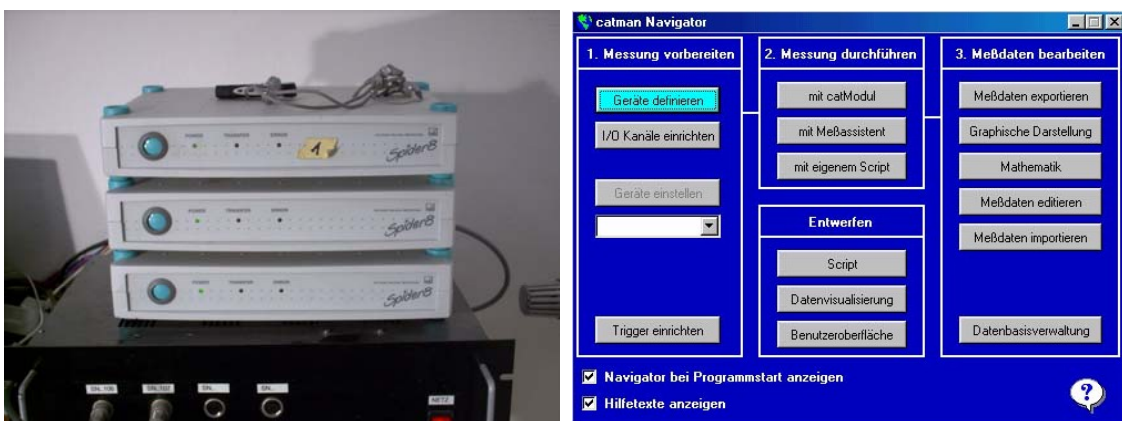


Abb. 3-1: SPIDER8 (links) und Catman-Benutzeroberfläche (rechts)

### 3.3 Wegmessung

Für die Verformungsmessung beider Wände werden berührungslose Wegaufnehmer (Laser-Sensoren) vom Typ *optoNCDT LD 1605-100* der Firma MikroEpsilon verwendet. In den Vor-

versuchen, in denen induktive Wegaufnehmer zur Anwendung kamen, wurde insbesondere bei gelenkiger Fußauflagerung deutlich, dass diese durch ihre Federsteifigkeit Einfluss auf die gemessenen Kräfte hatten, was den Einsatz einer berührungslosen Wegmessung erforderlich werden ließ.

Die verwendeten Wegaufnehmer, die an beiden Modellwänden die Verformung in 1 cm Abstand zum Wandkopf messen, arbeiten nach dem so genannten Triangulations-Messprinzip. Hierbei wird mittels einer Laser-Diode ein Lichtpunkt auf das Messobjekt projiziert und von dort reflektiert. Dieser Punkt wird über ein Objektiv auf einem Positionssensor abgebildet, der eine Ausgangsspannung liefert, die dem Abstand zum Messobjekt proportional ist. Die Wegaufnehmer haben einen Messbereich von  $\pm 5$  cm um einen Grundabstand (22 cm zum Messobjekt) herum, in dem die Proportionalität zwischen Ausgangsspannung und Abstand gegeben ist. Laut Herstellerangaben beträgt die Messgenauigkeit (= Linearitätsabweichung) etwa  $300 \mu\text{m}$ , also  $3/10$  mm bei maximaler Ausnutzung des Messbereiches. Eine Prinzipskizze der Funktionsweise sowie die Abmessungen der Messeinheit zeigt Abb. 3-2.

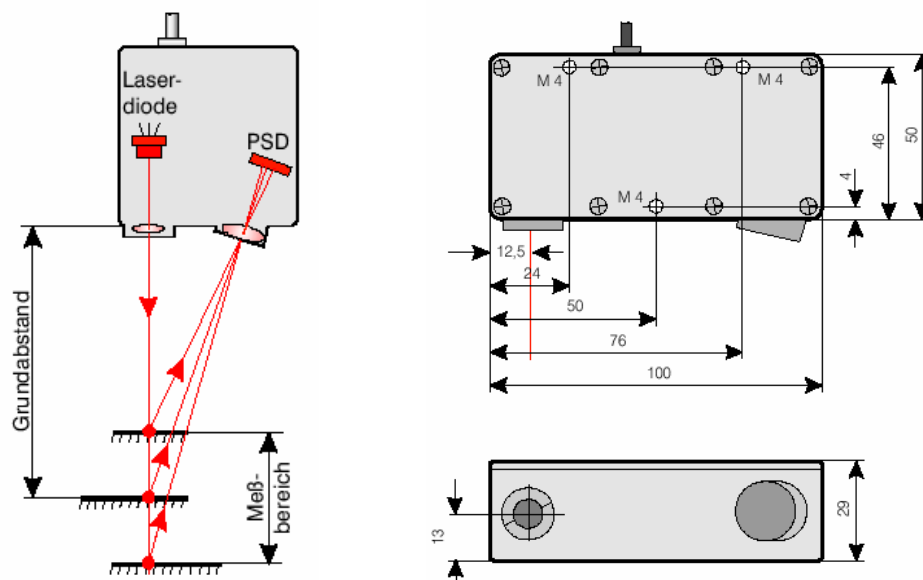


Abb. 3-2: Messprinzip und Abmessungen des Wegaufnehmers [MIKROEPSILON (2003)]

Der Wegaufnehmer der lastseitigen Wand ist im Bereich oberhalb der Vorschubeinrichtung fest in den Versuchsaufbau integriert (Abstand ca. 22 cm zum Messobjekt, siehe Abb. 3-3), während der Wegaufnehmer der luftseitigen Wand an einem Aluminiumbalken fixiert wird, der je nach Wandabstand in verschiedenen Bohrungen an der Oberseite des Versuchsaufbaus befestigt werden kann. Abb. 3-4 zeigt die Position der Wegaufnehmer im Versuchsaufbau.

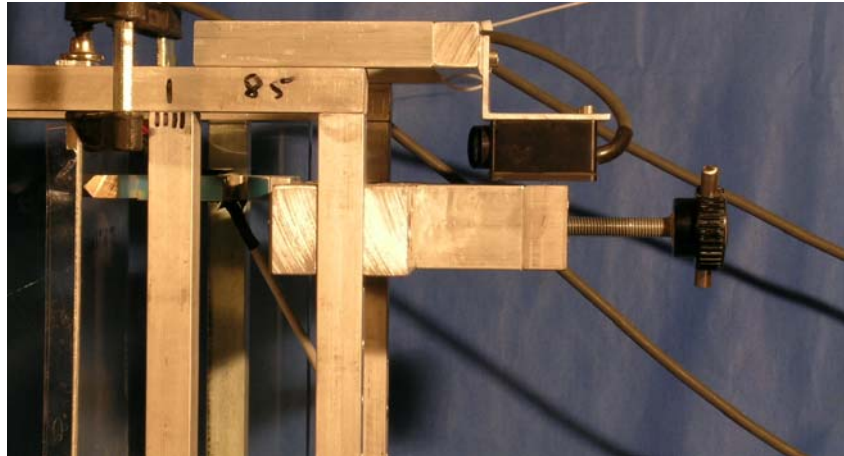


Abb. 3-3: Anordnung des lastseitigen Wegaufnehmers

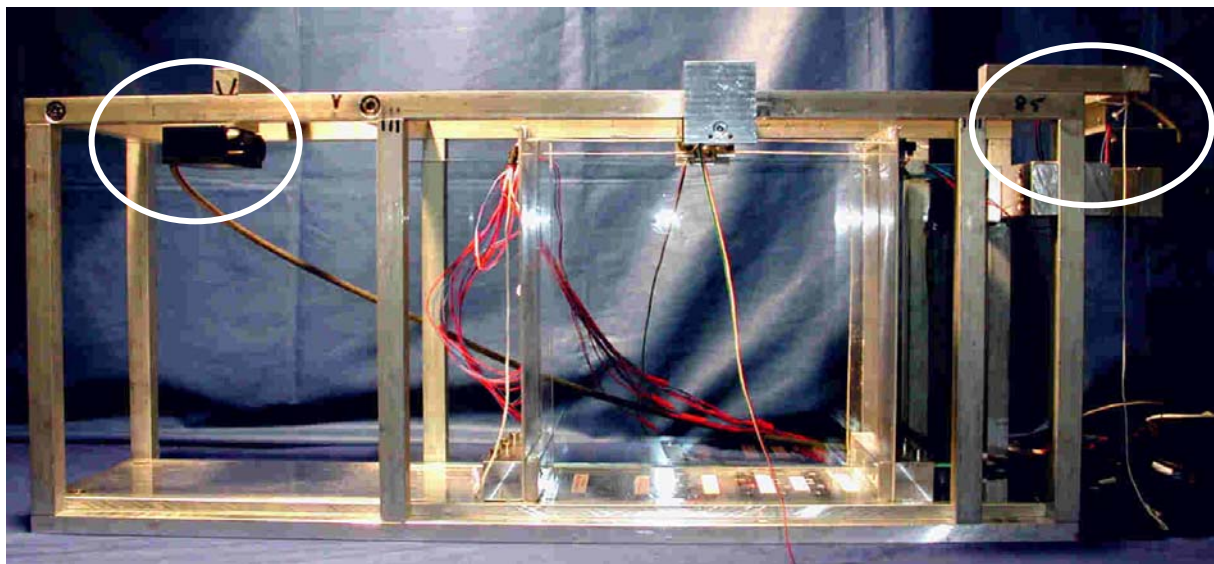


Abb. 3-4: Position der Laser-Wegaufnehmer im Versuchscontainer

### 3.4 Kraftmessung

Zur Messung der in das Modellbauwerk eingeleiteten Last kommt eine Kraftmessdose vom Typ S2 der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) mit einem Messbereich bis 250 N zum Einsatz. Es wird bewusst eine derart „kleine“ Kraftmessdose verwendet, da die maximalen Belastungen im Bereich zwischen 150 und 200 N liegen und somit eine möglichst gute Auflösung der Messungen gewährleistet ist.

Die Kraftmessdose ist in die in Kapitel 2 beschriebene Einrichtung zur Vorgabe einer horizontalen Verformung integriert und am vorderen Ende mit einem spitz zulaufenden Last verteilenden Balken ausgerüstet, um eine gleichmäßige Verteilung der eingeleiteten Belastung über die Breite der Modellwand zu erreichen (Abb. 3-5 und Abb. 3-6).

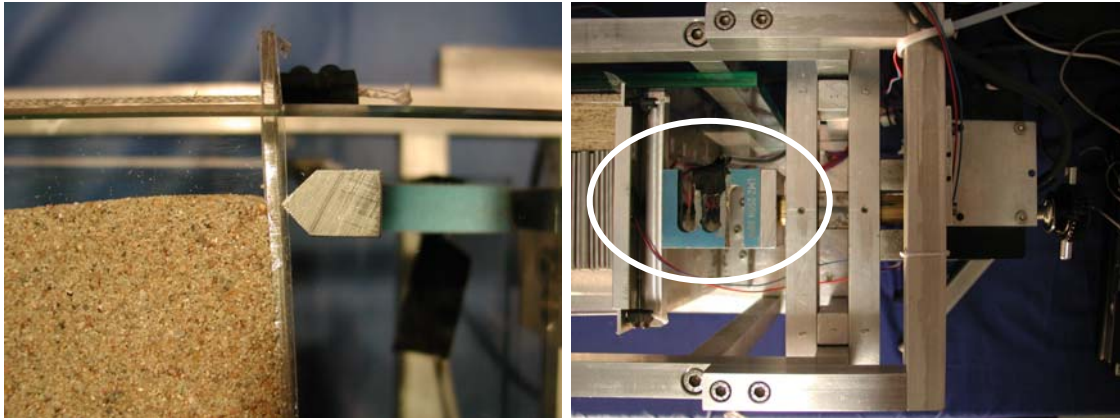


Abb. 3-5: Nahaufnahme Lasteinleitung und Draufsicht

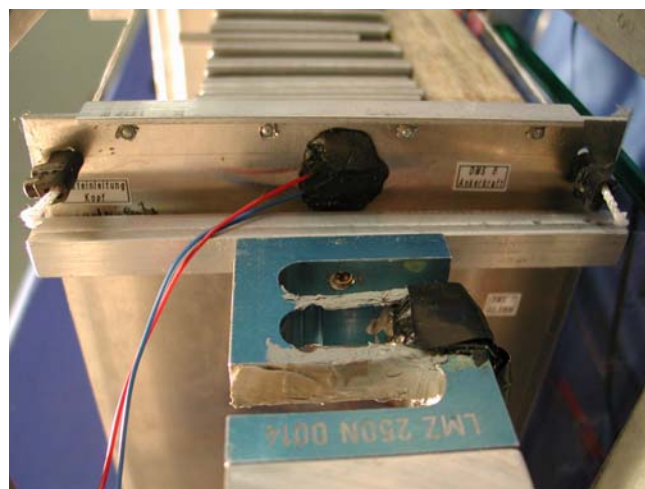


Abb. 3-6: Last verteilender Balken und Kraftmessdose

### 3.5 Ankerkraftmesser

Für die im Kopfbereich der Messwände angebrachten Anker Elemente aus Lenkdrachenschnur werden Messvorrichtungen auf dem Rahmen des Versuchskastens montiert, mit denen die Ermittlung der in den Ankern vorhandenen Kräfte möglich ist. Da kein geeignetes Messsystem auf dem Markt verfügbar war, wurde die hier verwendete Messvorrichtung in Kooperation mit dem Lehrstuhl für „Statik und Dynamik der Tragwerke“ entwickelt und gebaut.

Die so genannten „Ankerkraftmesser“ bestehen aus einem Aluminiumblock, auf dem zwei Spulen montiert sind und einem dazwischen montierten Kragarm von etwa 50 mm Länge, an dessen Ende sich eine weitere Spule befindet, die zu den äußeren beiden leicht versetzt ist. Über diese drei Spulen läuft im Versuch die Lenkdrachenschnur, welche die beiden Wände am Kopf verbindet. Durch den Versatz der mittleren Spule wird die Schnur leicht ausgelenkt und belastet somit den Kragarm an dessen Ende auf Biegung. In der Nähe der Einspannung des Kragarms sind insgesamt 4 Dehnungsmessstreifen appliziert, mit denen die Biegedehnungen des Kragarms erfasst werden – das Grundprinzip des Ankerkraftmessers ist also eine



DMS-Vollbrücke (vgl. Abschnitt 3.6.3). Die im Vordergrund der Abb. 3-7 zu sehende Frontplatte ist abnehmbar, sodass das Messmodul ohne Schwierigkeiten am Rahmen des Versuchskastens befestigt und versetzt werden kann (Abb. 3-8).

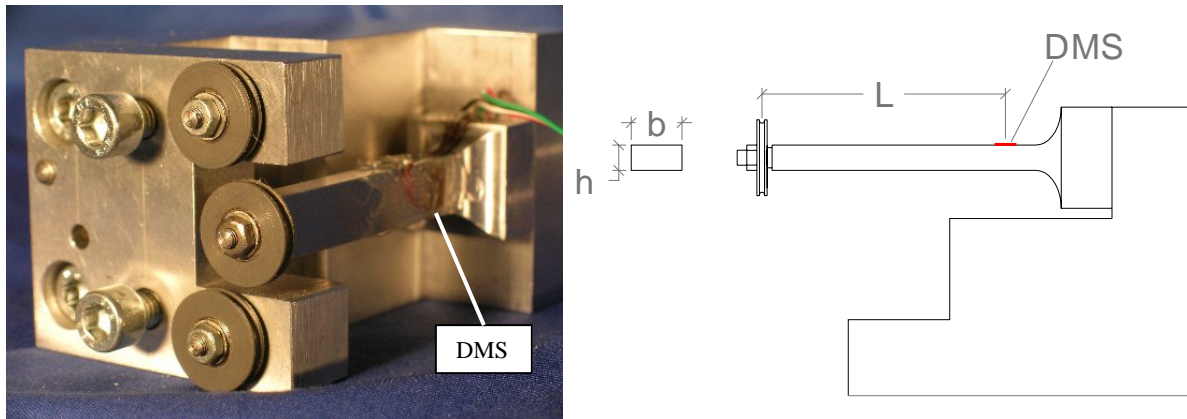


Abb. 3-7: Nahaufnahme und Systemskizze eines Ankerkraftmessers

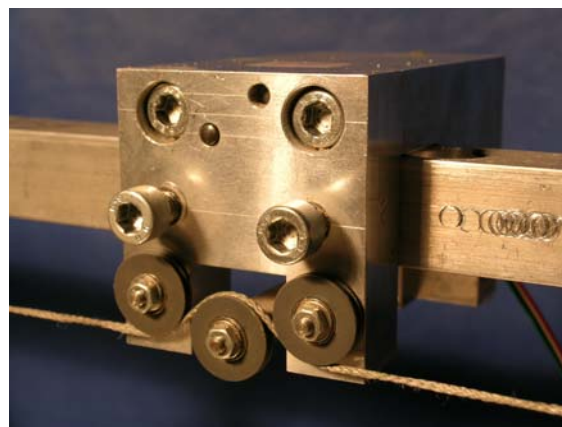


Abb. 3-8: Messvorrichtung am Versuchscontainer montiert

Über die Geometrie des Kragarms sowie über den Auslenkungswinkel  $\alpha$  ist es möglich, eine Beziehung zwischen dem Messsignal, welches aus der am Kragarm angreifenden Kraft  $F$  resultiert, und der in der Dyneema-Schnur vorhandenen Seilkraft herzustellen (Abb. 3-9).

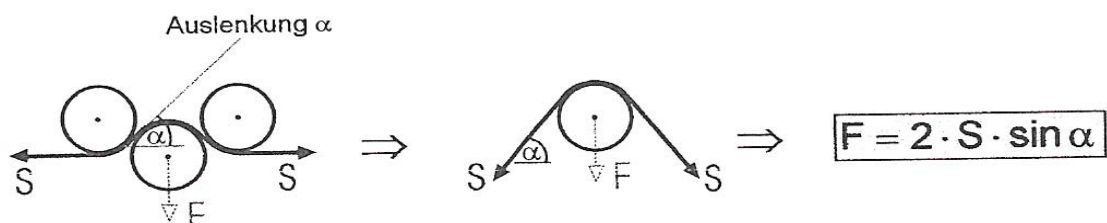


Abb. 3-9: Zusammenhang zwischen Seilkraft und Belastung des Kragarms

Die Abmessungen des Ankerkraftmessers sind Abb. 3-10 zu entnehmen. Aus der Forderung nach einer massiven Bauweise (um Deformationen, die das Messsignal verfälschen, zu verhindern) ergab sich eine Breite von 50 mm. Das bedeutet, dass die Seilkraft in der Verbin-

dung zwischen den beiden Modellwänden lediglich für die vier größten Wandabstände gemessen werden kann, nicht aber für die Wandabstände von 55 und 28 mm.

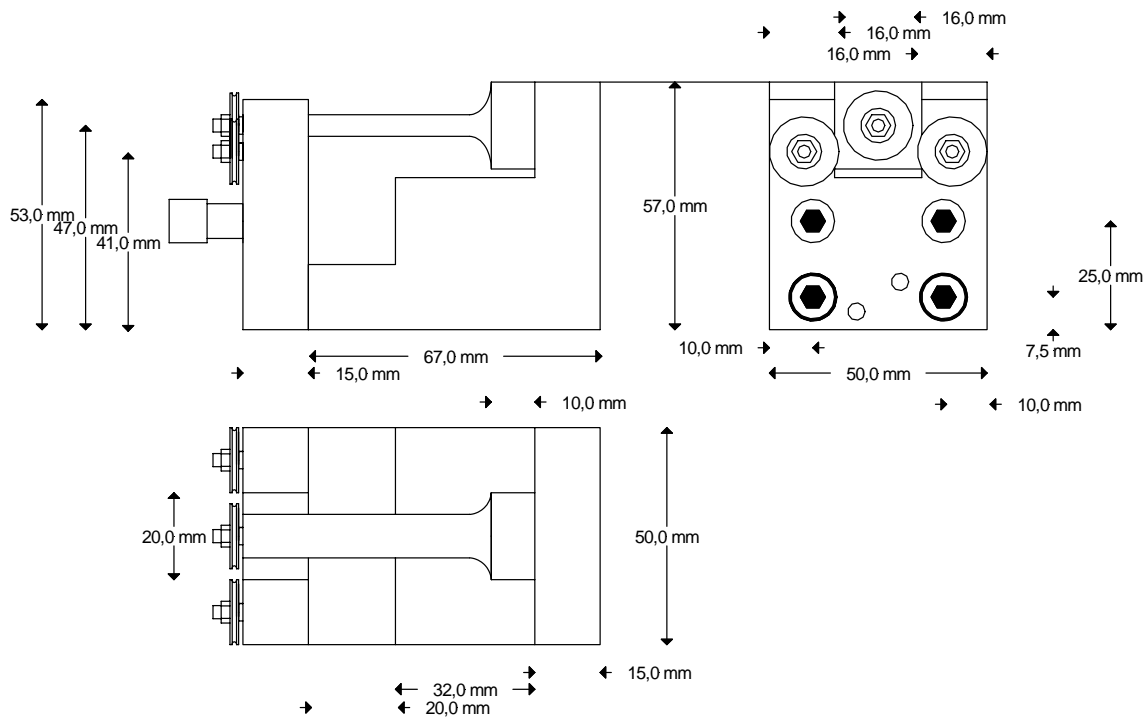


Abb. 3-10: Abmessungen der selbstgebauten Ankerkraft-Messeinrichtung

Die Ankerkraftmessvorrichtungen wurden mehrfach und reproduzierbar skaliert. Auf Grund der dabei gewonnenen Erfahrungen wird von einer Genauigkeit der Messung von etwa 0,1 bis 0,2 N ausgegangen.

## 3.6 Modellwände mit Dehnungsmessung

### 3.6.1 Allgemeines

Um Informationen über die Erddruckverteilungen auf die Wände für verschiedene Verformungszustände zu erhalten, werden die beiden Wände mit Dehnungsmessstreifen ausgestattet, welche jeweils auf der Außenseite der Modellwände, die nicht mit der Bodenfüllung in Berührung kommen, angebracht werden.

Die Vorgehensweise bzw. das verwendete Verfahren zur Ermittlung der Erddruckspannungen aus der Messung der Randdehnungen der Modellwände wird im Abschnitt 5 ausführlich beschrieben.

### 3.6.2 Aufbau / Beschreibung

Sowohl bei der lastseitigen als auch bei der luftseitigen Wand wurden über die Höhe insgesamt je 9 Dehnungsmessstreifen (DMS) angebracht, mit denen die Randdehnungen während der Versuche erfasst werden. Dabei befinden sich 8 DMS unterhalb der Lasteinleitung, in deren Höhe auch die Erddruckspannungen beginnen. Der unterste DMS wurde so nah wie

möglich an die Einspannung gesetzt, damit dessen Messwert möglichst zutreffend das Einspannmoment wiedergibt.

Je ein DMS wurde oberhalb der Krafteinleitung appliziert, um die Wirkung der ein Stück höher eingeleiteten Ankerkräfte auch bei den kleinen Wandabständen (28 und 55 mm) messen zu können. Die gemessenen Dehnungen sind an dieser Stelle allerdings nicht proportional zum Produkt aus Ankerkräften und entsprechendem Hebelarm. Die Ursache hierfür ist in einer Wirkung der Wände als Plattentragwerk (vgl. Abschnitt 3.7.3) zu sehen, wodurch die Schnittgrößen - insbesondere in Folge von Punktlasten - über die Wandbreite nicht konstant sind. Aus diesem Grund wurde der oberste DMS im weiteren Verlauf der Untersuchungen nicht mehr benutzt.

Somit werden pro Wand jeweils 8 Dehnungsmessstreifen für die Auswertung verwendet. Nach dem Abmessen der exakten Höhenlagen der DMS wurden diese verkabelt und mit einer Abdeckmasse vor mechanischen Einwirkungen geschützt (Abb. 3-11).

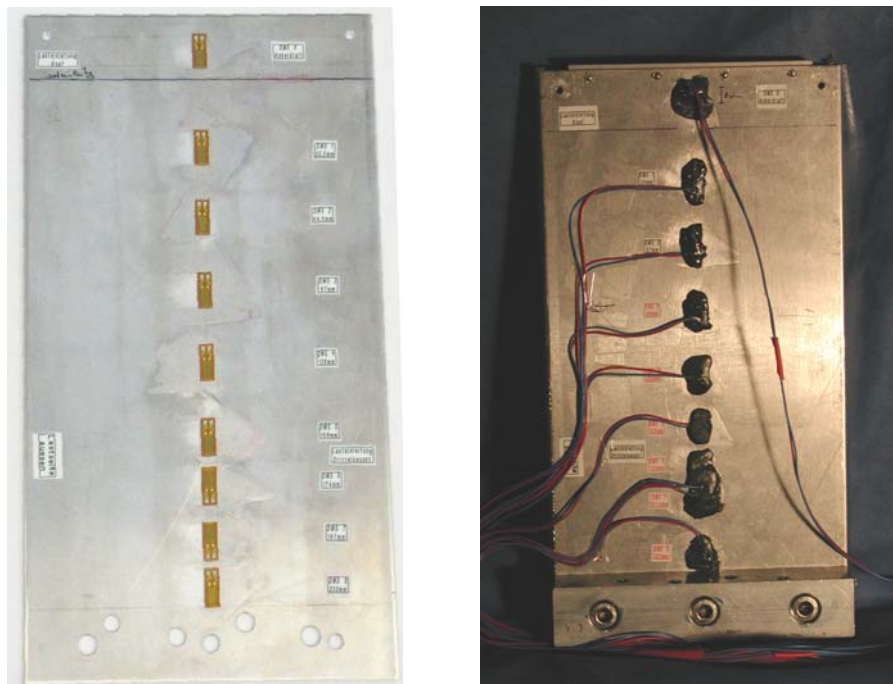


Abb. 3-11: Modellwand ohne (links) und mit Verkabelung und Messstellenabdeckung (rechts)

Die entsprechenden Höhenlagen der DMS (bezüglich der Lasteinleitung, die sich 30 mm unter dem Wandkopf befindet) sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst.

	DMS 1	DMS 2	DMS 3	DMS 4	DMS 5	DMS 6	DMS 7	DMS 8
<b>lastseitige Wand</b>	33,5	64,5	97,0	128,0	159,0	174,0	197,0	222,0
<b>luftseitige Wand</b>	24,0	57,0	89,0	122,0	155,0	169,0	191,5	221,0

Tabelle 3-1: Höhenlagen [mm] der Dehnungsmessstreifen bezüglich der Lasteinleitung

### 3.6.3 DMS-Verschaltung

Zur Messung von Dehnungen mittels einer DMS-Schaltung verwendet man die so genannte Wheatstone'sche Brückenschaltung. Sie besteht aus vier Widerständen, die - je nach Art der Schaltung - aktive DMS oder Festwiderstände sein können. Sollen - wie in diesem Fall - Biegemomente in einer Wand gemessen werden, ist eine DMS-Halbbrücke (zwei aktive DMS) die optimale Lösung.

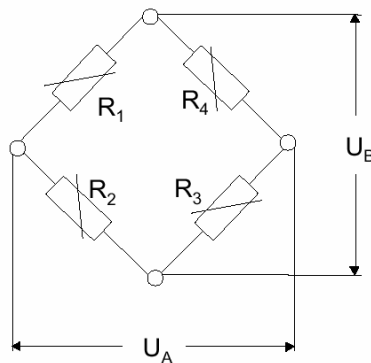


Abb. 3-12: Prinzipskizze der Wheatstone'schen Brückenschaltung [HBM (2003)]

Wie in Abb. 3-13 zu erkennen ist, werden dabei die DMS gegenüberliegend auf dem zu untersuchenden Objekt angeordnet, sodass der eine DMS unter der dargestellten Belastung eine Dehnung erfährt, der andere eine Stauchung. Die DMS werden dabei so verschaltet, dass ihre Dehnung in Folge Biegung mit entgegengesetzten Vorzeichen in das Ausgangssignal eingehen. Daher hat diese Anordnung den Vorteil, dass das Messsignal für die Dehnung aus Biegung verdoppelt wird, die Anteile aus Normalkraftdehnung jedoch kompensiert werden.

#### Messung am Biegestab (DMS-Halbbrücke)

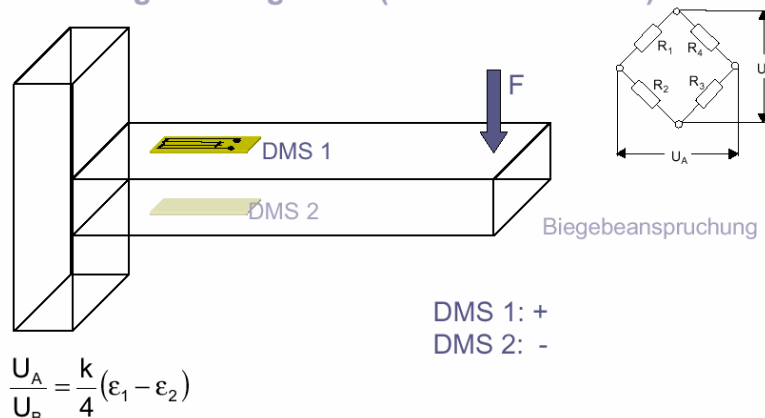


Abb. 3-13: Messung am Biegestab mit einer DMS-Halbbrücke [HBM (2003)]

Für die Modellversuche ist die üblicherweise verwendete Halbbrückenschaltung aus praktischen Gründen nicht möglich. Die DMS würden auf der Innenseite mit dem Sand in Berührung kommen und könnten durch den Einbauvorgang beschädigt werden; vor allem aber wäre die Führung der Kabel sehr problematisch. Daher werden die DMS nur jeweils an der Außenseite der Messwände angebracht. Die verwendete Schaltung ist also eine **DMS-**

**Viertelbrücke**<sup>1</sup>. Da hierbei die Anteile aus der Normalkraftdehnung im gemessenen Signal enthalten sind, wird im Folgenden eine Abschätzung über die Größe dieses Anteils durchgeführt, um die Vorgehensweise zu rechtfertigen. Als Berechnungsbeispiel dient hier ein eingespannter Kragarm aus Aluminium mit den gleichen Abmessungen, wie sie auch die Modellwände im Labor haben. Es werden für den Ansatz eines aktiven Erddrucks auf die Wand für einen Reibungswinkel von  $\varphi = 40^\circ$  die Biege- und Normalkraftspannungen im Querschnitt für zwei verschiedene Erddruckneigungswinkel berechnet. Die Rechnung zeigt, dass selbst für große Vertikalanteile des Erddrucks der überwiegende Anteil der Normalspannung im Wandquerschnitt (und somit der Randdehnung, die von den DMS gemessen wird) aus Biegung resultiert, und die Spannungen infolge Normalkraft vernachlässigbar gering sind. Sie liegen jeweils weit unter einem Prozent.

**EINGANGSWERTE:**

E- Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	h [mm]	d [mm]	b [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	W [mm <sup>3</sup> ]
70000	255	2,5	150	375	156,25

Wichte (Porengehalt für mitteldichte Lagerung):  $\gamma_d = \gamma_s \cdot (1 - n) = 26,5 \cdot (1 - 0,4) = 15,9 \text{ kN} / \text{m}^3$

Fall ①:  $\delta_{a1} = 1/2 \varphi$

$$k_{agh1} = 0,1874; k_{agv1} = 0,0682$$

$$e_{agh1} = 0,255 \cdot 0,1874 \cdot 15,9 \\ = 0,7598 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow E_{agh1} = 1/2 \cdot e_{agh1} \cdot 10^{-3} \cdot b \cdot h = 14,24 \text{ N}$$

$$\Rightarrow M_1 = 1210,40 \text{ Nmm}$$

$$e_{agv1} = 0,255 \cdot 0,0682 \cdot 15,9 \\ = 0,2765 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ = 0,2765 \cdot 10^{-3} \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\Rightarrow E_{agv1} = 5,28 \text{ N} = N$$

Normalspannung im Querschnitt:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 0,01408 + 7,747$$

(Normalkraftanteil ca. 0,2%)

Fall ②:  $\delta_{a2} = \varphi$

$$k_{agh2} = 0,1610; k_{agv2} = 0,1351$$

$$e_{agh2} = 0,255 \cdot 0,1610 \cdot 15,9 \\ = 0,6528 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow E_{agh2} = 1/2 \cdot e_{agh2} \cdot 10^{-3} \cdot b \cdot h = 12,48 \text{ N}$$

$$\Rightarrow M_2 = 1061,21 \text{ Nmm}$$

$$e_{agv2} = 0,255 \cdot 0,1351 \cdot 15,9 \\ = 0,5478 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ = 0,5478 \cdot 10^{-3} \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\Rightarrow E_{agv2} = 10,47 \text{ N} = N$$

Normalspannung im Querschnitt:

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 0,02792 + 6,7917$$

(Normalkraftanteil ca. 0,4%)

Da zudem keinerlei Vertikallasten in den Versuchsaufbau eingeleitet werden, scheint es gerechtfertigt, die Messwände in den Versuchen lediglich mit DMS-Viertelbrücken auszustatten und aus diesen direkt auf die Momente zu schließen.

<sup>1</sup> Die verwendete Hardware SPIDER8 kann in der vorhandenen Version keine DMS-Viertelbrücken verwalten. Daher wurde durch Einbindung eines Festwiderstandes als Ergänzungswiderstand schaltungstechnisch eine Halbbrücke hergestellt

## 3.7 Funktionstests der Messwände

### 3.7.1 Versuchsbeschreibung

Um die Applikation der DMS und somit die Funktionalität der Messwände zu überprüfen, wurden einige Versuche durchgeführt. Dabei wurden die Wände einzeln (ohne Bodenfüllung) in den Versuchscontainer eingebaut, am Fuß eingespannt und unterhalb des Wandkopfes durch eine Linienlast belastet. Die gemessenen Momente wurden mit den für einen eingespannten Kragarm nach der Balkentheorie ermittelten verglichen. Es wurden verschiedene Laststufen (zwischen 5 und 40 N) aufgebracht, die lediglich elastische Verformungen verursachten.

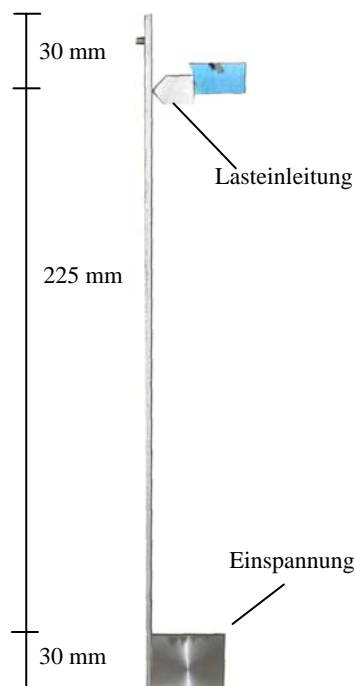


Abb. 3-14: schematisierter Versuchsaufbau der Tests

### 3.7.2 Ergebnisse

Bei diesen Tests konnte die Beobachtung gemacht werden, dass trotz sorgfältiger konstruktiver Ausführung der Einspannung am Wandfuß die Messwerte des DMS 8, der in unmittelbarer Nähe (in etwa 5mm Entfernung) zur Einspannstelle appliziert ist, gegenüber der Balkentheorie zu große Momentenwerte liefert. Auch für DMS 1 (knapp unterhalb der Lasteinleitung) ergeben sich von den (vorausgesetzten) ebenen Verhältnissen abweichende Messergebnisse mit Abweichungen von unter 5 bis maximal knapp unter 15 %, abhängig von Messwand und Laststufe. Die übrigen DMS-Messwerte stimmten weitestgehend mit den Werten überein, die auch für einen eingespannten Kragarm mit Einzellast am freien Ende nach der Balkentheorie zu erwarten waren - Tabelle 3-2 zeigt ein repräsentatives Beispiel der Untersuchungsergebnisse. Die maximalen Abweichungen betragen für DMS 2 bis 7 im Allgemeinen nicht mehr als maximal 5%.

Größe der Last [N]:					
29,97					
DMS-Nr:	Abstand zur Lasteinleitung [mm]	Dehnung [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	M vorhanden [Nmm]	M soll [Nmm]	Abweichung bzgl. Sollwert
1	24,0	77,2	844,02	719,26	14,78%
2	57,0	161,7	1768,42	1708,24	3,40%
3	89,0	251,7	2753,11	2667,25	3,12%
4	122,0	339,0	3707,66	3656,23	1,39%
5	155,0	418,9	4581,82	4645,21	-1,38%
6	169,0	451,1	4933,49	5064,77	-2,66%
7	191,5	510,8	5586,60	5739,08	-2,73%
8	221,0	773,5	8460,29	6623,17	21,71%

Tabelle 3-2: Abweichungen der Messwerte bezüglich Balkentheorie (Beispiel)

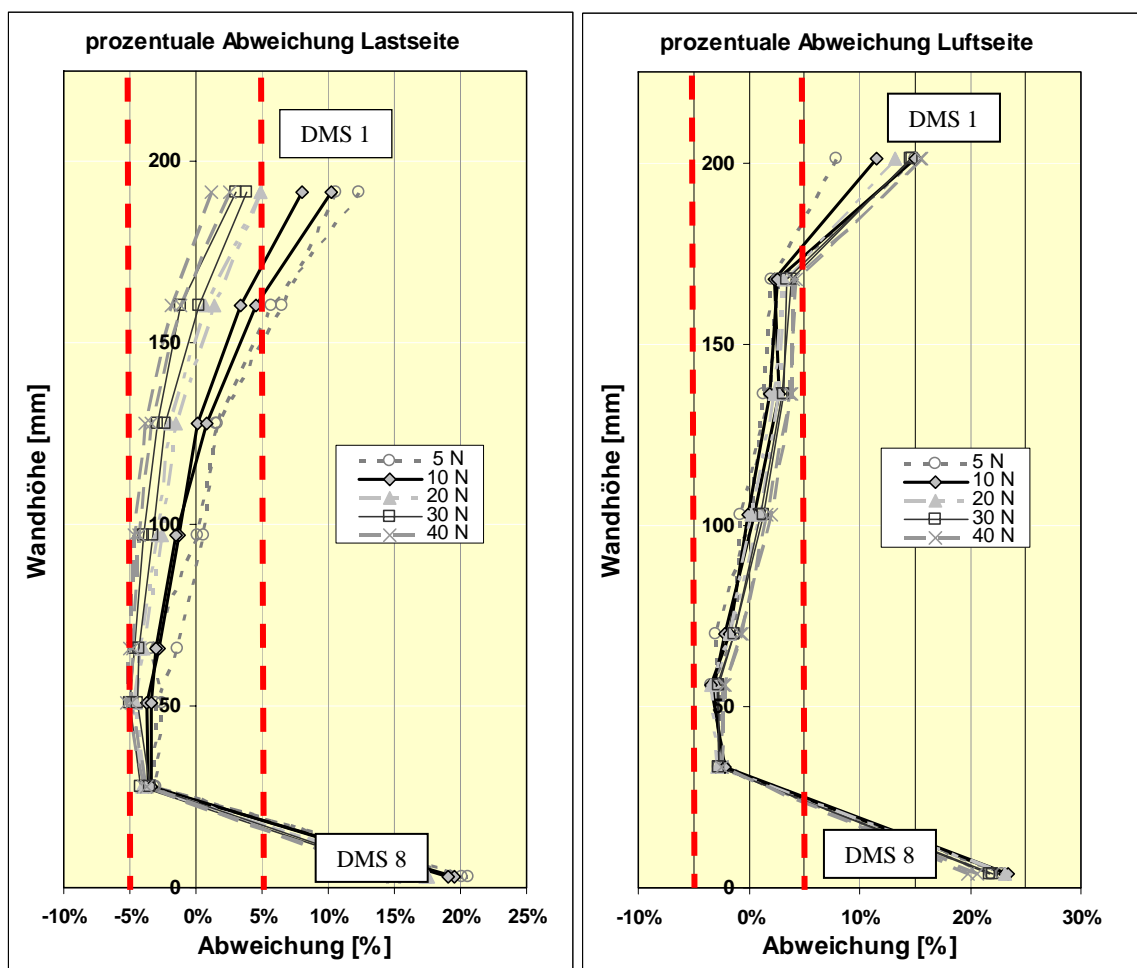


Abb. 3-15: Prozentuale Abweichungen der Messwerte aus den Kragarm-Tests

Abb. 3-15 zeigt als Übersicht die prozentualen Abweichungen, die sich als Ergebnisse der Tests für beide Modellwände in den verschiedenen Laststufen ergeben haben. Die vertikalen Linien markieren dabei den „Toleranzbereich“ von 5% betragsmäßiger Abweichung der gemessenen Dehnungen gegenüber den auf Grund der Balken-Theorie erwarteten. Diese Ab-

weichungen können als im Bereich der üblichen Messunsicherheiten bei Modellversuchen liegend und somit als tolerierbar betrachtet werden.

Die Ergebnisse der Tests legen zum einen die Vermutung nahe, dass die Messwand eher als Platte wirkt denn als Balken, sodass die Momentenverteilung über die Breite der Wand speziell an der Einspannung und in der Nähe der Lasteinleitung veränderlich sein kann. Somit können die Schnittgrößen mit Hilfe der hier verwendeten Balken-Theorie an diesen Stellen nur unzureichend vorhergesagt werden. Um diesen Effekt näher zu beleuchten und die Größenordnung dieses Einflusses abzuschätzen, wurden verschiedene FE-Berechnungen mit einem Plattenprogramm ausgeführt (siehe 3.7.3).

Als zweite Beobachtung aus den Kragarm-Tests konnte festgehalten werden, dass die gemessene Kopfverformung durchweg größer war als die nach der Balken-Theorie unter der eingeleiteten Last prognostizierte. Die Erklärung hierfür ist nicht in einer „Plattenwirkung“ der Modellwand, sondern in der Einspannung der Wand am Fuß zu suchen.

Im Falle einer Wirkung der Wand als Platte ergeben sich rechnerisch geringere Deformationen am Wandkopf als es bei gleicher Belastung nach der Balken-Theorie der Fall ist. Um die gemessenen Kopfverformungen nachzuvollziehen, ist rechnerisch eine vergrößerte Kragarmlänge der Wand in Ansatz zu bringen.

Das bedeutet, dass die Einspannung an der Oberkante der Aluminiumblöcke mechanisch nicht zu 100 % wirksam ist, sondern je nach Wand etwa 5 mm (Lastseite) bis 10 mm (Luftseite) darunter.

### 3.7.3 Plattenwirkung

Die Berechnungen mit einem FE-Programm zeigen, dass die Erklärung für das beschriebene Phänomen der zu hohen Momentenwerte in der Nähe der Einspannung tatsächlich mit der Wirkung der Messwand als Plattentragwerk zu begründen ist.

Bei einer Platte ist ein über die Breite gleichmäßiger Schnittgrößenverlauf insbesondere im Bereich der Einspannung nicht gegeben. Anschaulich dargestellt ist dies in Abb. 3-16 – in diesen Beispielplots wurde die Modellwand als Platte diskretisiert und für zwei verschiedene Lastfälle mit (rechts) und ohne (links) Querdehnung berechnet. Bei Berücksichtigung einer Querkontraktion ergeben sich im Bereich der Einspannung höhere Biegemomente in der Plattenmitte. Ohne Querkontraktion wirkt das System wie ein Balken mit über die Breite unveränderlichen Schnittgrößen.

Auch bei weiteren Lastarten wie z.B. einer Dreieckslast (zur Repräsentation des Erddrucks) ist qualitativ der gleiche Effekt auf die Momentenverteilung an der Einspannstelle (links) zu beobachten.



---

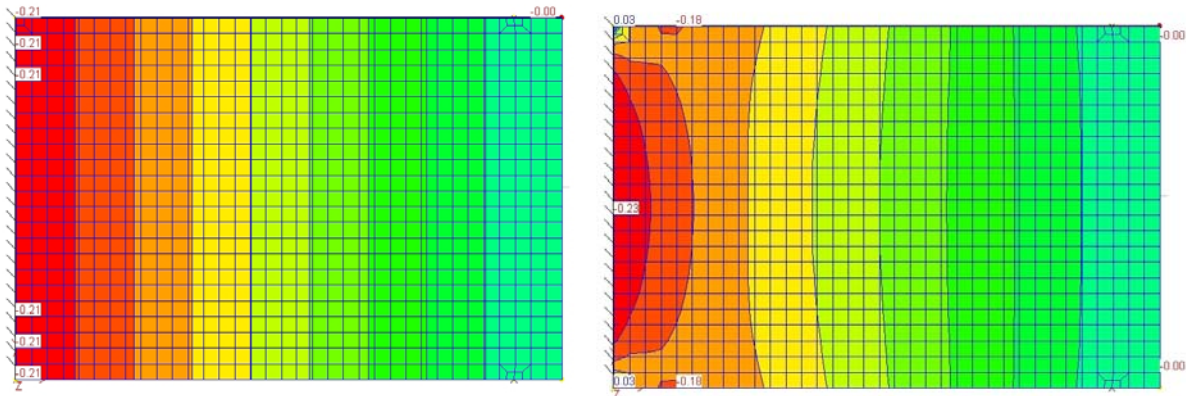
**Biegemomente  $m_x$  nach Balken und Plattentheorie**


---

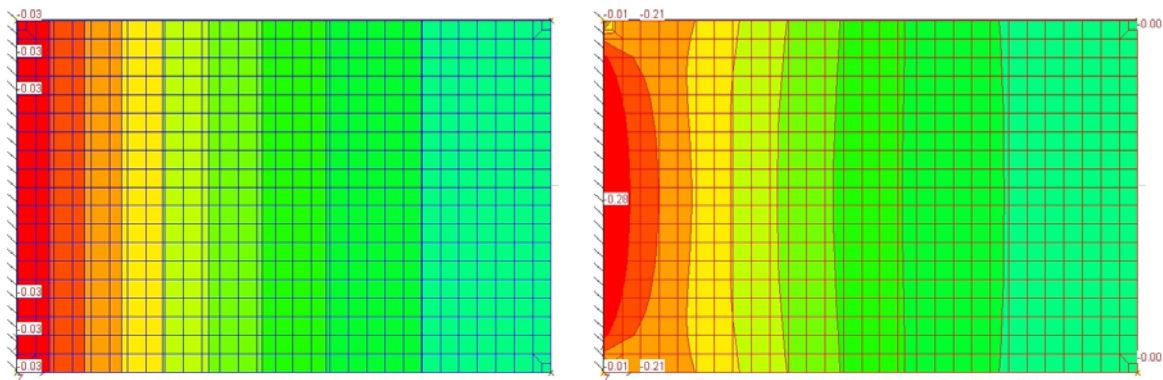
**FE-Berechnung mit  $\nu=0$** 
**FE-Berechnung mit  $\nu=0,3$** 

 Linienlast (analog zur Lasteinleitung)
 

---


 konstante Flächenlast auf der gesamten Platte
 

---


 Abb. 3-16: Verlauf der Biegemomente  $m_x$  als Balken- und Plattenschnittgrößen

Für alle drei vorhandenen Belastungsarten (Erddruck, Lasteinleitung und punktuelle Ankerkräfte) wurde eine derartige Vergleichsberechnung durchgeführt und die prozentualen Abweichungen über die Wandhöhe aufgetragen (Abb. 3-17). Es zeigt sich deutlich, dass je nach Lastkombination auch im Bereich von DMS 1 größere Abweichungen von der Balkentheorie möglich sind.

Allerdings ist die Abweichung beim Wert des DMS 1, der der Lasteinleitungsstelle am nächsten ist, nicht ausschließlich durch das Phänomen der Plattenwirkung zu erklären. Ein Teil der Abweichungen kann auf den sich im Verlauf eines Versuches verändernden (vergrößernden) Hebelarm zwischen Lasteinleitung und DMS 1 bei zunehmender Wanddeformation erklärt werden. Zudem kann festgehalten werden, dass die recht hohen (prozentualen) Abweichungen an dieser Stelle eine untergeordnete Bedeutung haben, da die Absolutwerte der Dehnungen klein sind (im Beispiel der Tabelle 3-2 um den Faktor 10 kleiner als das Einspannmoment).

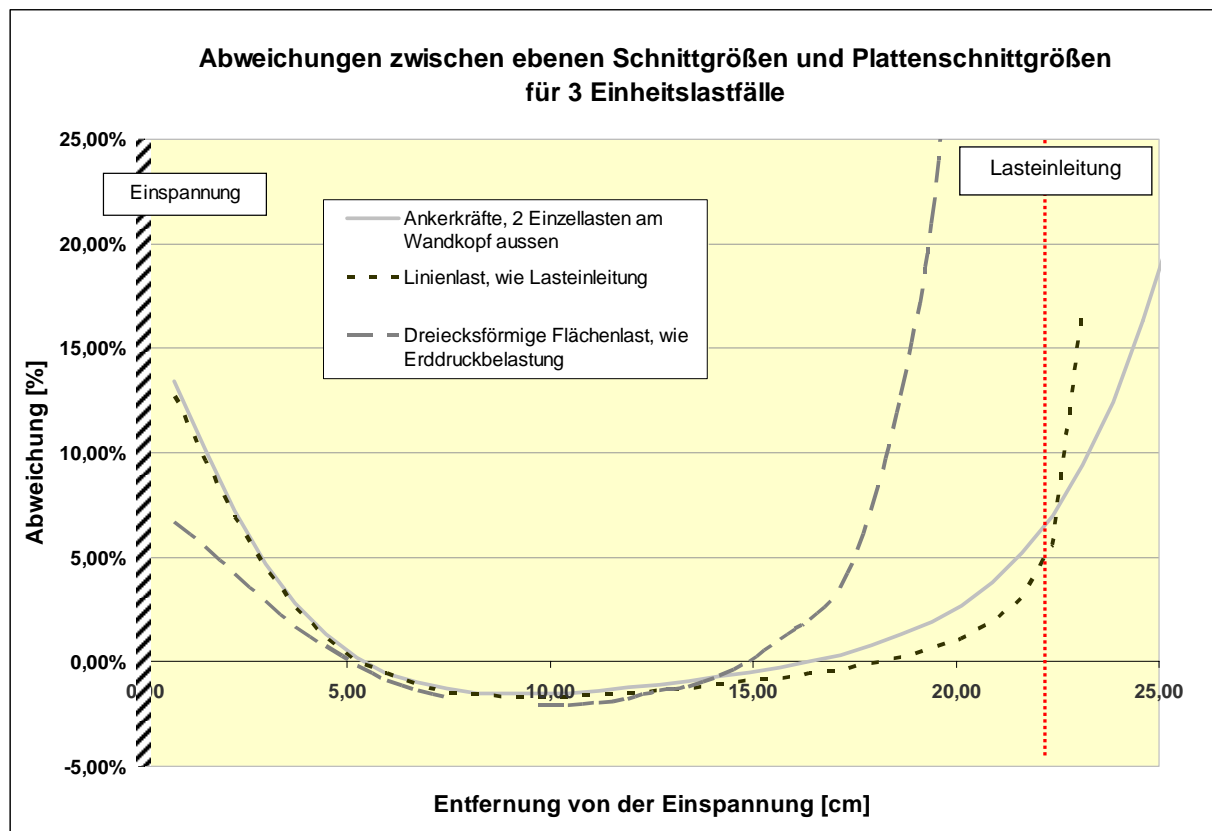


Abb. 3-17: Abweichungen gegenüber der Balkentheorie für Messwände und verschiedene Lasten

Eine Berücksichtigung der hier beschriebenen Plattenwirkung für die am Fuß **gelenkig** gelagerte Wand ist nicht erforderlich – auch hierzu wurden Beispielrechnungen mit einem Plattenprogramm durchgeführt. Dabei wurde jeweils ein Vergleich der Schnittgrößen für eine Platte mit und ohne Querdehnung für verschiedene Lastkombinationen, die im System erwartet werden, durchgeführt. Hierbei ergaben sich keine nennenswerten Unterschiede.

### 3.7.4 Korrekturfaktor

Messtechnisch ist es im vorliegenden Fall nicht möglich, zur Erfassung der über die Breite veränderlichen Schnittgrößen die Wände mit weiteren Dehnungsmessstreifen zu versehen und die Berechnung des Erddruckes nach der Plattentheorie durchzuführen. Zudem sind die Abweichungen zwischen Balken- und Plattentheorie für die vorkommenden Lastarten für die DMS 1-7 so gering, dass es ausreichend ist, die gemessenen Momentenwerte an der Einspannstelle durch einen konstanten Faktor zu korrigieren. Somit soll die Annahme eines ebenen Spannungszustandes gerechtfertigt und die angestrebte Rückrechnung von Erddruckbelastungen aus den gemessenen Werten erleichtert werden.

Zu diesem Zweck wurden die in Abb. 3-17 dargestellten Abweichungen der Biegemomente, die mit dem FE-Programm ermittelt wurden, in verschiedenen Lastkombinationen einander überlagert. Die so ermittelte prozentuale Abweichung des Biegemomentes an der Einspannstelle wurde protokolliert. Solange das System linear gerechnet wird, ist eine Superposition der Einzellastfälle (und der Prozentwerte) möglich. Da die im Versuch tatsächliche vorhande-

ne Lastkombination nicht bekannt ist, werden die Ankerkräfte sowie die eingeleitete Last in ihrer relativen Größe vorgeschätzt.

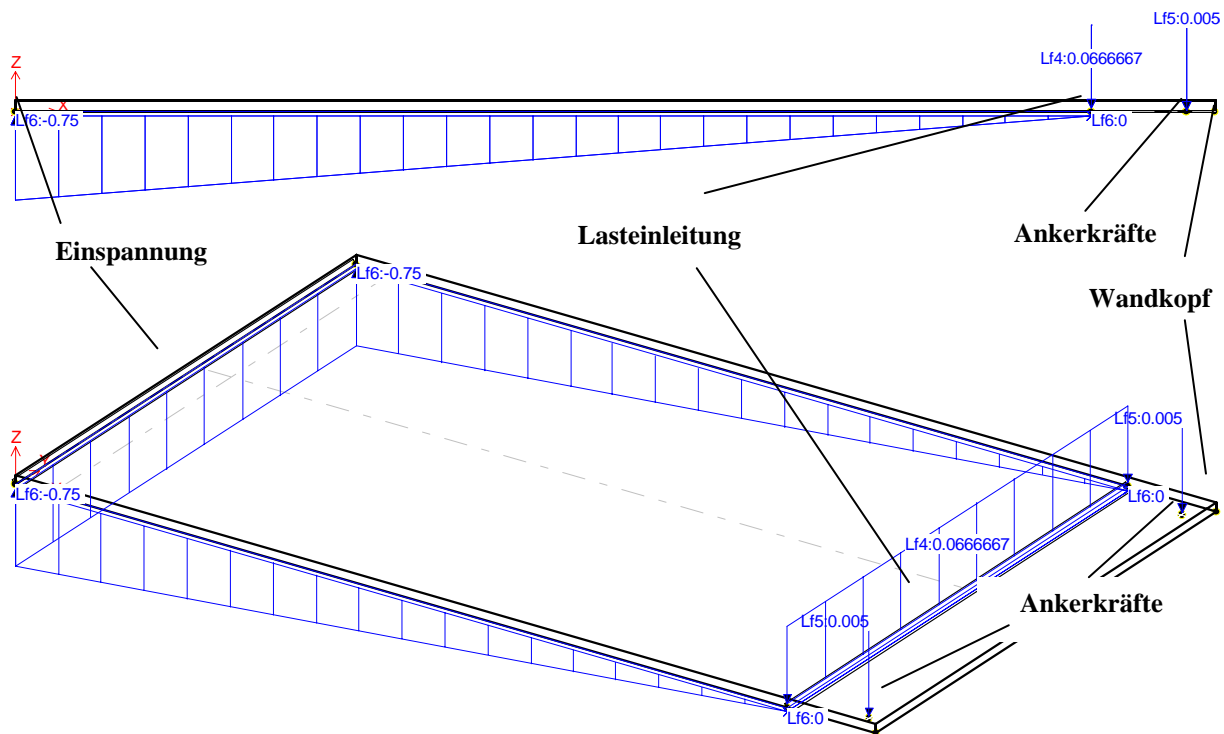


Abb. 3-18: Lastbild für die am Fuß eingespannte Messwand (Schnitt und 3D-Ansicht)

Zwar kann in diesen Lastkombinationen den realen (da unbekannt) Verhältnissen nicht exakt Rechnung getragen werden, jedoch besteht dadurch die Möglichkeit, die Größenordnung realistisch zu erfassen.

Für die verschiedenen getesteten Laststellungen wurden jeweils aus den drei Lasttypen gemittelte Korrekturfaktoren ermittelt, die sich im Bereich zwischen etwa 10 % und 15 % ergaben. Bei der Auswertung wurde deutlich, dass sich innerhalb realistischer Grenzen für die einzelnen Lasten keine nennenswerten Schwankungen im Korrekturfaktor ergaben, sodass die Untersuchungen für die Modellversuche einen Korrekturfaktor von 10-15 % für das Einspannmoment sinnvoll erscheinen lassen. Mit diesem werden die gemessenen Dehnungen im Bereich der Einspannung abgemindert, bevor die Rückrechnung auf die unbekannt Erddruckspannungen erfolgt.

## 4 Bodenmechanische Modellversuche

### 4.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die bodenmechanischen Modellversuche beschrieben, mit denen Informationen über das Tragverhalten der hier betrachteten parallel-wandigen Boden-Verbundtragwerke gewonnen werden sollen.

In den Modellversuchen werden die folgenden Parameter variiert:

- Wandabstand (28, 55, 83, 140, 197 und 283 mm),
- Fußpunktlagerung der Modellwände (gelenkig oder eingespannt),
- Füllmedium (Sand oder Schneebeli-Modell),  
sowie
- Wandrauigkeit (nur bei den Sandversuchen: glatt oder besandet) und
- Vorschubgeschwindigkeit.

Die im Folgenden verwendeten Versuchsbezeichnungen setzen sich aus mehreren Komponenten zusammen, die eine eindeutige Zuordnung ermöglichen:

*Wandabstand\_Fußpunktlagerung\_Füllmedium\_Versuchsnummer*

Eine Bezeichnung *283\_G\_Sch\_1* bzw. in einigen Abbildungen auch *283\_G\_Sch\_#1* steht beispielsweise für einen Versuch mit einem Wandabstand von 283 mm, gelenkiger Fußlagerung und dem Füllmedium Schneebeli-Modell (Versuch Nummer 1).

Die Untersuchungen werden als Weg gesteuerte Versuche mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit (ca. 0,5 mm/sec.) durchgeführt, was sich aus der Art der in Abschnitt 2 beschriebenen Belastungsvorrichtung ergibt.

Im folgenden Abschnitt werden zunächst die wichtigsten Aspekte von Versuchsablauf und Versuchsdurchführung beschrieben, bevor die Ergebnisse der bodenmechanischen Modellversuche dargestellt und interpretiert werden.

Als Ergebnisse stehen sowohl die Last-Verformungslinien für die verschiedenen Versuchsmodelle als auch gemessene Ankerkraftverläufe und Dehnungsmessungen entlang der Wandhöhe für verschiedene Verformungszustände zur Verfügung. Auf Grund dieser Ergebnisse werden einige weiterführende Auswertungen vorgenommen. Schließlich wird der Einfluss von Wandrauigkeit und Verformungsgeschwindigkeit auf die Ergebnisse mit zusätzlichen Versuchsreihen untersucht und bewertet.

## 4.2 Versuchsablauf / -durchführung

### 4.2.1 Allgemeines

Um eine gute Reproduzierbarkeit in den bodenmechanischen Modellversuchen zu gewährleisten, sind ein sorgfältiges und immer gleiches Vorgehen sowie die Gewährleistung konstanter Randbedingungen von großer Wichtigkeit. Insbesondere wurde in den hier beschriebenen Versuchen dafür Sorge getragen, dass der Einbauvorgang, die Verformungsgeschwindigkeit der lastseitigen Wand (Vorschubgeschwindigkeit) sowie die Porenanteile in der Bodenfüllung jeweils vergleichbar waren.

Im Folgenden werden zunächst der Versuchsablauf sowie die -durchführung für die beiden Füllmedien und die beiden verschiedenen Fußpunktlagerungen dargestellt sowie die jeweiligen Besonderheiten erläutert.

Bei den gelenkig gelagerten Versuchen müssen die Wände während des Einbaus mit einer Hilfskonstruktion in ihrer vertikalen Lage festgehalten werden. Dabei werden je Seite zwei Führungsschienen auf die Modellwände aufgesetzt und mit Hilfe von Klemmen fixiert, sodass ein ungestörter Einbau möglich ist (Abb. 4-1). Die Klemmen werden erst nach vollständiger Befüllung gelöst, wonach die aus dem Einbauvorgang resultierende Kraft auf die Ankerschnüre übergeht.

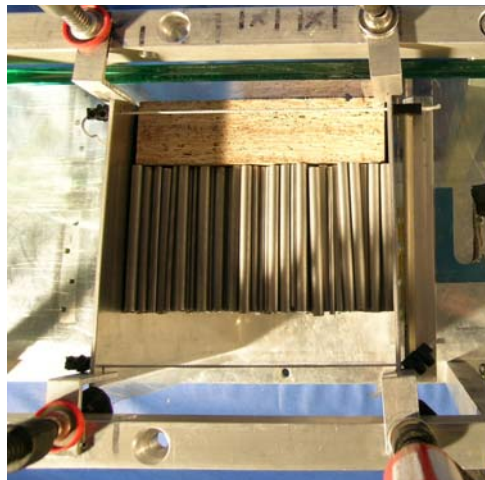


Abb. 4-1: Klemmvorrichtung bei gelenkiger Lagerung

Im Anschluss an die Ausrichtung der Modellwände werden die Ankerkraftmesser mittig zwischen den Wänden auf dem Rahmen des Versuchscontainers befestigt und die gegenseitige Verbindung der Modellwände mit den Dyneema-Schnüren hergestellt. Hier ist eine sorgfältige Montage besonders wichtig, da die Größenordnung der gemessenen Kräfte im Bereich von wenigen Newton liegt und somit kleine Veränderungen besonders ins Gewicht fallen. Das Verankerungselement wird über die drei Spulen des Ankerkraftmessers geführt und mit Hilfe von Lüsterklemmen beidseitig außerhalb der Modellwände derart festgesetzt, dass eine „Vorspannkraft“ von 0,1 N gemessen wird. Diese leichte Vorspannung soll sicherstellen, dass die Schnüre nicht durchhängen und ihre Verankerungswirkung erst nach Beginn der Wandbewegung aktiviert wird. Andererseits soll gleichzeitig noch keine nennenswerte Zugkraft in ihnen vorhanden

sein. Nach Tarierung aller Messkanäle erfolgt nun der Einbau des jeweiligen Füllmediums (Sand oder Schneebeli-Modell). Abb. 4-2 zeigt die eingebauten Ankerkraftmesser und die leicht vorgespannten Ankerschnüre in der Draufsicht.

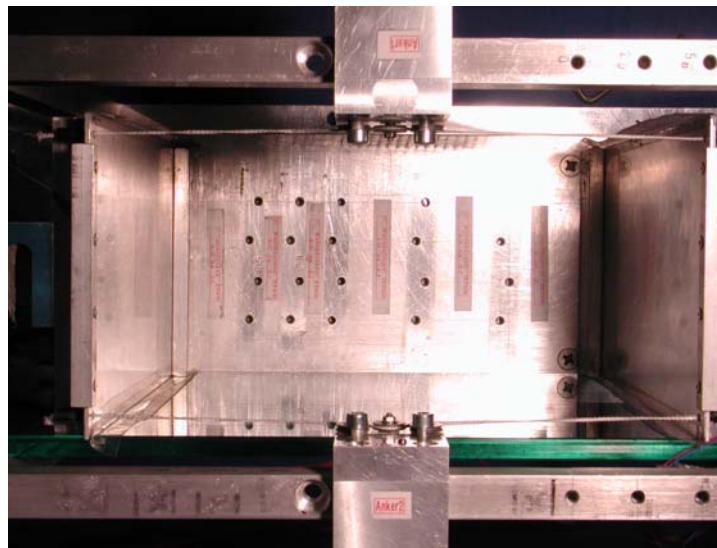


Abb. 4-2: Leerer Versuchscontainer – Draufsicht

#### 4.2.2 Füllung mit Sand

Nachdem die Modellwände und die Ankerkraftmesser vorbereitet sind, werden die Glasscheiben seitlich in den Versuchsaufbau eingeschoben. Der Versuchssand wird in mehreren Lagen von etwa 3-4 cm Dicke eingebaut und leicht mit einem Stempel geglättet und verdichtet.

Um vergleichbare Verhältnisse in allen Versuchen sicherzustellen, wird ein Porengehalt von etwa 40%, der einer mitteldichten bis dichten Lagerung entspricht, angestrebt. Die Kontrolle des Porengehaltes erfolgt für jeden Versuch durch Auswiegen der Bodenfüllung, deren Gewicht ins Verhältnis zum Einbauvolumen gesetzt wird.

#### 4.2.3 Füllung mit Schneebeli-Stäbchen

Bei den Modellversuchen mit dem Schneebeli-Modell sind keine seitlich begrenzenden Glasscheiben erforderlich. Die Aluminium-Stäbchen werden zu einem Volumen aufgestapelt, das etwa die Hälfte der Tiefe des Versuchscontainers einnimmt. Lediglich während des Aufstapelns wird die hintere der beiden Glasscheiben eingeschoben. Davor werden Distanzstücke aus Holz postiert, gegen die die Aluminium-Stäbchen gestapelt werden. Mit Hilfe dieser Distanzstücke wird der Einbauvorgang wesentlich vereinfacht und es wird gewährleistet, dass die Aluminium-Stäbchen genau mittig im Versuchscontainer angeordnet werden können (Abb. 4-3).

Der Einbau der Stäbchen geschieht zwar ohne Verdichtung, jedoch muss darauf geachtet werden, dass keine großen Zwischenräume verbleiben und sich eine gleichmäßige Wandansichtsfläche ergibt. Für die Versuche mit dem Schneebeli-Modell wurde ein Porengehalt von etwa 15 % angestrebt.

Vor Beginn des eigentlichen Versuchs werden die hintere Wandscheibe sowie das Distanzstück wieder vorsichtig entfernt.



Abb. 4-3: Distanzstücke (links), Einbau des Schneebeli-Modells (Mitte und rechts)

## 4.3 Last-Verformungs-Kurven

### 4.3.1 Erläuterungen

Auf den folgenden Seiten sind die Last-Verformungs-Kurven für die verschiedenen Modellversuchsreihen dargestellt und deren Verlauf ausgewertet. Die Abbildungen zeigen jeweils die eingeleitete Kraft, aufgetragen gegenüber der Kopfverformung der last- bzw. der luftseitigen Wand. Auf der x-Achse findet sich jeweils die Kopfverformung in mm, auf der y-Achse ist die auf die lastseitige Wand insgesamt aufgebrachte äußere Last dargestellt.

Es wurde von jedem Versuch mindestens eine Wiederholung durchgeführt, sodass in den Diagrammen je zwei Versuche mit gleichen Randbedingungen eingezeichnet sind.

### 4.3.2 Gelenkige Fußlagerung

Bei den Versuchen mit gelenkiger Fußauflagerung (Abb. 4-4 und Abb. 4-5) bewegen sich die Wände am Kopfpunkt, wo die Wegmessung stattfindet, nahezu identisch – es sind für beide Füllmedien keine nennenswerten Unterschiede im Verlauf der Last-Verformungs-Kurven zwischen last- und luftseitiger Wand erkennbar. Somit kann hier von einer direkten gegenseitigen Beeinflussung der beiden Wände ausgegangen werden, die bereits nach sehr kurzem Verschiebungsweg eintritt. Lediglich im Anfangsbereich (am deutlichsten ist dies beim Versuch 283\_G zu erkennen) verlaufen die Kurven der beiden Wände nicht in jedem Fall qualitativ gleich.

Beim Schneebeli-Modell sind prinzipiell die gleichen Beobachtungen zu machen, die Kurvenverläufe für die last- und luftseitige Wand sind jedoch noch ähnlicher als beim Sand. Allerdings verlaufen hier die Kurven recht ungleichmäßig, und auch die Abweichungen der Versuchsergebnisse mit gleichem Wandabstand können insbesondere bei großen Verformungen beträchtlich werden.

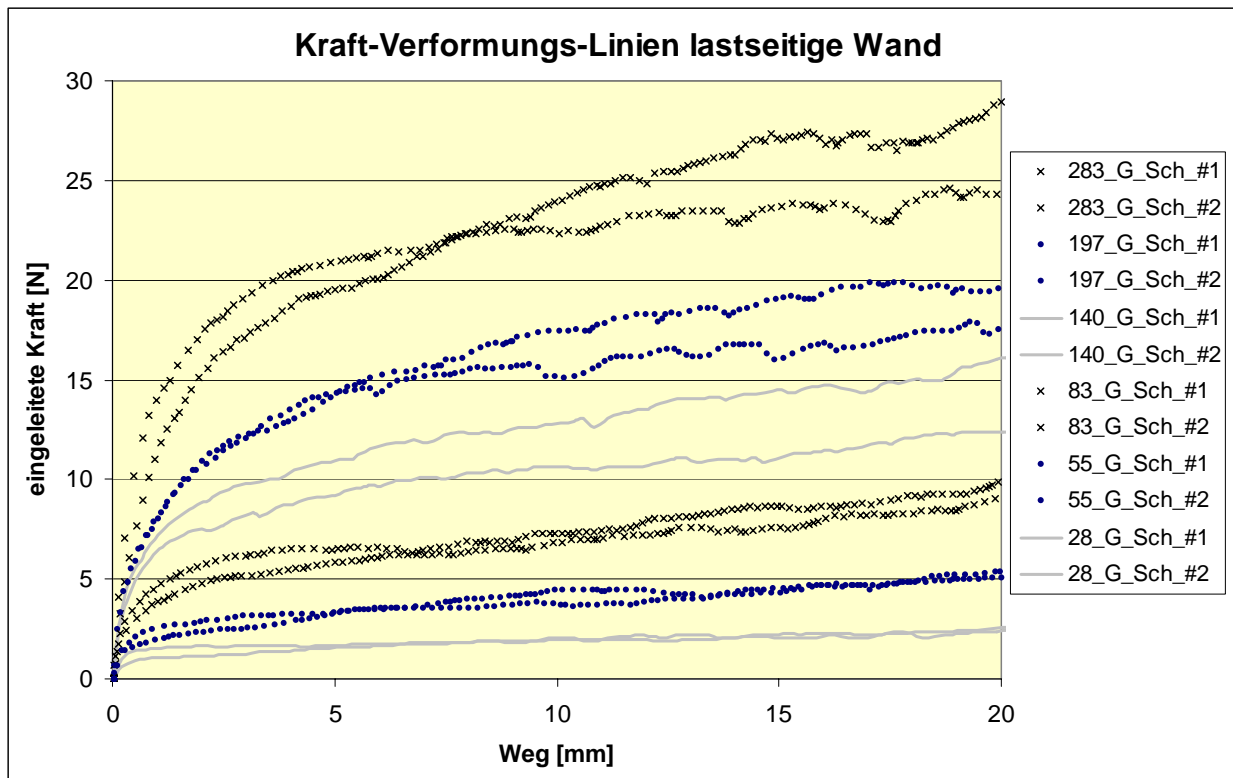
**SCHNEEBELI-MODELL:**

Abb. 4-4: Kraft-Verformungs-Linien, Schneebeli-Modell, gelenkige Lagerung



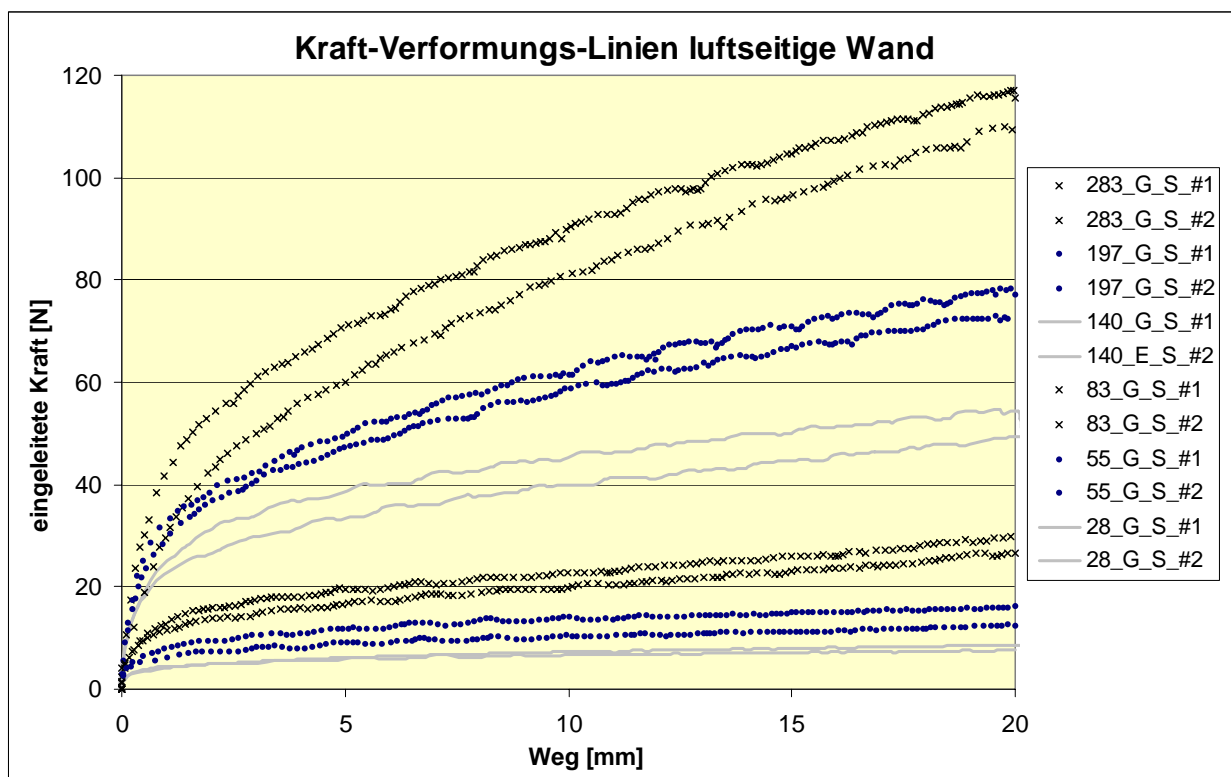
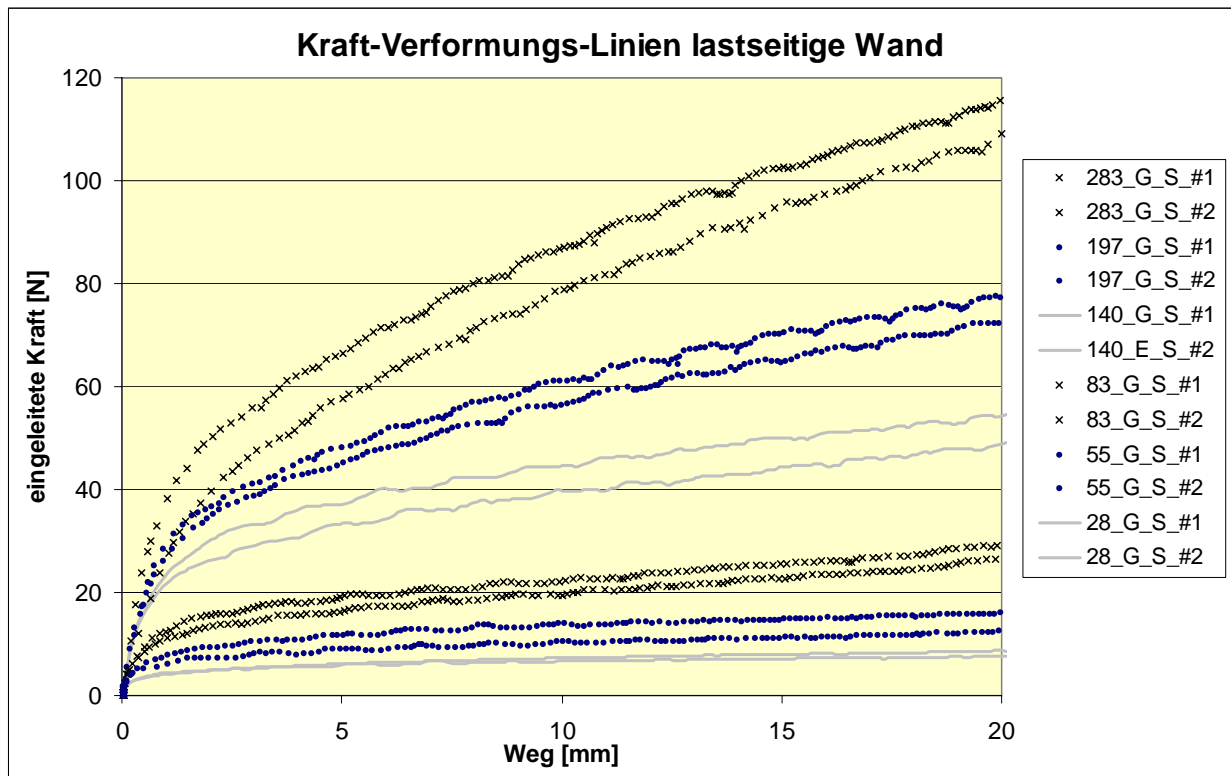
**SAND:**

Abb. 4-5: Kraft-Verformungs-Linien, Sand, gelenkige Lagerung

Die größere Streubreite der Einzelversuche lässt sich durch die – im Vergleich zum Sand – großen Durchmesser der Aluminium-Stäbchen sowie durch die Lagerung der Wände erklären. Bei den am Fuß gelenkig gelagerten Systemen, die ihren Verformungswiderstand ausschließlich aus der Füllung beziehen können, werden Veränderungen der Lagerungsdichte im Innern der Füllung bei den Aluminiumstäbchen direkt am Kurvenverlauf ablesbar. Bei der Füllung des Zwischenraumes mit Sand ergeben sich auf Grund der wesentlich kleineren „Korngrößen“ und der vorhandenen Zusammendrückbarkeit gleichförmigere Kurvenverläufe. Der Streubereich der Einzelversuche beim Schneebedi-Modell sowie die Unregelmäßigkeiten im Kurvenverlauf sind zwar deutlich größer als beim Sand, allerdings treten beim Schneebedi-Modell die Schwankungen auch auf Grund der unterschiedlichen Skalierung (y-Achse bis 30 N) deutlicher hervor als dies bei den Sandversuchen der Fall ist (y-Achse bis 120 N). Für alle hier dargestellten Versuche gilt, dass die erforderliche Kraft mit zunehmender Verformung immer weiter ansteigt, wobei die Steigung der Kurven zum Ende hin flacher wird und sie sich einer horizontalen Asymptote annähern. Diese wird aber insbesondere bei den größeren Wandabständen nicht erreicht, sodass auch über eine Verformung von 20 mm hinaus mit einem weiteren Anstieg der Kraft zu rechnen ist, d.h., es kann bei weiterer Verformung noch zusätzlicher Widerstand in der Füllung mobilisiert werden.

Die Tatsache, dass bei den gelenkig gelagerten Wänden jeweils nur zwei Versuche durchgeführt werden mussten, deutet auf eine gute Reproduzierbarkeit der Versuche für beide Füllmedien hin.

### 4.3.3 Eingespannte Fußlagerung

In Abschnitt 4.3.2 wurde gezeigt, dass bei den gelenkig gelagerten Systemen der **gesamte** im Versuch gemessene Verformungswiderstand ausschließlich in der Bodenfüllung mobilisiert wird. Bei den eingespannten Systemen resultiert der Widerstand zusätzlich zum Anteil aus der Bodenfüllung zu einem großen Teil aus der Biegesteifigkeit der Wände (insbesondere der lastseitigen Wand), was z.B. beim Füllmedium Sand (Abb. 4-7) an den Last-Verformungslinien der lastseitigen Wand, abgelesen werden kann; die Kurven laufen (außer im Bereich kleiner Verformungen) für alle Wandabstände weitestgehend parallel. Auch beim Schneebedi-Modell (Abb. 4-6) ist eine große Deckungsgleichheit (d.h. ähnliche Steigungen) der Kurven für alle 6 Wandabstände zu erkennen.

Die Kraft-Verformungslinien sind in dieser Versuchsreihe außerdem wesentlich gleichmäßiger als die in Abschnitt 4.2.2 gezeigten. Dies kann dadurch erklärt werden, dass das System durch die Fuß einspannung steifer und somit unanfälliger für Einflüsse aus dem Einbau oder aus der Versuchsdurchführung ist – das System ist bereits ohne Bodenfüllung stabil. Zudem wird der Eindruck der Gleichmäßigkeit in den Kurvenverläufen durch die größere Skalierung der y-Achse des Diagramms (Werte bis 120 N beim Schneebedi-Modell bzw. 180 N beim Sand) noch visuell verstärkt.

Der Vergleich der Verformungen der last- und der luftseitigen Wand zeigt keine direkte Kopplung der beiden Wände – der Verlauf der Kopfverformung beider Wände ist sehr unterschiedlich, was sich mit steigendem Wandabstand verstärkt. Lediglich bei einem Wandabstand von

28 mm kann ein nahezu identischer Verlauf der beiden Kurven – also eine direkte Kopplung der beiden Wände – beobachtet werden (Abb. 4-8).

### SCHNEEBELI-MODELL:

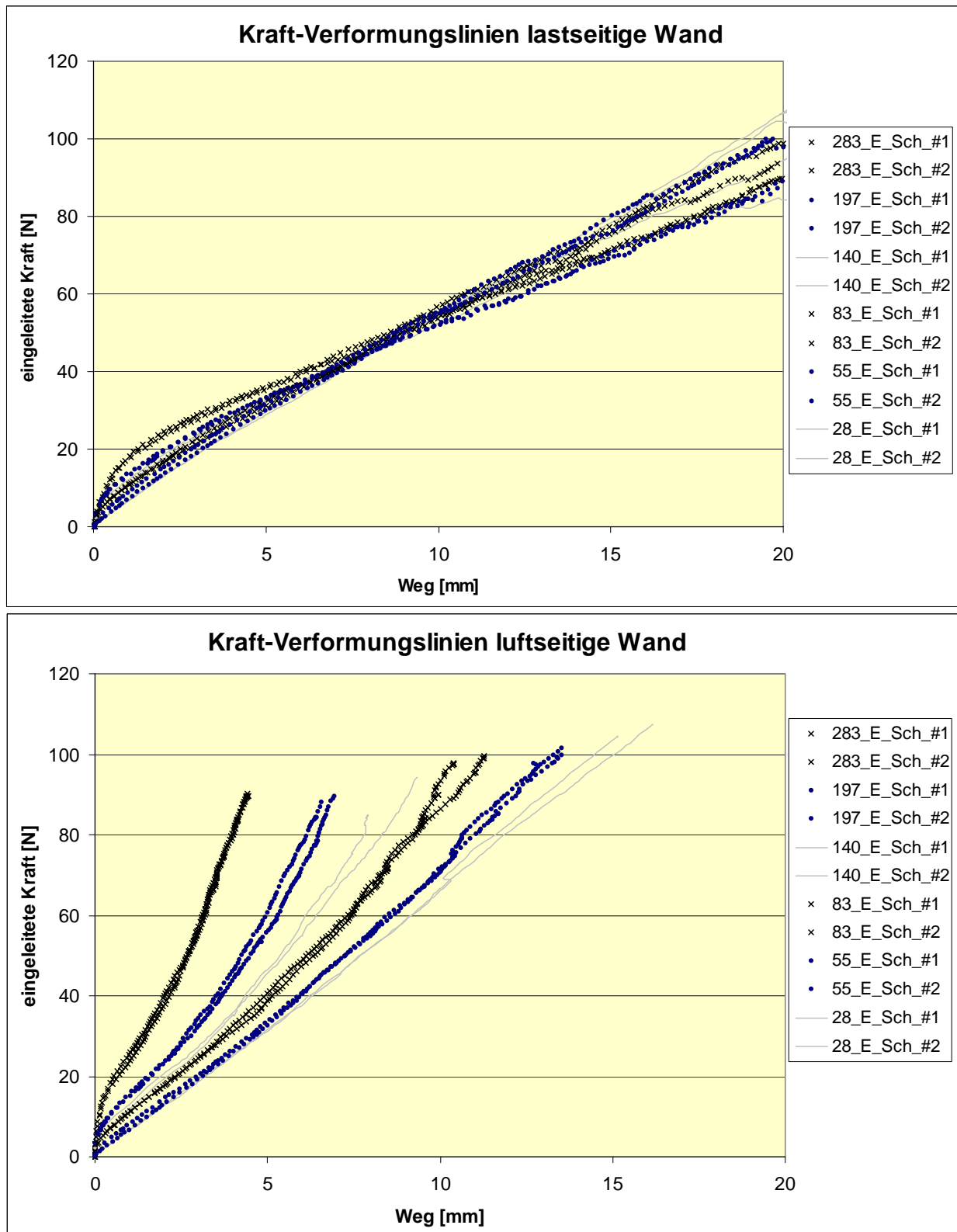


Abb. 4-6: Kraft-Verformungs-Linien, Schneebeli-Modell, Einspannung

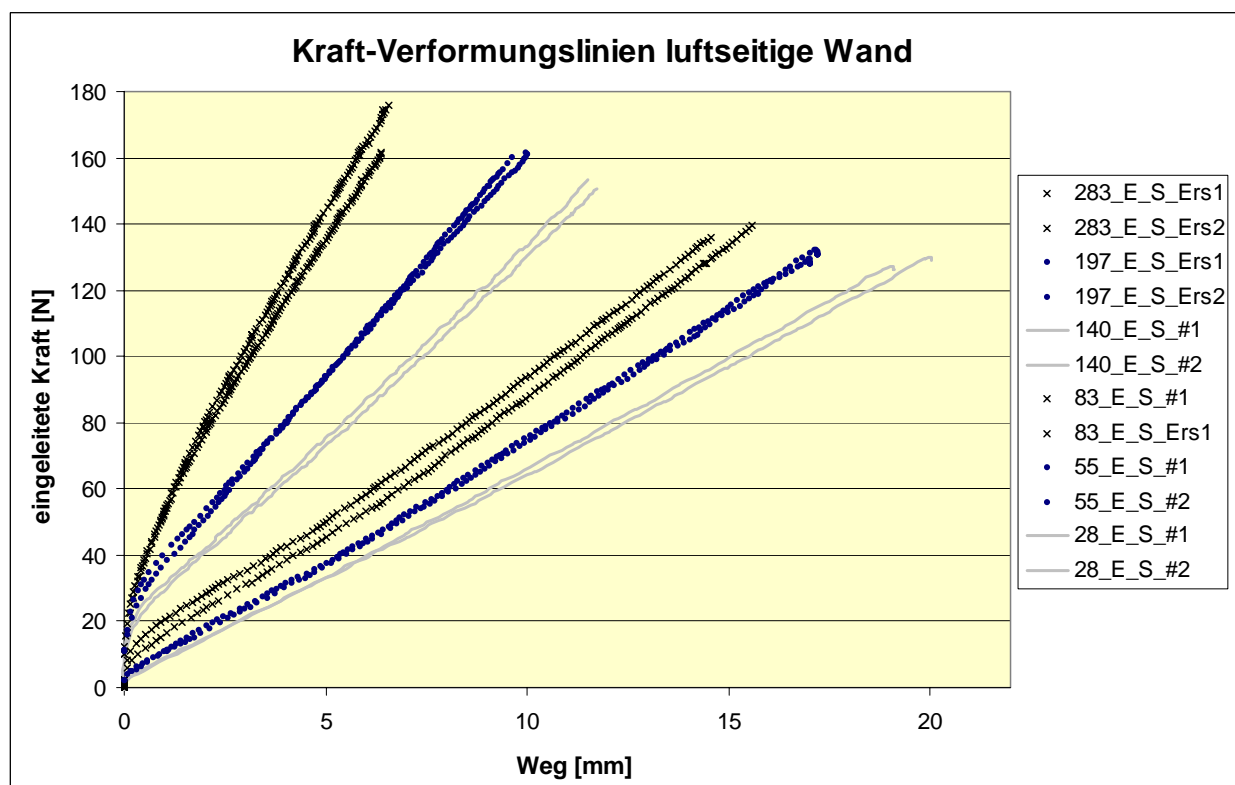
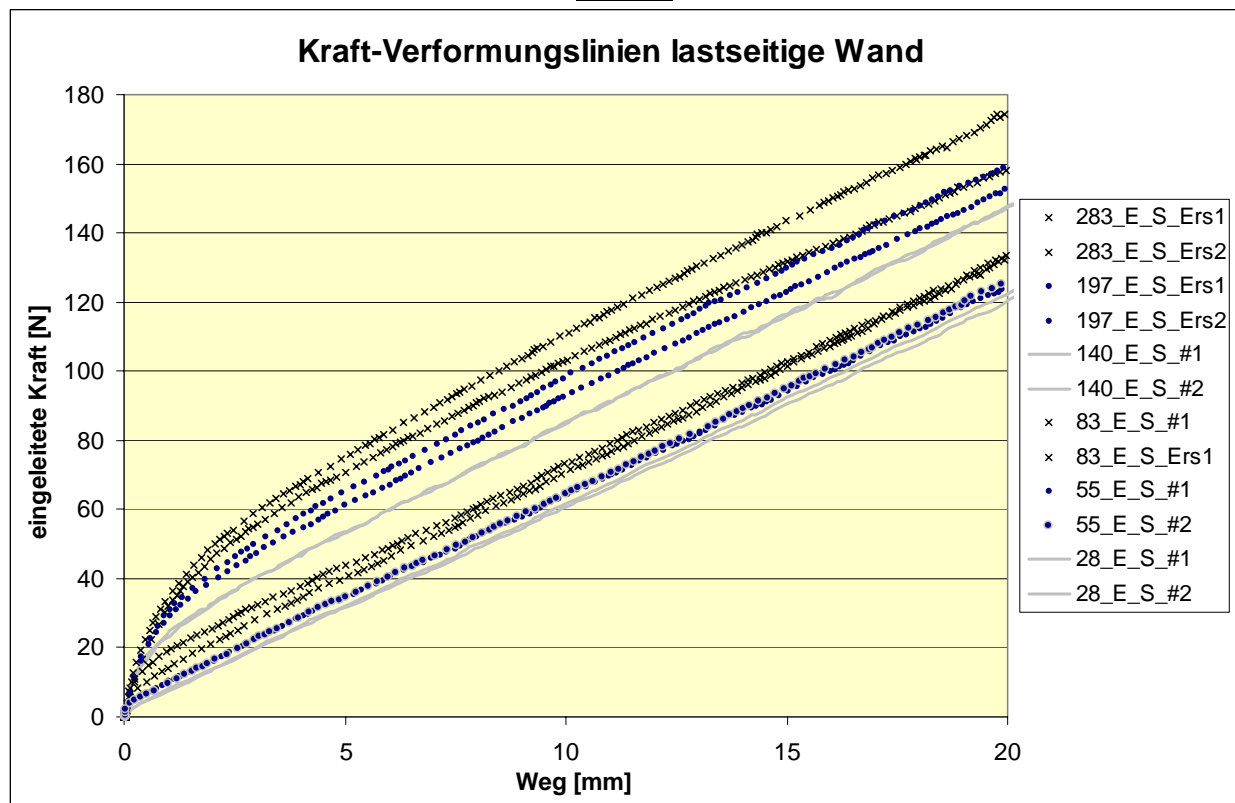
**SAND:**

Abb. 4-7: Kraft-Verformungs-Linien, Sand, Einspannung

Bei den Versuchen mit dem Schneebedi-Modell ist für große Wandabstände sogar ein „Durchschlagen“ der Last-Verformungs-Kurven der lastseitigen Wand zu erkennen, d.h. bei den Ver-

suchen mit kleineren Wandabständen wird ein größerer Gesamtwiderstand gemessen. Demgegenüber wächst beim mit Sand befüllten Zwischenraum der Widerstand mit dem Wandabstand kontinuierlich an.

Die Reproduzierbarkeit der Versuche mit Sand ist insbesondere bei den großen Wandabständen deutlich schlechter als bei den übrigen Versuchen; hier wurden jeweils mindestens vier Versuche durchgeführt, um gesicherte Ergebnisse zu erhalten; daher findet sich in den jeweiligen Legenden der Zusatz „Ers.“, der auf die Durchführung von Ersatzversuchen hinweist.

Die Schwankungen resultieren in erster Linie aus einer zwischen den Versuchen unterschiedlichen Lagerungsdichte des Füllmaterials. Dieses Phänomen wird in einem gesonderten Abschnitt (4.7) näher behandelt.

#### 4.3.4 Unterschiede Sand - Schneebeli-Modell

Die folgenden Abbildungen verdeutlichen die grundsätzlichen Unterschiede im Last-Verformungsverhalten zwischen Sand und Schneebeli-Modell. Abb. 4-8 zeigt die Last-Verformungskurven für die last- und luftseitige Wand bei Füllung des Zwischenraumes mit Sand für einen großen (283 mm) und einen kleinen (28 mm) Wandabstand.

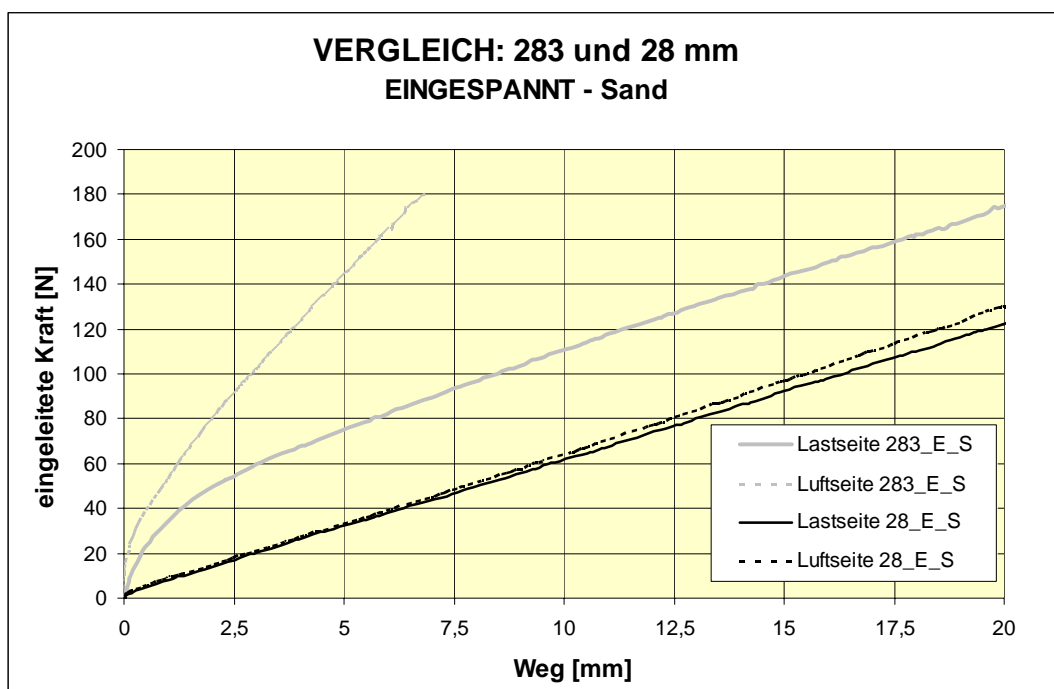


Abb. 4-8: last- und luftseitige Wand für 283 und 28 mm Wandabstand (Sand)

Das Diagramm ist wie folgt zu lesen: Für den Wandabstand von 283 mm setzt sich die aufgebrauchte Last von z.B. 60 N zusammen aus den Verformungswiderständen der lastseitigen Wand (bei ca. 3 mm Kopfverformung) und der luftseitigen Wand (bei ca. 1,5 mm Kopfverformung) sowie dem Widerstand des Bodens zwischen den Wänden (näheres hierzu im Abschnitt 4.4). Beim Wandabstand von 28 mm sind die Kopfverformungen nahezu identisch (ca. 10 mm bei 60 N), d.h., die Last wird unmittelbar von der lastseitigen auf die luftseitige Wand übergeleitet. Da beim keinen Abstand der Wände der Widerstand des Bodens vernachlässigbar klein ist, ergibt sich der Gesamtwiderstand im Wesentlichen aus dem zweifachen Wandwiderstand. Die-

ser Gesamtwiderstand ist geringer als derjenige beim großen Wandabstand, der sich aus dem Bodenwiderstand und dem - im Vergleich zu 28 mm kleineren - Wandwiderstand ergibt.

Abb. 4-9 zeigt die jeweiligen Kurven für das Schneebeli-Modell. Es wird wiederum ein Gesamtwiderstand von 60 N betrachtet: Für den Wandabstand von 283 mm setzt sich dieser Gesamtwiderstand zusammen aus den Wandwiderständen der Lastseite (ca. 11 mm Deformation) und der Luftseite (ca. 3 mm Deformation) sowie dem Widerstand der Schneebeli-Füllung. Im Vergleich zum Sand sind - bei gleicher eingeleiteter Last - die Deformationen der Wände und somit der Wandwiderstand wesentlich größer, der Bodenwiderstand jedoch wesentlich geringer.

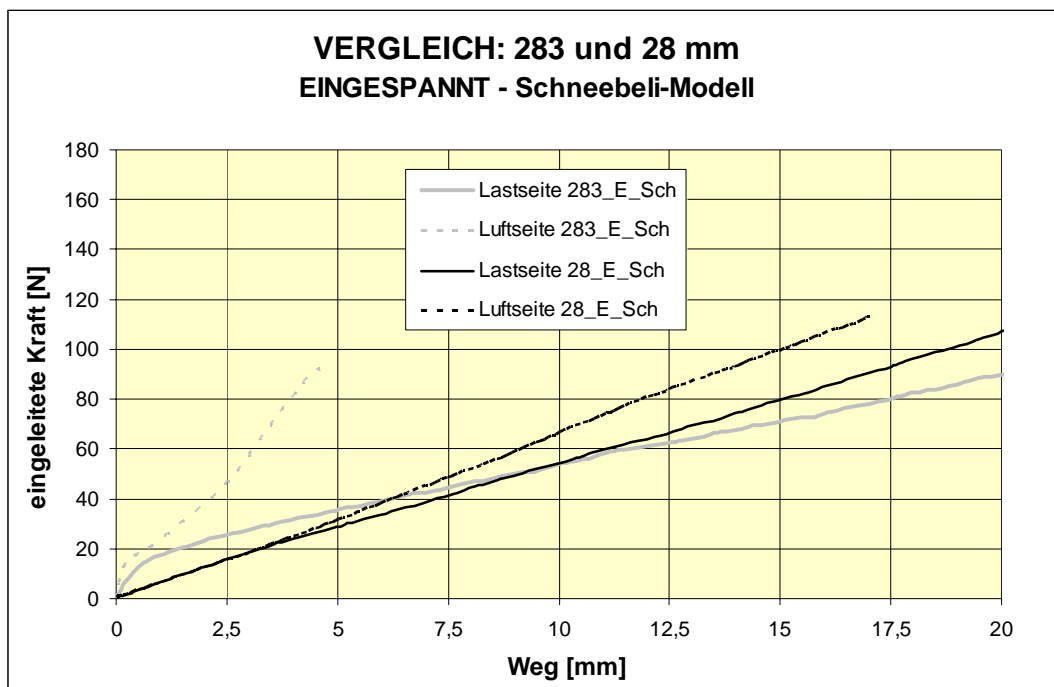


Abb. 4-9: last- und luftseitige Wand für 283 und 28 mm Wandabstand (Schneebeli-Modell)

Der Vergleich der Kurven mit dem Schneebeli-Modell für die Wandabstände von 283 und 28 mm zeigt (für eine Last von 60 N) eine Übereinstimmung der Kopfverformungen der lastseitigen Wände. Die Kopfverformung der luftseitigen Wand ist hingegen mit etwa 3 mm beim großen Abstand geringer als beim kleinen Abstand (ca. 9 mm), weshalb beim Wandabstand von 28 mm der Wandwiderstand wesentlich größer ist. Da die Verformung der lastseitigen Wand von der luftseitigen Wand fast vollständig mitgemacht wird, ergibt sich der Gesamtwiderstand im wesentlichen aus dem zweifachen Wandwiderstand.

Der Wandwiderstand an der Luftseite ist beim Abstand von 28 mm größer als der Bodenwiderstand beim Wandabstand von 283 mm, wodurch das zuvor beschriebene „Durchschlagen“ der Kurve für die lastseitige Wand erklärt werden kann: zum Erreichen einer Kopfverformung von 20 mm ist beim Versuch mit dem Wandabstand von 283 mm weniger Kraft erforderlich als beim Abstand von 28 mm.

Der Bodenwiderstand ist beim Schneebeli-Modell zum einen deshalb geringer, weil ein geringeres Volumen der Füllung vorhanden ist, welches nicht die gesamte Tiefe des Versuchscon-

tainers einnimmt. Zum anderen ist der Reibungswinkel beim Schneebeli-Modell klein im Vergleich zum Sand (vgl. Abschnitt 2).

In Abb. 4-10 wird jeweils das Verhältnis der Kopfverformungen von last- und luftseitiger Wand gegeneinander aufgetragen, um die Unterschiede im Last-Verformungsverhalten von Sand und Schneebeli-Modell hervorzuheben. Eine Gerade mit der Steigung 1 würde in diesem Diagramm also bedeuten, dass die Kopfdeformationen von last- und luftseitiger Wand identisch sind. Näherungsweise wird dies beim Wandabstand von 28 mm erreicht. Während bei einer Füllung mit Sand die Kurven auch bei Steigerung der Deformationen der lastseitigen Wand nahezu linear verlaufen, ist im Verformungsverhältnis beim Schneebeli-Modell ein Knick zu erkennen (etwa bei einer Verformung der lastseitigen Wand von 10 mm). Die luftseitige Wand bewegt sich mit weiter zunehmender Verformung weniger, sie verhält sich „steifer“. Dies ist auf Umlagerungen zurückzuführen, die in der Füllung mit Aluminiumstäbchen auftreten und durch die ein Teil der auf der Lastseite eingebrachten Verformung in der Füllung abgebaut und nicht an die Luftseite weitergegeben wird. Diese Umlagerungen treten aufgrund der großen „Korndurchmesser“ beim Schneebeli-Modell nach größeren Verformung auf und sind am Kurvenverlauf abzulesen.

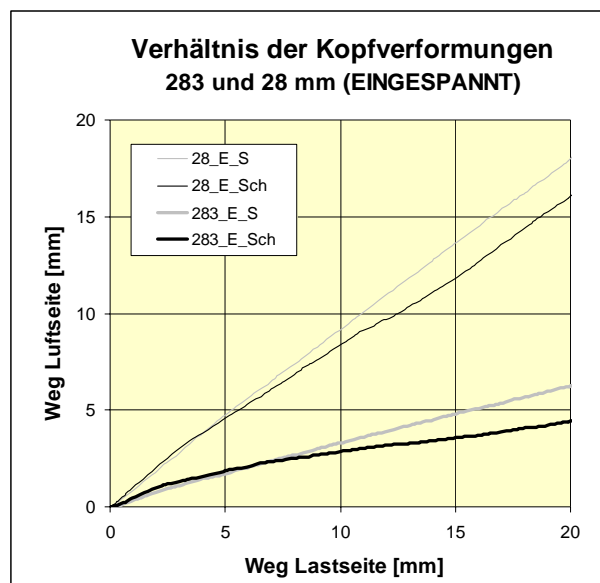


Abb. 4-10: Verhältnis der Kopfverformungen von last- und luftseitiger Wand

## 4.4 Verformungswiderstand der Bodenfüllung

### 4.4.1 Ermittlung des Bodenwiderstandes bei eingespannter Fußlagerung

Im Gegensatz zu den gelenkig gelagerten Verbundsystemen, die ihren Verformungswiderstand auf Grund der kinematischen Verschieblichkeit der begrenzenden Wände lediglich aus der Bodenfüllung beziehen können, ist bei den eingespannten Wänden zusätzlich noch ein Anteil der Kraft, der zur Biegung der Wände benötigt wird, in der gemessenen Gesamtkraft enthalten.

Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse beider Lagerungsarten herzustellen, soll der in der Bodenfüllung mobilisierte Verformungswiderstand herausgerechnet werden. Der gedankliche Ansatz sowie Ergebnisse sind im folgenden Abschnitt erläutert und dargestellt.

Ein Vergleich der Versuchsergebnisse für gelenkige und eingespannte Lagerung wird möglich, wenn aus den Ergebnissen von Abb. 4-6 und Abb. 4-7 derjenige Kraftanteil, der für die Verformung der Wände erforderlich ist, von der gemessenen Gesamtkraft abgezogen wird.

Der Ansatz zur Ermittlung dieses Kraftanteils basiert auf der experimentellen Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens einer Modellwand als eingespannter Kragarm **ohne** Bodenfüllung, der – wie in den übrigen Versuchen – mit einer Linienlast in der Nähe des freien Endes (3 cm unterhalb Wandoberkante) belastet wird. Für eine Vielzahl von Belastungsversuchen wird die angreifende Kraft so lange gesteigert, bis eine Kopfverformung von 20 mm erreicht ist. Aus der Gesamtheit der sich ergebenden Kraft-Verformungs-Punkte wird dann eine Regressionsgerade ermittelt, die das Last-Verformungsverhalten der Modellwände zutreffend beschreibt (Abb. 4-11), wenn sie als eingespannt betrachtet werden. Die Datenbasis bilden insgesamt 8 Einzelversuche, die sowohl die lastseitige als auch die luftseitige Wand umfassen. Aus der Steigung der Regressionsgeraden kann zu jeder Kopfverschiebung die hierfür erforderliche Kraft ermittelt werden.

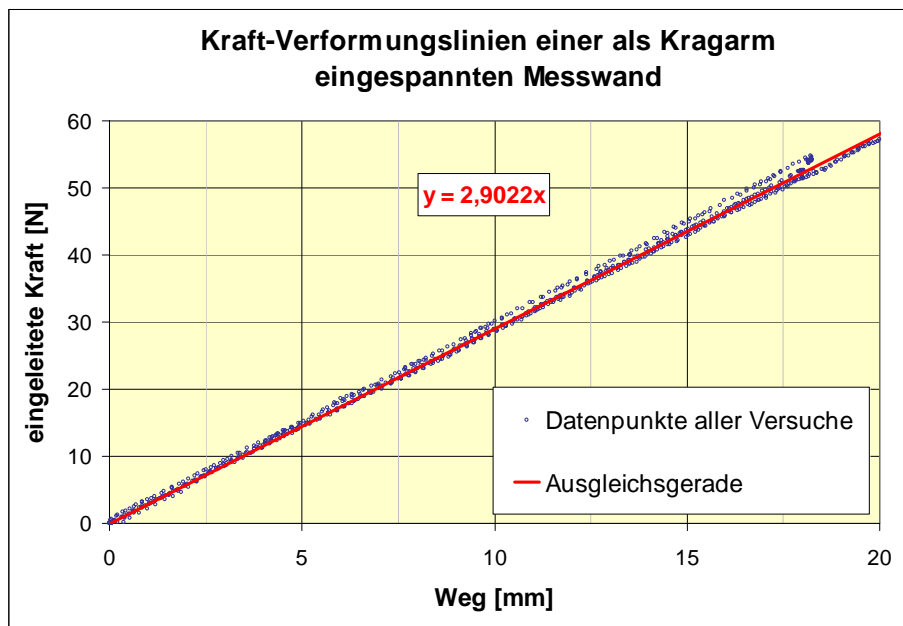


Abb. 4-11: Ansatzfunktion für die Herausrechnung des Wandwiderstandes

Um aus den Last-Verformungskurven der Modellversuche mit den eingespannten Wänden den Bodenwiderstand herauszufiltern, werden die Kopfverformungen von last- und luftseitiger Wand bei einer gewählten eingeleiteten Kraft betrachtet. Für last- und luftseitige Wand wird jeweils diejenige Kraft ermittelt, die bei einem Kragarm zur Erzeugung der jeweiligen Kopfverformung erforderlich ist. Der Bodenwiderstand wird dann ermittelt, indem die Summe der Wandwiderstände von der jeweils gemessenen Gesamtkraft abgezogen wird – Abb. 4-12 und Abb. 4-13 stellen die Vorgehensweise dar.



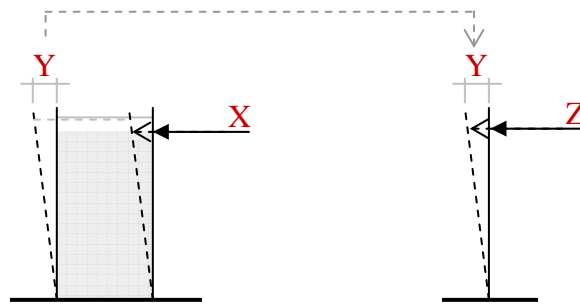


Abb. 4-12: Schematische Darstellung für die Herausrechnung des Wandwiderstandes

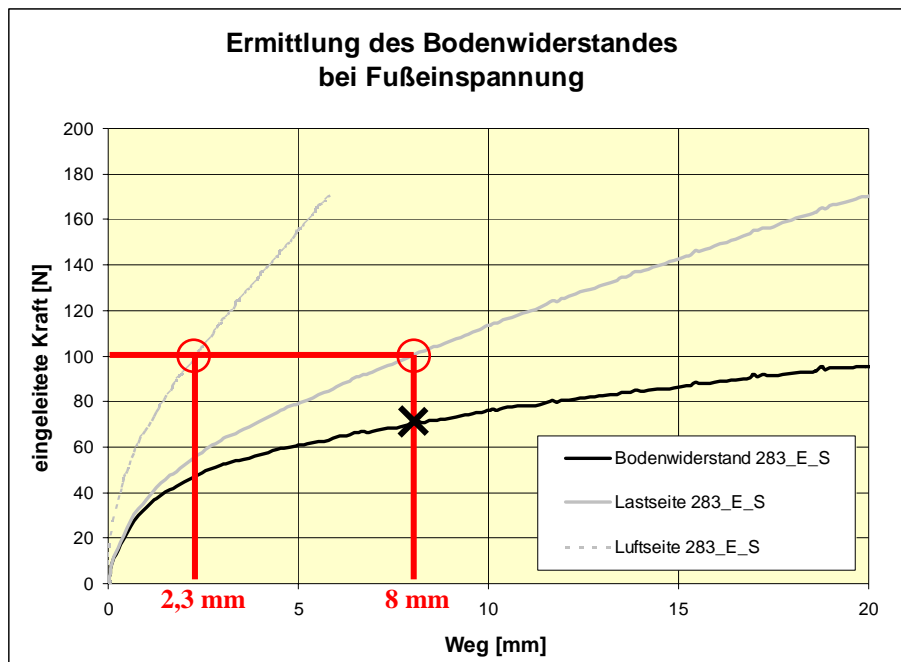


Abb. 4-13: Ermittlung des Bodenwiderstandes für den Versuch 283\_E\_S

Abb. 4-13 zeigt die Last-Verformungskurven der last- und luftseitigen Wand (jeweils grau) für den Versuch 283\_E\_S. Der Anteil des Bodenwiderstandes an der Gesamtkraft soll exemplarisch bei einer eingeleiteten Kraft von 100 N bestimmt werden. Zunächst werden die bei einer eingeleiteten Kraft von  $P = 100 \text{ N}$  vorhandenen Kopfverformungen der last- und luftseitigen Wand (o) abgelesen. Entsprechend des Last-Verformungsansatzes für den eingespannten Kragarm (Abb. 4-11) kann nun die Kraft, die für die Biegung der Wände erforderlich ist, ermittelt werden, sodass sich Bodenwiderstand  $R_{Boden}$  ergibt:

$$R_{Boden}(P = 100 \text{ N}) = 100 \text{ N} - (2,3 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) \cdot 2,9022 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 70,1 \text{ N} .$$

Die Anwendung dieser Vorgehensweise auf alle vorhandenen Datenpunkte ergibt den (in Abb. 4-13 schwarz dargestellte) Verlauf des Bodenwiderstandes für einen Versuch mit eingespannten Wände, der mit der entsprechenden Last-Verformungskurve für den gelenkigen Fall (bei gleichem Wandabstand) verglichen werden kann. Diese Methode vernachlässigt die Form der Biegelinie der Wände im Modellversuch, da die Last-Weg-Beziehung für die Modellwand lediglich für den Lastfall „Einzellast“ berücksichtigt wird. Im Modellversuch mit Bodenfüllung zwischen den Wänden liegt jedoch eine Lastkombination vor, bei der zusätzlich zur äußerlich eingeleiteten Kraft in Verlauf und Größe unbekannte Bodenreaktionsspannungen vorhanden sind, welche die Form der Biegelinie beeinflussen.

#### 4.4.2 Ergebnisse

Abb. 4-14 und Abb. 4-15 zeigen den Bodenwiderstand für die Versuche mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen, jeweils aufgetragen über die Kopfverformung der lastseitigen Wand.

#### SCHNEEBELI-MODELL:

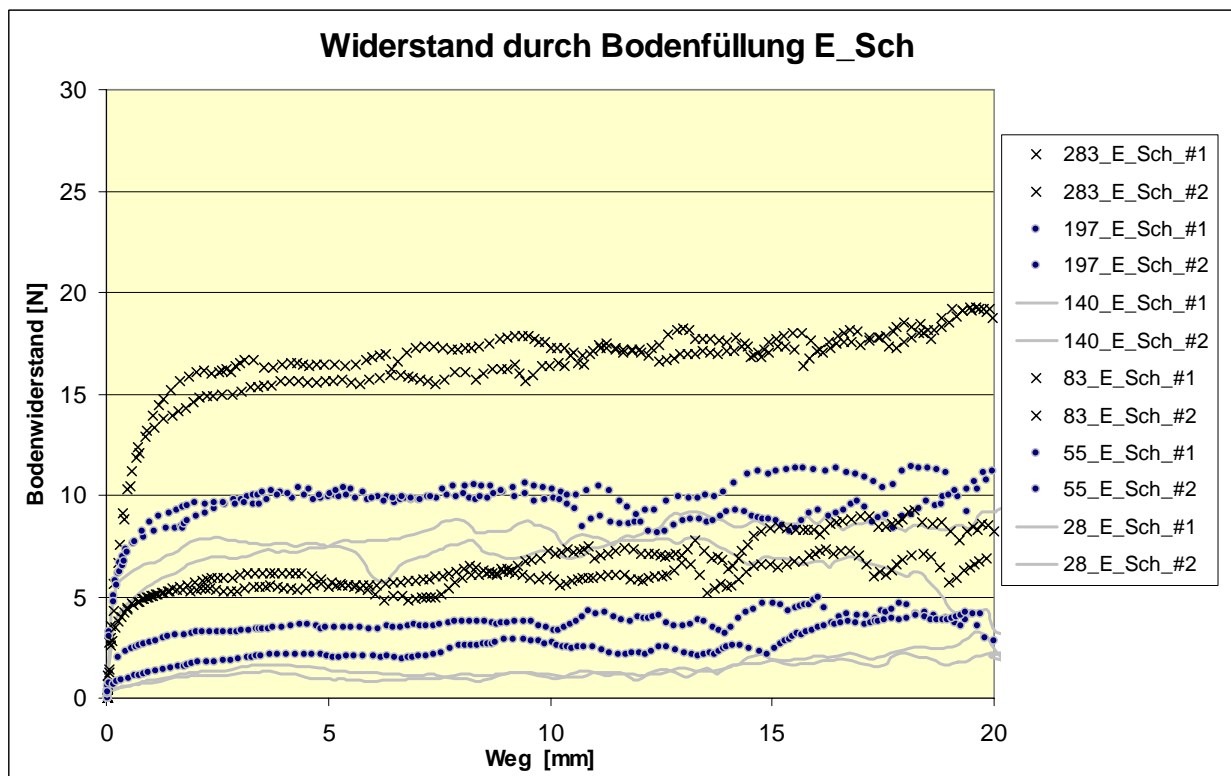
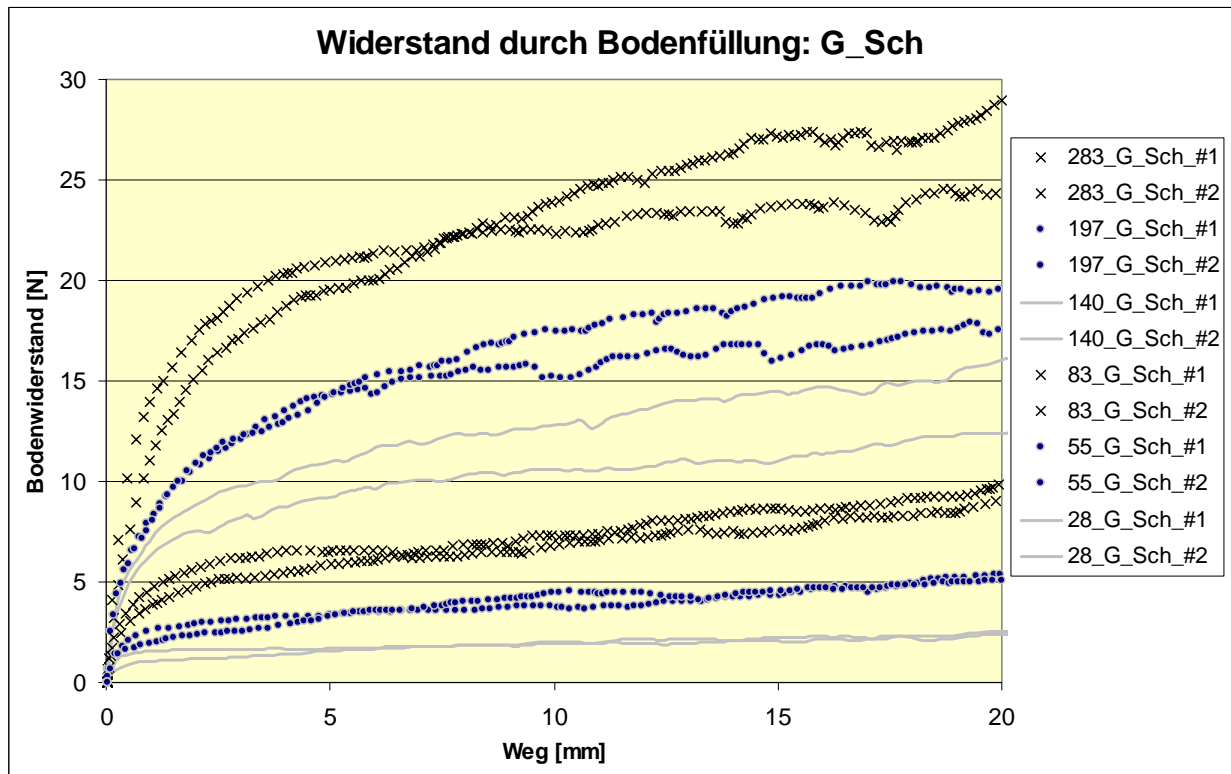


Abb. 4-14: Bodenwiderstand für die Versuche mit dem Schneebeli-Modell

**SAND:**

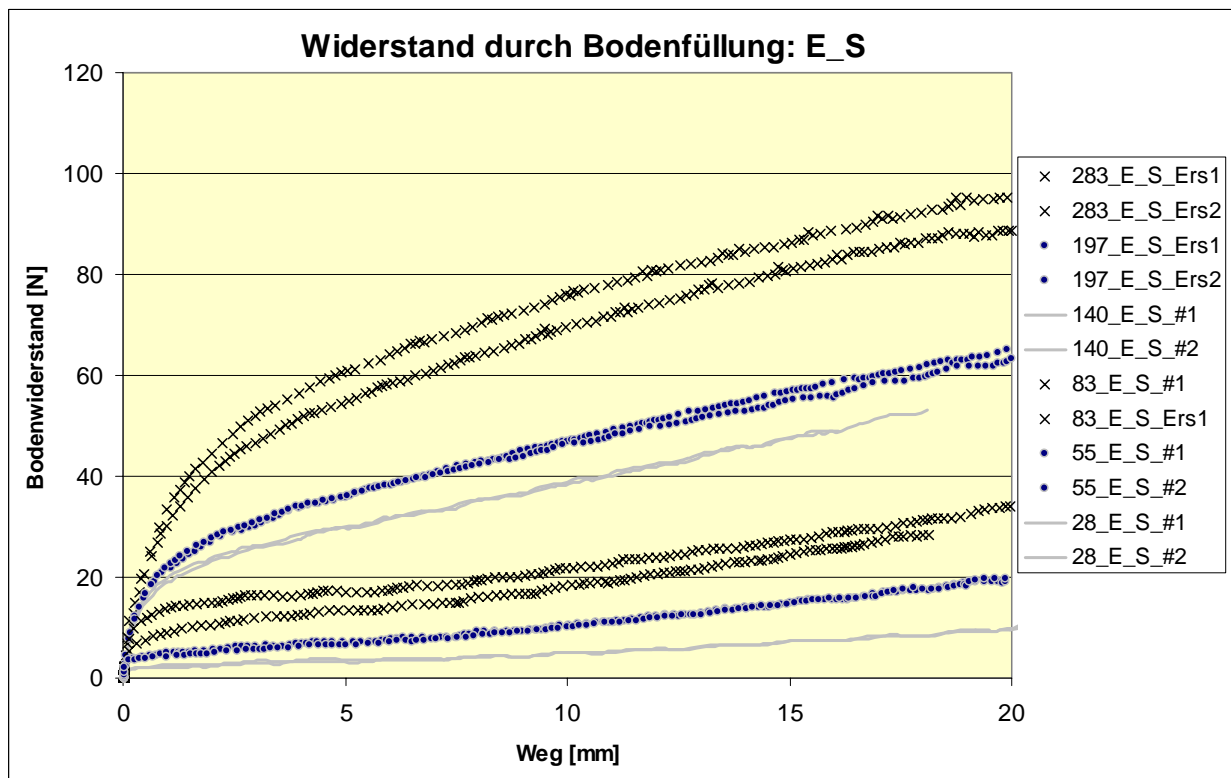
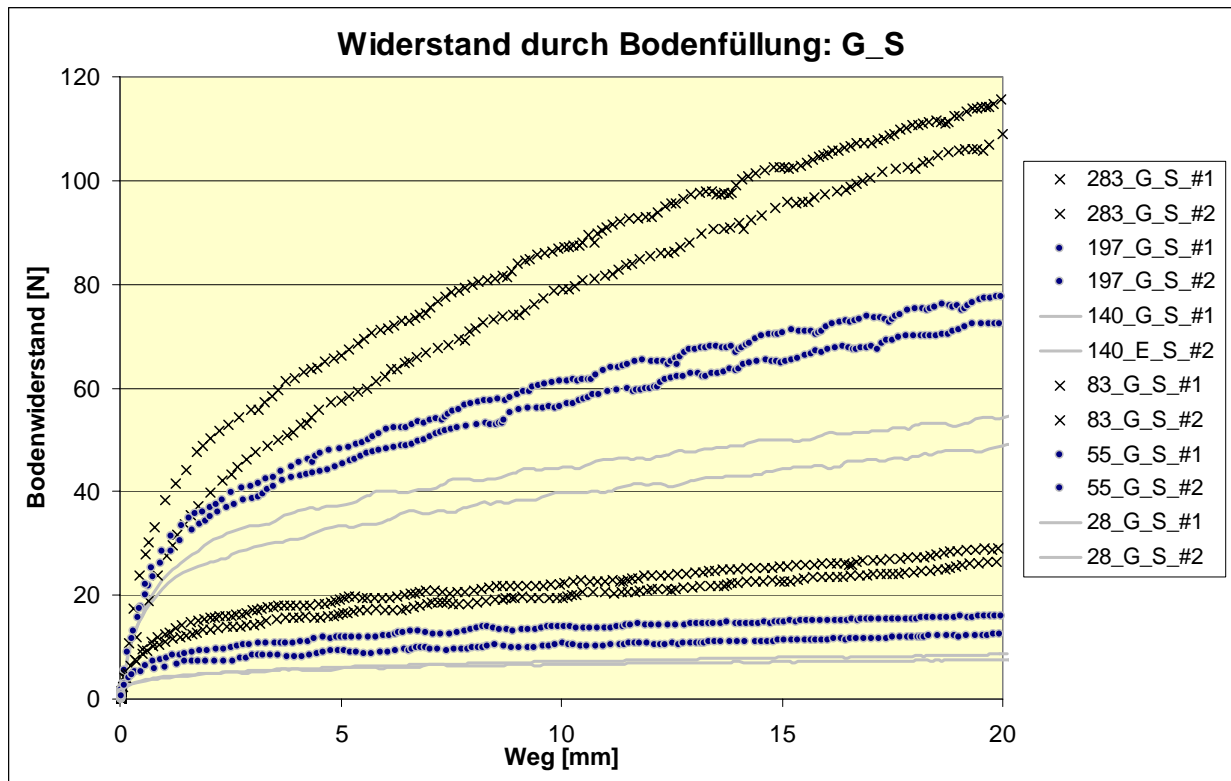


Abb. 4-15: Bodenwiderstand für die Sandversuche

Der Bodenwiderstand bei den eingespannten Systemen hat eine ähnliche Charakteristik und ist zudem mit demjenigen auch quantitativ vergleichbar, der sich bei gelenkiger Lagerung der Wände ergibt.

Der Bodenwiderstand steigt bei den Versuchen mit dem Schneeblei-Modell schnell auf einen Maximalwert an und nähert sich danach einer horizontalen Asymptote. Im Gegensatz dazu ist bei den Sandversuchen nach einem schnellen Anstieg des Widerstandes auch bei großer Wanddeformation kein asymptotischer Verlauf zu erkennen. Dies ist mutmaßlich dadurch zu begründen, dass beim Sand nach einer Kopfverformung von 20 mm noch nicht der maximale Bodenwiderstand mobilisiert ist. Bei den Sandversuchen nimmt die Steigung der Kurven mit dem Wandabstand zu.

Der Verlauf des Bodenwiderstands kann für beide Füllmedien in zwei Bereiche eingeteilt werden: in einen **Mobilisierungsbereich** bei kleiner Wandkopfbewegung und in einen **Gleitbereich** mit einer recht gleichmäßigen Zunahme des Widerstandes bei größer werdender Verformung.

Der Bodenwiderstand bei den gelenkig gelagerten Versuchen ist jeweils größer als im Falle einer Fußeinspannung. Dies ist dadurch zu erklären, dass (bei gleicher Kopfpunktverschiebung) ein größerer Teil der Bodenfüllung in Bewegung gesetzt bzw. „verdrängt“ wird, als dies bei der Einspannung der Fall ist, bei der zum Fußpunkt hin die Bewegungen in der Bodenfüllung gegen Null gehen. Dieser Zusammenhang wird im Anschluss durch weitere Auswertungen deutlicher herausgearbeitet (siehe 4.4.4 und 6).

#### 4.4.3 Regressionsanalyse der Bodenwiderstands-Verformungs-Kurven

Die Bodenwiderstandskurven werden einer Regressionsanalyse unterzogen, um Gemeinsamkeiten und Zusammenhänge für die verschiedenen Wandabstände herauszuarbeiten.

Für jeden Wandabstand werden jeweils die Datenpunkte beider berücksichtigter Versuche zusammengefasst und durch eine Funktion nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate angenähert. Dabei wurden verschiedene Ansätze getestet mit dem Anspruch, eine möglichst einfache Funktion zu finden, die durch einen Koeffizientenvergleich eine detaillierte Analyse für die verschiedenen Wandabstände ermöglicht.

Bei gemischten Ansätzen mit mehreren Summanden (z.B. ein Exponential-, ein Wurzel- und ein linearer Anteil) oder bei der Verwendung von Polynomen ist die Größe der sich ergebenden Koeffizienten eher zufällig und nicht systematisch auszuwerten. Der qualitative Verlauf der Kurven kann jedoch für alle Versuche zutreffend mit einer Wurzelfunktion der Form

$$y = a \cdot \sqrt[n]{x}$$

(mit  $x = \text{Kopfverformung [mm]}$ ;  $y = \text{Bodenwiderstand [N]}$ )

wiedergegeben werden.

Für die Versuche mit dem Füllmedium Sand kann auf Grund der ähnlichen Charakteristik ein gemeinsamer Ansatz mit  $n = 3$  für beide Arten der Wandauflagerung verwendet werden. Für die Schneeblei-Versuche ist ein identischer Ansatz für gelenkige und eingespannte Fußauflagerung nicht möglich. Für die Ausgleichung der Versuche mit dem Schneeblei-Modell wurden Werte von  $n = 5$  (G\_Sch) und  $n = 11$  (E\_Sch) gewählt, um die Versuchskurven möglichst zutreffend wiederzugeben.

Abb. 4-16 zeigt beispielhaft die Ausgleichsfunktionen für die Versuchsreihe G\_S. Dargestellt sind einerseits die Datenpunkte der Versuchsreihe mit je zwei Versuchen pro Wandabstand

(z.B. 283 xy) sowie die entsprechende Ausgleichsfunktion (z.B. 283\_Reg). Es zeigt sich, dass die Ausgleichsfunktion die gemessenen Werte sehr gut annähert.

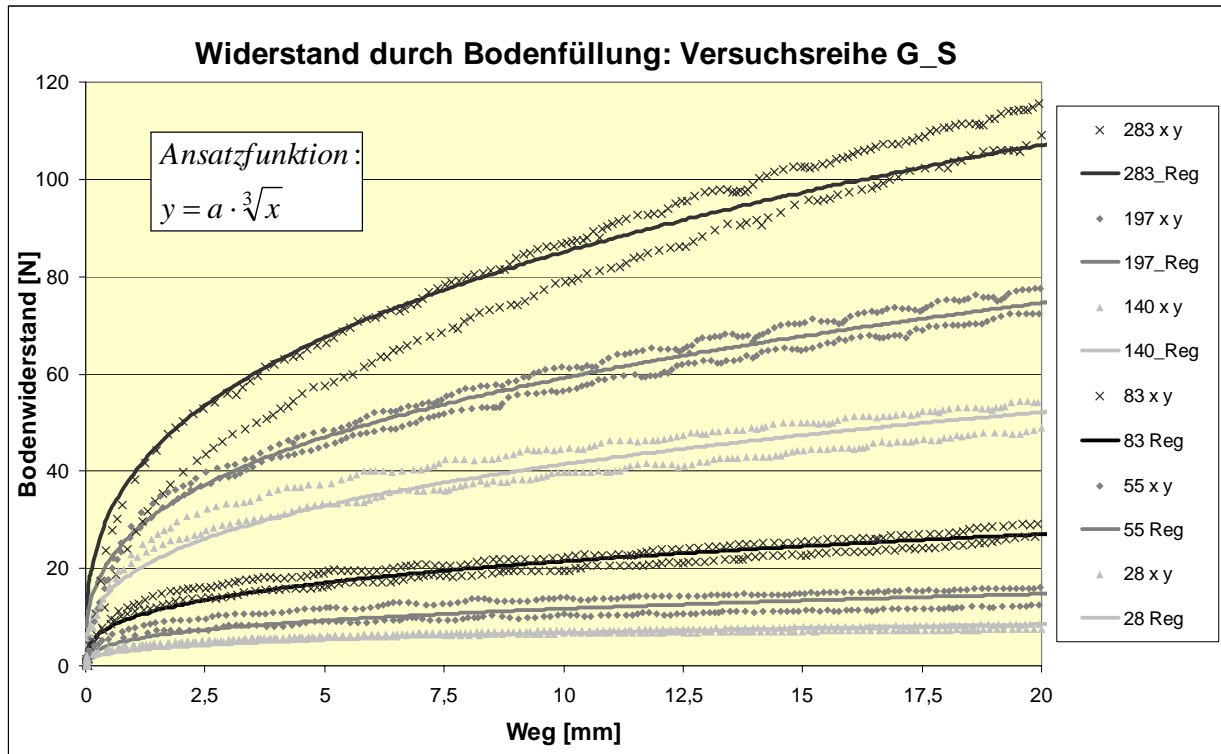


Abb. 4-16: Regression mit Ansatzfunktion am Beispiel der Versuche G\_S

In Abb. 4-17 sind die Koeffizienten  $a$ , die sich für die genannten Ansatzfunktionen ergeben, gegenüber dem dimensionslosen Wandabstand  $b/h$  aufgetragen.

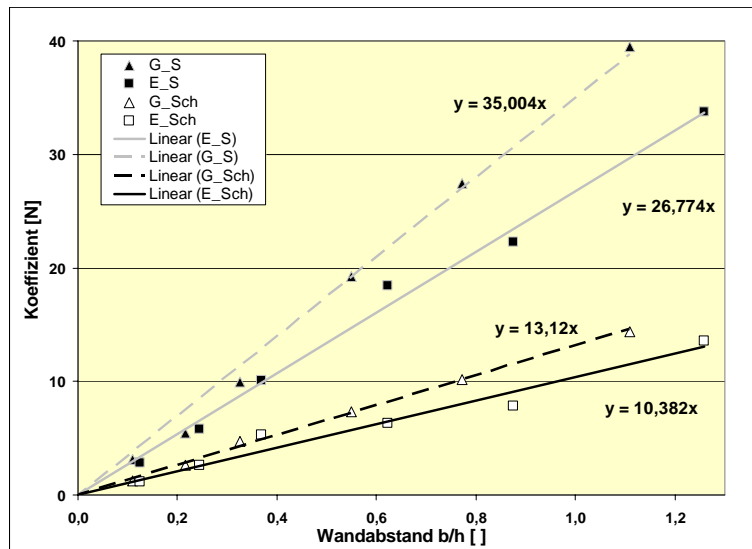


Abb. 4-17: Koeffizienten aus der Regressionsanalyse

Die jeweils 6 Datenpunkte pro Versuchsreihe können mit einer Geraden angenähert werden. Aus dieser linearen Ausgleichung ergeben sich teilweise leicht veränderte Koeffizienten für einen betrachteten Wandabstand. Insbesondere bei kleinen Wandabständen zeigen sich größere Abweichungen zwischen den Koeffizienten aus den Versuchskurven und denen aus der line-

ren Ausgleichung. Diese Abweichungen sind durch die größere Empfindlichkeit dieser Versuche gegenüber Einflüssen aus dem Einbau und der Versuchsdurchführung sowie durch die größeren relativen Messwertschwankungen zu erklären.

Die Größe aller Koeffizienten der Regressionsanalyse vor und nach der linearen Ausgleichung ist in Tabelle 4-1 dargestellt.

<b>b/h</b> <b>G/E</b>	<b>G_S</b>		<b>E_S</b>		<b>G_Sch</b>		<b>E_Sch</b>	
	Regression	linear	Regression	linear	Regression	linear	Regression	linear
1,26/1,11	39,46	38,85	33,73	33,68	14,38	14,56	13,57	13,06
0,87/0,77	27,46	27,04	22,29	23,44	10,19	10,14	7,84	9,09
0,62/0,55	19,21	19,22	18,41	16,66	7,34	7,20	6,33	6,46
0,37/0,33	9,96	11,39	10,12	9,88	4,72	4,27	5,27	3,83
0,24/0,22	5,44	7,55	5,78	6,54	2,61	2,83	2,58	2,54
0,12/0,11	3,13	3,84	2,86	3,33	1,26	1,44	1,17	1,29

Tabelle 4-1: Koeffizienten der Regressionsanalyse

Mit dem einfachen Regressionsansatz " $n$ -te Wurzel  $x$ " lässt sich zeigen, dass eine nahezu **lineare Abhängigkeit** zwischen der Größe der Koeffizienten  $a$ , also der Größe des Bodenwiderstands, und dem bezogenen Wandabstand  $b/h$  besteht.

Neben der Korrelation zwischen Wandabstand und Größe des Bodenwiderstands kann für die Sandversuche, die auf einem einheitlichen Regressionsansatz hinsichtlich des Exponenten  $n$  basieren, der Unterschied zwischen den Werten bei gelenkiger und eingespannter Lagerung näher beziffert werden. Der Koeffizient der Ausgleichsfunktion liegt bei den Versuchen mit gelenkig gelagerten Wänden jeweils etwa um 15 % höher als für den Fall einer Fußbeanspruchung (bei gleichem Wandabstand). Für die Versuche mit dem Schneebedeckungsmodell ist dieser Vergleich nicht sinnvoll durchzuführen, da die Ansatzfunktionen unterschiedlich sind.

#### 4.4.4 Ansatz „verdrängtes Bodenvolumen“

Zuvor wurde festgestellt, dass Koeffizienten der Bodenwiderstand-Verformungs-Funktion im Falle einer gelenkigen Lagerung größer sind als bei einer Fußbeanspruchung.

Eine Erklärung kann in dem - bei gleicher Wandkopfbewegung - größeren verdrängten Bodenvolumen im Falle der gelenkigen Fußlagerung gefunden werden, die sich im Wesentlichen um den Fußpunkt dreht.

Das durch die Wand im Ausgangszustand sowie unter einer betrachteten Kopfverformung eingeschlossene (verdrängte) Bodenvolumen  $V$  ist für beide Lagerungsarten unterschiedlich, wie ein Vergleich der Biegelinien einer gelenkig gelagerten sowie einer eingespannten Wand unter einer Einzellast anschaulich macht (Abb. 4-18).

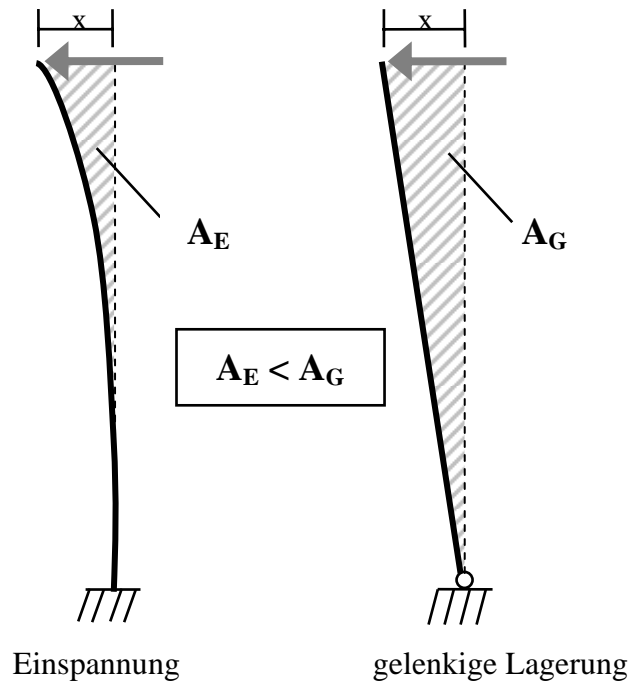


Abb. 4-18: Biegelinien unter Einzellast bei Einspannung und gelenkiger Lagerung

Das verdrängte Bodenvolumen wird im Falle der gelenkigen Lagerung aus einer Verdrehung der lastseitigen starren Wand ermittelt (Abb. 4-18, rechts), wobei die Fläche  $A_G$  mit der Tiefe des Versuchskastens (150 mm) multipliziert das verdrängte Bodenvolumen bei gelenkiger Fußauflagerung ergibt. Bei der eingespannten Wand wird das verdrängte Volumen durch Integration der Biegelinie für einen eingespannten Kragarm mit einer Einzellast bestimmt (vgl. Abb. 4-18, links). Dabei wird jeweils rechnerisch berücksichtigt, dass die im Versuch gemessene Verschiebung (1 cm unterhalb des Wandkopfes) größer ist als diejenige in Höhe der Lasteinleitung (3 cm unterhalb des Wandkopfes), die identisch ist mit der Bodenfüllungsoberfläche.

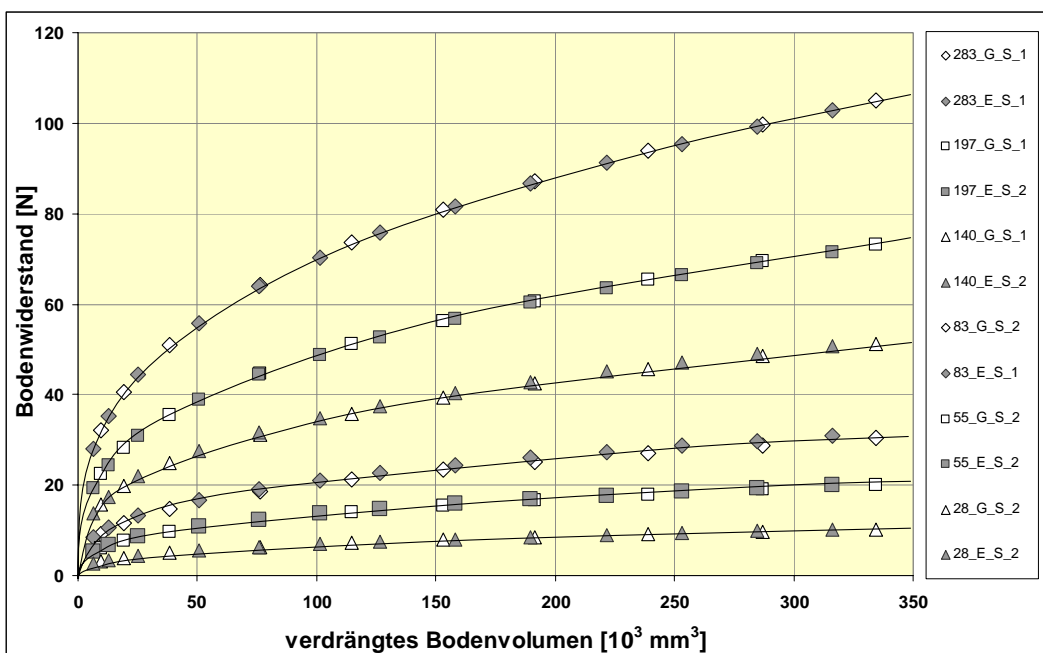


Abb. 4-19: verdrängtes Bodenvolumen vs. Bodenwiderstand

Der über das so ermittelte verdrängte Bodenvolumen aufgetragene Bodenwiderstand liegt unabhängig von der Lagerungsart der Wand für alle sechs Wandabstände auf einer gemeinsamen Kurve (Abb. 4-19). Diese ähnelt im Verlauf qualitativ den zuvor dargestellten Last-Verformungs-Kurven. Diese Auswertung bestätigt somit die Vermutung, dass die Größe des Widerstandes der Bodenfüllung von dem verdrängten Volumen abhängig ist, was auch durch den höheren Koeffizienten  $a$  (Abb. 4-17) bei gelenkiger Lagerung der Wand deutlich wird.

Der gewählte Ansatz vernachlässigt allerdings die Biegelinie infolge der (unbekannten) Bodenreaktionsspannungen an der Innenseite der lastseitigen Wand, wie dies auch schon beim Ansatz zur Ermittlung der Bodenwiderstände in Abschnitt 4.4.2 der Fall war.

Für eine Füllung mit dem Schneebedi-Modell lässt sich eine solche Darstellung nicht erreichen. Eine mögliche Erklärung ist das durch die unterschiedliche Korngröße der starren und recht groben Einzelemente bedingtes andersartiges Verformungsverhalten, was einen anderen Mechanismus zur Mobilisierung des Widerstandes bedingen könnte.

#### 4.4.5 Dimensionslose Darstellung der Mobilisierungsfunktion

In Abschnitt 4.4.4 konnte gezeigt werden, dass der mobilisierte Bodenwiderstand mit dem durch die lastseitige Wand verdrängten Bodenvolumen korreliert werden kann und dass sich - unabhängig von der Art der Fußauflagerung - für jeden Wandabstand eine einheitliche Kurve ergibt.

Im nächsten Schritt soll es eine dimensionslose Darstellung der Mobilisierungsfunktion ermöglichen, einen allgemeinen Zusammenhang zwischen Wanddeformation und Bodenwiderstand herzustellen.

Zu diesem Zweck wird die auf der x-Achse aufgetragene Kopfverschiebung der lastseitigen Wand in eine mittlere Wandverschiebung  $s_{wirksam}$  umgerechnet. Für die am Fuß gelenkig gelagerten Wände ergibt sich dieser Wert analog zum Tangens des Drehwinkels der Wand bei einer Rotation um den Fußpunkt:

$$s_{wirksam} = \frac{s_{Lasteinleitung}}{h_{gelenkig}} = \frac{s_{Lasteinleitung}}{255} = 0,392 \cdot 10^{-2} \cdot s_{Lasteinleitung} \quad [ \quad ].$$

Um alle Werte vergleichbar zu machen, müssen die Wandverschiebungen der eingespannten Wände auf diese Betrachtungsweise angepasst werden. Die mittlere Wandverschiebung  $s_{wirksam}$  wird derart ermittelt, dass sich gegenüber dem eingespannten Kragarm bei Annahme einer Rotation der Wand um den Fußpunkt das gleiche verdrängte Bodenvolumen ergeben muss (vgl. Abb. 4-18). Dies ist der Fall, wenn die Deformation der Wand in Höhe der Lasteinleitung auf 75 % der für den Kragarm gemessenen Verschiebung abgemindert werden:

$$s_{wirksam} = \frac{0,75 \cdot s_{Lasteinleitung}}{h_{eingespannt}} = \frac{0,75 \cdot s_{Lasteinleitung}}{225} = 0,33 \cdot 10^{-2} \cdot s_{Lasteinleitung} \quad [ \quad ].$$

Zur dimensionslosen Darstellung des Bodenwiderstandes auf der y-Achse wird die jeweils gemessene Kraft mittels Division durch die Gewichtskraft der Bodenfüllung normiert. Es ergibt sich ein dimensionsloser Bodenwiderstand  $\kappa_p$ :



$$\kappa_p = \frac{P}{\gamma \cdot b \cdot h \cdot t} = \frac{P}{15,9 \cdot 10^{-6} \cdot b \cdot h \cdot 150} = \frac{P}{2,385 \cdot 10^{-3} \cdot b \cdot h} \quad [ \quad ].$$

Hierbei wird für das Modellbauwerk die Kraftgröße in N und der Weg in mm eingesetzt. Als Datenbasis für die graphische Darstellung der Abb. 4-20 dienen die in Abschnitt 4.4.3 ermittelten Regressionsfunktionen mit den Koeffizienten, die sich bei der linearen Ausgleichung über den Wandabstand ergeben (Abb. 4-16 und Abb. 4-17).

Auf Grund der linearen Abhängigkeit der Koeffizienten  $a$  vom Verhältnis  $b/h$  fallen die Kurven für alle Wandabstände zusammen. Lediglich zwischen den Versuchen mit gelenkiger und eingespannter Fußauflagerung bestehen leichte Unterschiede (von etwa 3 % bis 5 %). Die Ursache für diese Abweichungen kann vor allem in dem vereinfachten Ansatz gesehen werden, mit dem bei den Versuchen mit Einspannung der Bodenwiderstand ermittelt wurde (vgl. Abschnitt 4.4.1).

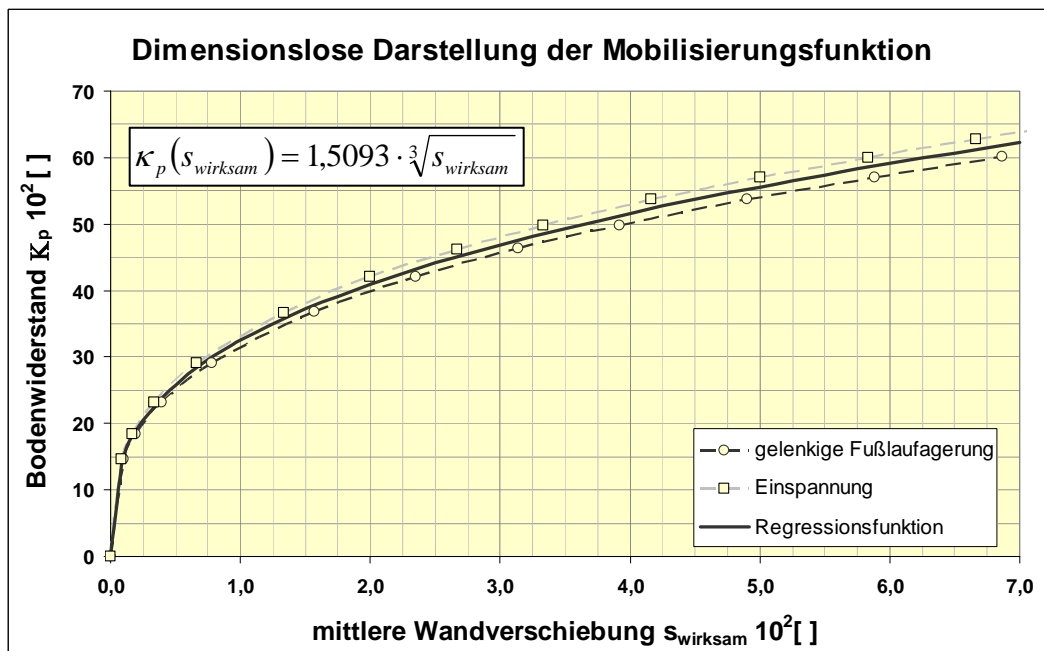


Abb. 4-20: Dimensionslose Darstellung der Mobilisierungsfunktion

Die sich für die gelenkige und die eingespannte Fußauflagerung ergebenden Datenpunkte werden mit einer Regressionsfunktion angenähert, die identisch zur in Abschnitt 4.4.3 verwendeten die Form einer Wurzelfunktion hat (Abb. 4-20):

$$\kappa_p(s_{\text{wirksam}}) = a \cdot \sqrt[3]{s_{\text{wirksam}}} \quad (\text{mit } a = 1,5093).$$

Diese dimensionslose Darstellung der Mobilisierung des Bodenwiderstandes über die Wandverschiebung ermöglicht es nun, alle 48 durchgeführten Modellversuche mit dem Füllmedium Sand durch eine einzige Funktionsvorschrift wiederzugeben, die alle variierten Parameter (Breite  $b$ , Höhe  $h$ , Wandverschiebung  $s$  und die am Wandkopf angreifende Kraft  $P$ ) berücksichtigt. Der Koeffizient  $a$  kann dabei als eine Art Erdwiderstandsbeiwert betrachtet werden.

Unter der Voraussetzung, dass sich bei größeren Maßstäben keiner der hier vorkommenden Parameter ändert, könnte die hier angegebene Mobilisierungsfunktion auch auf einen Großversuch übertragen werden.

Jedoch wird das niedrige Spannungsniveau im Modellversuch einen Einfluss haben, der im günstigsten Fall aber lediglich zu einem veränderten Koeffizienten  $a$  führt.

Die Mobilisierungsfunktion gilt weiterhin nur für die hier vorliegenden Steifigkeitsverhältnisse sowie für den Lastangriffspunkt in Höhe der Oberfläche der Bodenfüllung.

## 4.5 Ankerkräfte

In den folgenden Abbildungen ist auf der y-Achse die Summe der Kräfte in den Verbindungselementen zwischen den Modellwänden gegenüber der Kopfverformung der lastseitigen Wand auf der x-Achse aufgetragen.

Ein direkter Zusammenhang zwischen Wandabstand und gemessener Ankerkraft lässt sich im Vergleich zu den zuvor gezeigten Last-Verformungs-Kurven jedoch nicht herstellen, weshalb die Diagramme nur qualitativ ausgewertet werden können.

Der Verlauf der Ankerkräfte zeigt für beide Füllmedien deutliche Unterschiede zwischen den eingespannten und gelenkigen Versuchen (Abb. 4-21 und Abb. 4-22).

### GELENKIGE FUßPUNKTLAGERUNG:

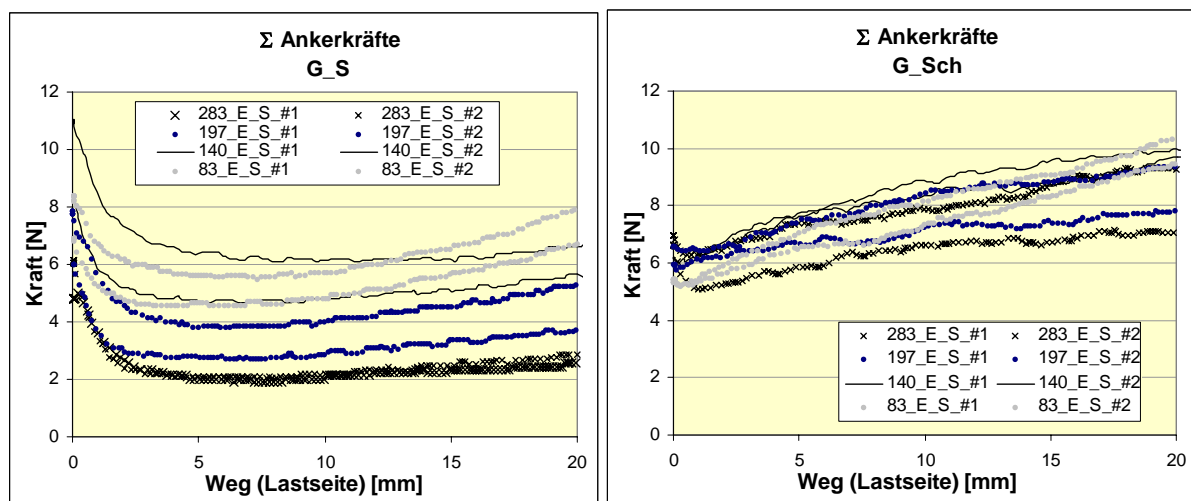


Abb. 4-21: Ankerkraftverläufe für die Schneebeli-Versuche

Bei den Versuchen mit **gelenkiger Lagerung** des Fußpunktes (Abb. 4-21) fällt die Ankerkraft, die sich in Folge des Einbaus ergibt, zunächst etwas ab, um im weiteren Verlauf des Versuchs wieder leicht anzusteigen. Die Verschiebung des Kopfpunktes der lastseitigen Wand führt wegen der unmittelbaren Kopplung über die dehnstarre und nur Zugkräfte aufnehmende Ankerschnur zu einem Nachgeben des Stützpunktes der luftseitigen Wand. Hierdurch kommt es zu einer Drehung der Wand um ihren Fußpunkt, sodass der Erddruck vom Einbauzustand (Erdruchdruck bzw. Verdichtungserddruck) auf einen aktiven Erddruck abfällt. Bei größeren Verschiebungen kann die Überleitung eines Kraftanteils von der lastseitigen Wand über den Bodenkörper auf die luftseitige Wand zu einer Erhöhung der Ankerkraft führen.

Die luftseitige Wand wird bei den gelenkig gelagerten Systemen wie beim Fangedamm über die Verankerung durch die lastseitige Wand gestützt, die wie eine Ankerwand wirkt.

Der Abfall der Ankerkraft unmittelbar nach Belastungsbeginn ist in den Versuchen mit Sandfüllung deutlich zu erkennen und erstreckt sich in etwa bis zu einer Kopfverformung der lastseitigen Wand von 2,5 mm. Beim Schneebeli-Modell ist nur ein kleiner Lastabfall sichtbar, unmittelbar nach Beginn des Versuchs. Dieser Unterschied ist mit der Korngröße und dem daraus resultierenden unterschiedlichen Verformungsvermögen der beiden Füllmedien zu erklären. Der Verlauf der Ankerkraft ist – wie auch bei den Last-Verformungs-Kurven – beim Sand wesentlich gleichmäßiger als beim Schneebeli-Modell.

Während die qualitative Abhängigkeit der Ankerkraft von der Kopfverschiebung der lastseitigen Wand für alle Wandabstände gut übereinstimmt, ist die Reproduzierbarkeit – insbesondere der Größenordnung der Ankerkräfte – sehr schlecht. Bei den Versuchen mit gelenkiger Auflagerung kann daher kein Zusammenhang zwischen Wandabstand und Größe der Ankerkraft hergestellt werden, was eine quantitative Analyse erschwert. Die Abweichungen sind mit Einflüssen aus dem Einbauvorgang zu begründen (vgl. Abschnitt 4.2). Die Ankerkraftsumme liegt in der Größenordnung bis maximal etwa 10 N. Tendenziell werden die Ankerkräfte mit steigendem Wandabstand größer – dies gilt jedoch nur für die Wandabstände bis 140 mm.

### FUBEINSPANNUNG:

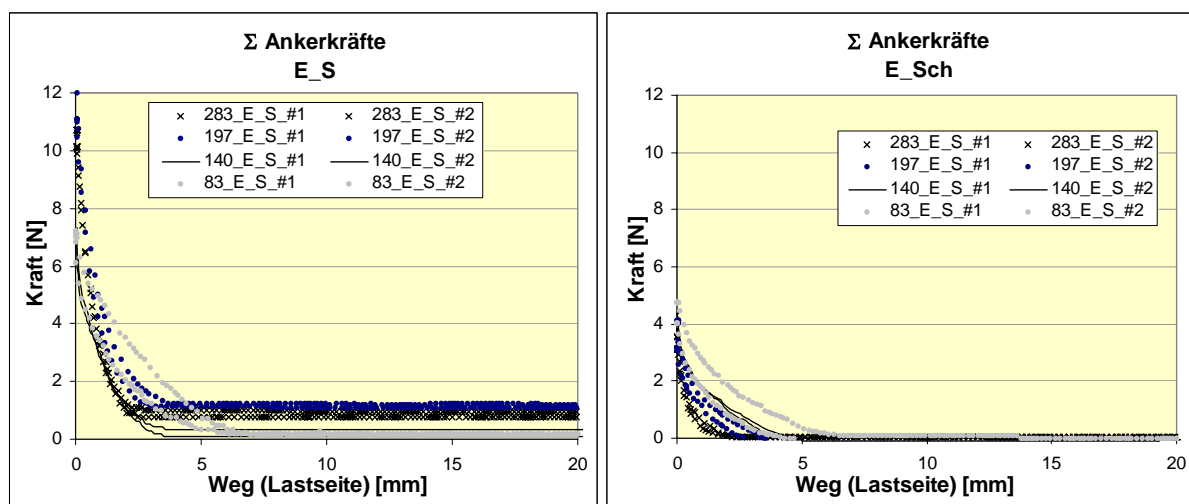


Abb. 4-22: Ankerkraftverläufe für die Sandversuche

Bei **Einspannung** des Fußpunktes der Wände ergibt sich ein qualitativ anderer Verlauf der Ankerkräfte (Abb. 4-22). Maximale Ankerkräfte sind jeweils als Folge des Einbaus der Füllung vorhanden. Nach Einleitung der Kraft an der lastseitigen Wand und Beginn der Wandbewegung, fallen die Ankerkräfte schnell auf Null ab, weil bei diesem System die Anker für die Stabilität nicht erforderlich sind.

Der Verlauf der Ankerkräfte ist insgesamt für beide Füllmedien gleichmäßiger als zuvor, was durch die kinematische Verschieblichkeit des gelenkigen Systems zu erklären ist. Die Reproduzierbarkeit der Ankerkräfte (in Verlauf und Größe) ist bei den eingespannten Versuchen wesentlich besser. Die Größenordnung der Ankerkraft im Einbauzustand unterscheidet sich nicht von der zuvor bei den Systemen mit gelenkiger Lagerung der Wände beobachteten – die Ankerkräfte liegen wiederum in einem Bereich bis maximal etwa 10 N.

Eine vergrößerte Darstellung des Anfangsbereiches (bis zu einer Kopfverformung der lastseitigen Wand von 5 mm) macht die Unterschiede zwischen beiden Lagerungsarten und Füllmedien deutlich (Abb. 4-23).

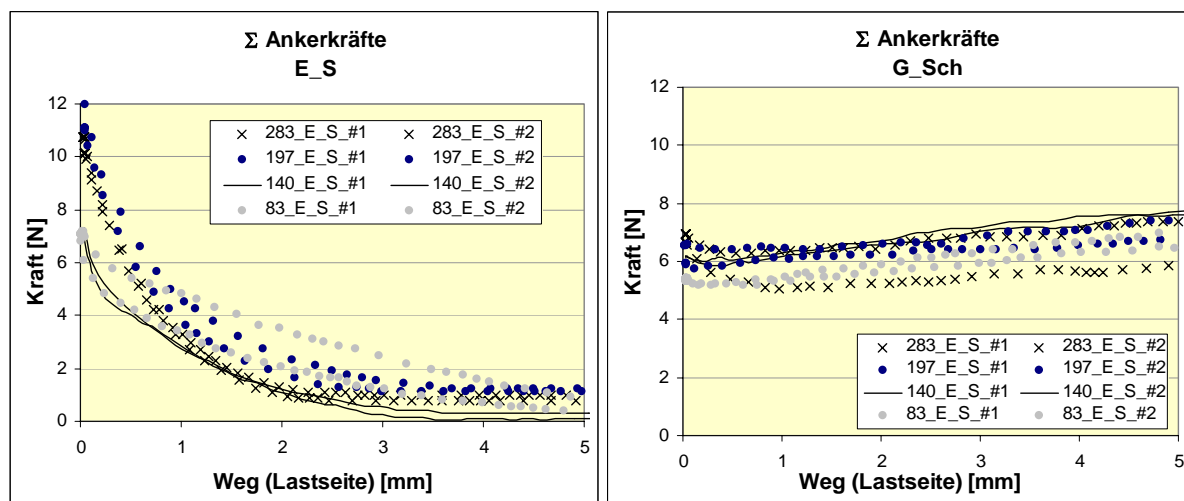


Abb. 4-23: „Zoom“ in den Bereich bis 5 mm Wandbewegung

Zu erkennen ist einerseits der ungleichmäßige Verlauf der Kräfte beim Schneebeli-Modell sowie die bessere Reproduzierbarkeit bei eingespannter Fußlagerung (am Beispiel der Sandversuche).

Die ermittelten Ankerkräfte werden zusammen mit den Werten der Kraft- und Dehnungsmessungen (Abschnitt 4.3 und 4.6) für die Ermittlung der zwischen Wänden und Bodenfüllung wirksamen Erddruckspannung herangezogen. Sie finden Eingang in einen Berechnungsalgorithmus, der im Abschnitt 5 beschrieben wird.

Dabei ist es wichtig zu wissen, welches Vertrauen den gemessenen Ankerkräften geschenkt werden kann. Zudem stehen für die beiden kleinsten Wandabstände (28 und 55 mm) auf Grund der Abmessungen des Messaufnehmers (siehe auch Abschnitt 3.5) keine Werte zur Verfügung. Daher soll ein Versuch unternommen werden, die Ankerkräfte für diese Abstände aus den vorhandenen Messwerten sinnvoll zu extrapolieren, um diese in die Berechnung einfließen zu lassen.

In einer ersten Überlegung wird überprüft, ob die Größe der Ankerkräfte mit der Bauwerksbreite ansteigt, bis sich der aktive Gleitkeil ungestört im Innern ausbilden kann. Dies wäre bei einem angenommenen Gleitflächenneigungswinkel von  $\vartheta_a = 55^\circ$  je nach Lagerung der Wand bei einem Wandabstand von etwa 160 mm (eingespannt) bzw. 180 mm (gelenkig) der Fall. Für größere Wandabstände ist dann theoretisch kein weiterer Anstieg der Ankerkraftsumme zu erwarten. Die Darstellungen der Abb. 4-24 unterstützen diese Überlegung. Aufgetragen sind hier für alle 6 Wandabstände die gemessenen Ankerkraftsummen in den 5 Verformungszuständen, für die in Abschnitt 5 die Erddruckspannungen ermittelt werden.

Mit Ausnahme des Wandabstandes von 140 mm bei der Versuchsreihe E\_S ergibt sich ein gleichmäßiger Verlauf der Ankerkraftsumme als Funktion des Wandabstandes, sodass hieraus die Ankerkraft für die kleinen Wandabstände abgeschätzt werden kann (siehe vertikale Linien

in der Abb. 4-24). Dieses Vorgehen wird auch auf die beiden anderen Versuchsreihen (E\_Sch und G\_S) angewendet.

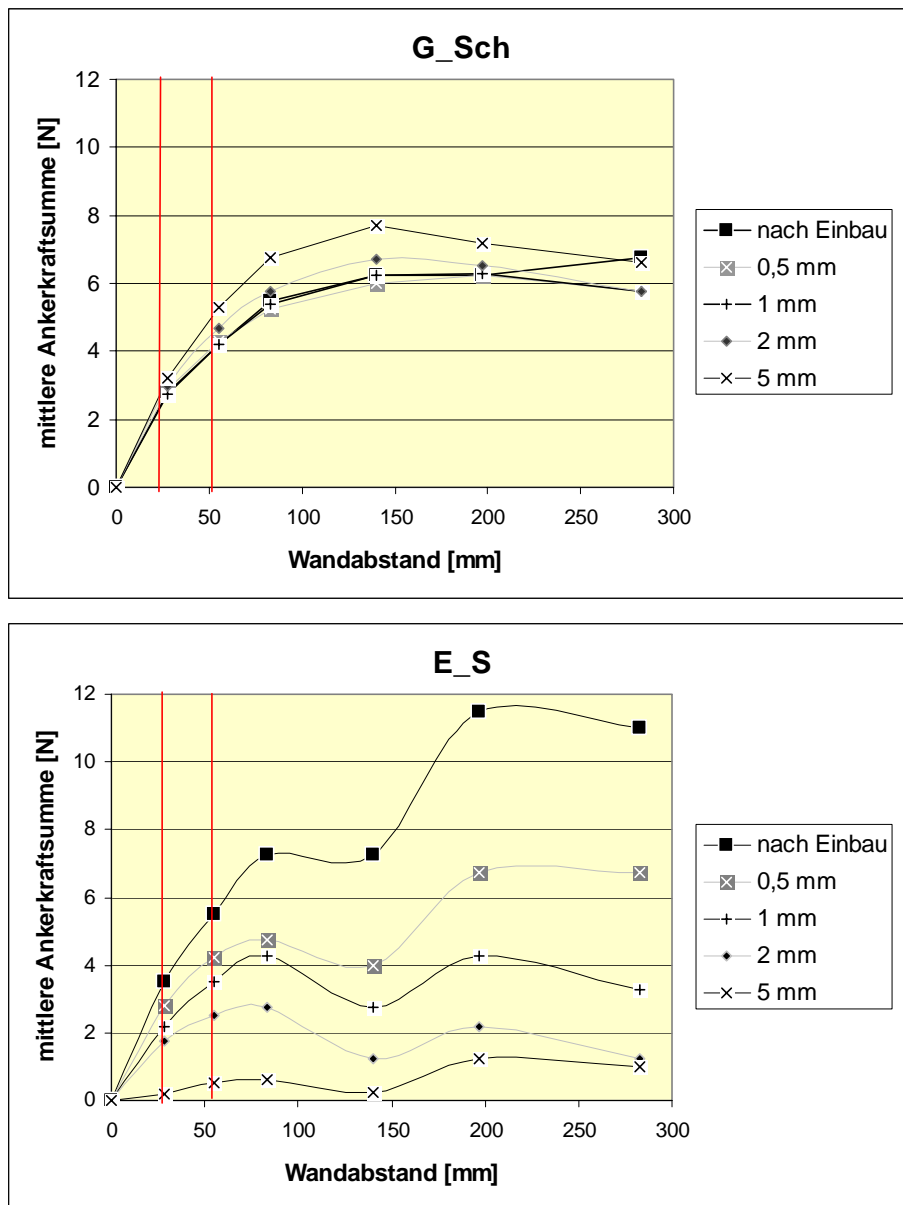


Abb. 4-24: Ermittlung der Ankerkräfte für die kleinen Wandabstände

Insgesamt kann nach Analyse des Ankerkraftverlaufs festgehalten werden, dass auf Grund der starken Streuungen sowohl die gemessenen Ankerkräfte für die 4 größten Wandabstände als auch die hier extrapolierten mit großen Unsicherheiten behaftet sind.

Dies gilt einerseits für die gelenkig gelagerten Wände, da sich hier Störungen in Folge des Einbaus der Füllung stärker auswirken, und andererseits für die Wandabstände von 28 und 55 mm, da diese Werte aus den übrigen Messungen extrapoliert werden. Die Größenordnung der Ankerkräfte kann jedoch mit maximal etwa 10 N recht zuverlässig angegeben werden.

## 4.6 Randfaserdehnungen

Die Messungen der Randfaserdehnungen an den Modellwänden (mit DMS) werden für alle Versuche in jeweils 5 Verformungszuständen ausgewertet:

- im Ausgangszustand (nach Einbau)
- und in vier weiteren Verformungszuständen (bei 0,5, 1, 2 und 5 mm Kopfverschiebung der lastseitigen Wand).

Größere Bewegungen werden hierbei nicht betrachtet, da sich nach größerer Verformung qualitativ im Bodenkörper kaum mehr etwas ändert. Dies wird durch die Ergebnisse der PIV-Untersuchungen belegt, die im Abschnitt 6 gezeigt werden.

Ziel der Dehnungsmessungen ist – wie bereits erwähnt – die Ermittlung des auf die Modellwände wirksamen Erddrucks (vgl. Abschnitt 5).

Die auf den nächsten Seiten folgenden Abbildungen (Abb. 4-25 bis Abb. 4-27) zeigen jeweils für den größten, einen mittleren sowie den kleinsten Wandabstand (283, 140 und 28 mm) die Dehnungen der last- und luftseitigen Wand in den 5 oben genannten Verformungszuständen bei einer Füllung mit Sand. Die Ergebnisse sind dabei für die gelenkige und eingespannte Fußauflagerung einander gegenübergestellt. Auf der y-Achse sind jeweils die Messwerte der auf den Wandaußenseiten angebrachten Dehnungsmessstreifen aufgetragen, auf der x-Achse der Abstand des jeweiligen DMS von der Oberkante der Bodenfüllung, die gleichbedeutend ist mit dem Lastangriffspunkt.

Bei den Versuchen mit gelenkiger Lagerung wird am Wandfuß ( $x = 255$  mm) ein zusätzlicher Dehnungswert von 0 angenommen. Bei den am Fuß eingespannten Wänden ist wenige Millimeter oberhalb der Einspannung eine Dehnungsmessung vorhanden.

Die Skalierung der y-Achse ist unter Berücksichtigung der Minimal- und Maximalwerte für die jeweilige Versuchsreihe derart vorgenommen worden, dass ein direkter Vergleich der Randfaserdehnungen innerhalb einer Versuchsreihe möglich ist.

Im Anschluss an die Darstellung der ausgewählten Ergebnisse werden die Beobachtungen dargestellt und die sich daraus ergebenden Erkenntnisse zusammengefasst – diese gelten prinzipiell auch für die Versuche mit dem Schneebeli-Modell, die hier nicht zusätzlich aufgeführt sind.

Eine Aufstellung der Randfaserdehnungen für alle durchgeführten Versuche findet sich im Anhang A.

### Wandabstand 283 mm (Sand)

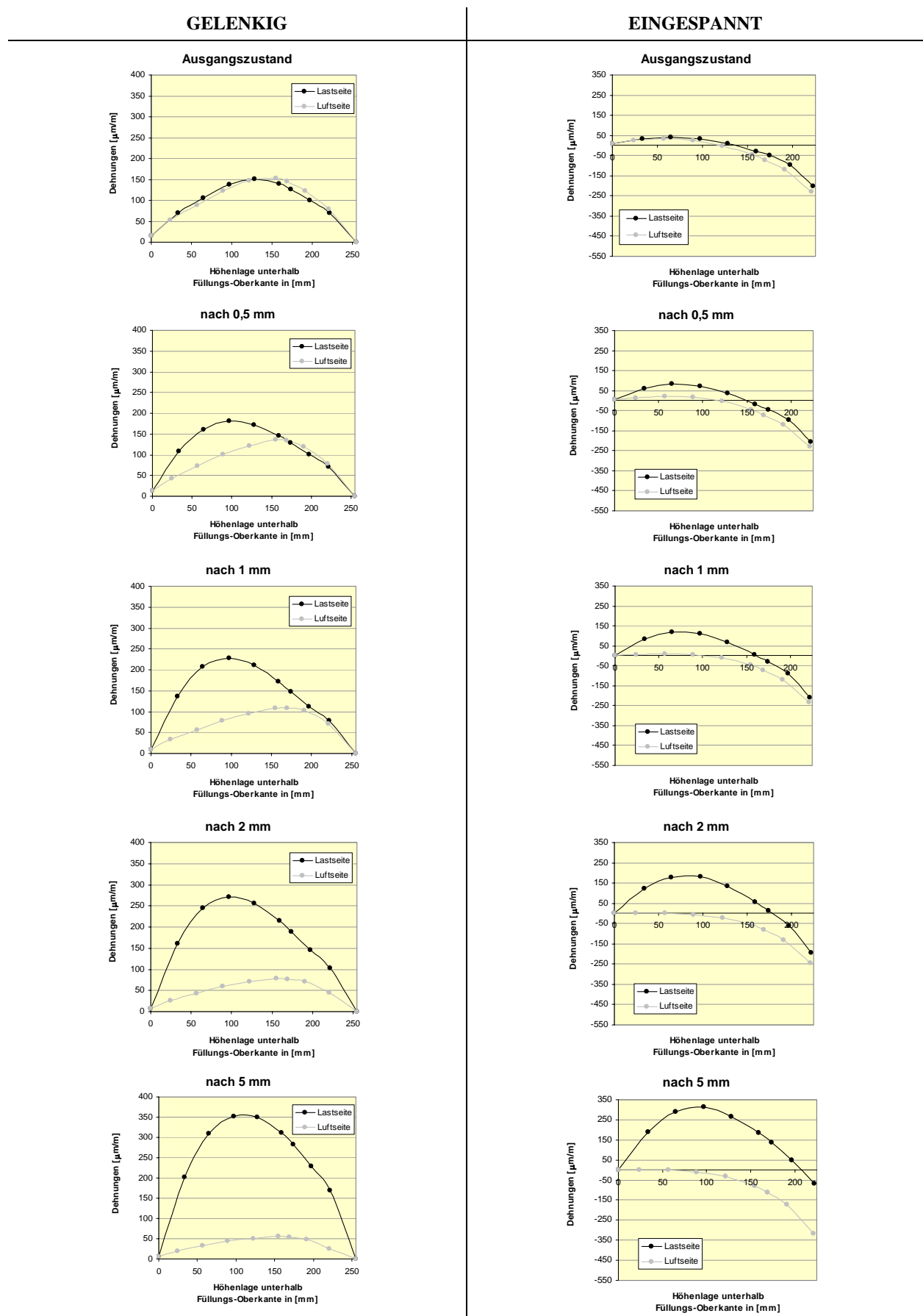
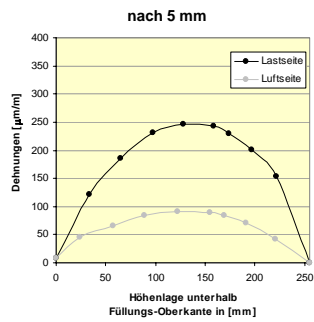
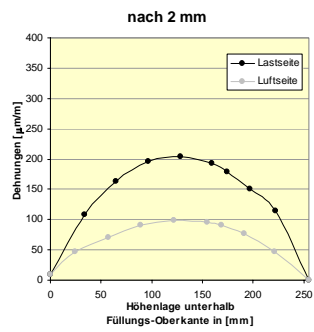
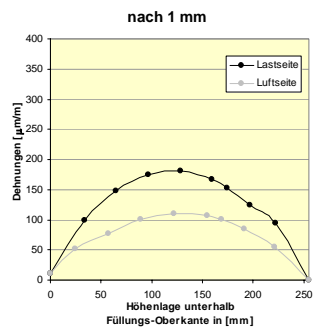
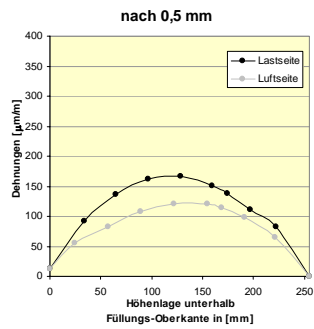
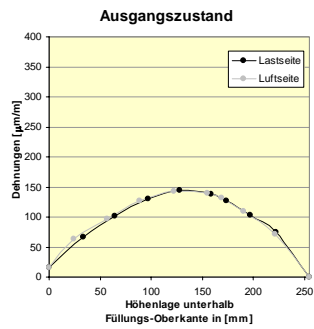


Abb. 4-25: Dehnungsverläufe für einen Wandabstand von 283 mm

### Wandabstand 140 mm (Sand)

#### GELENKIG



#### EINGESPANNT

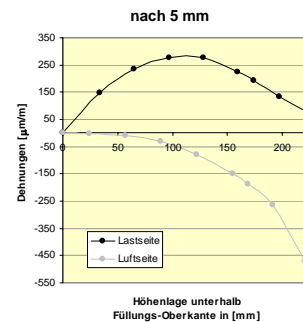
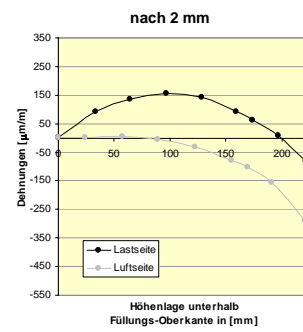
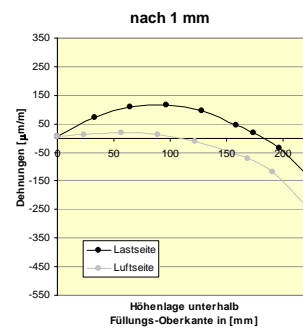
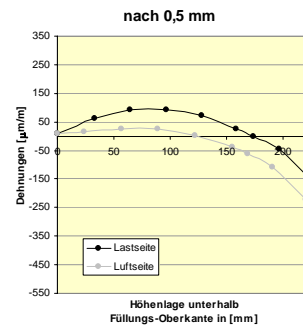
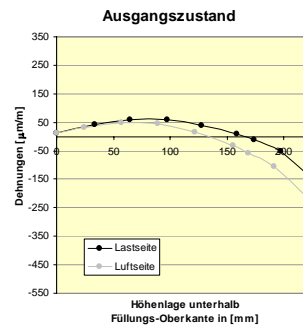
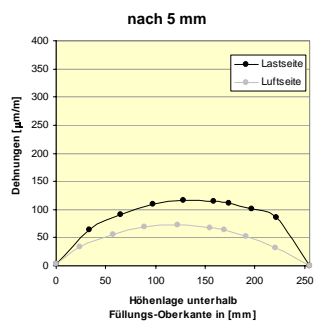
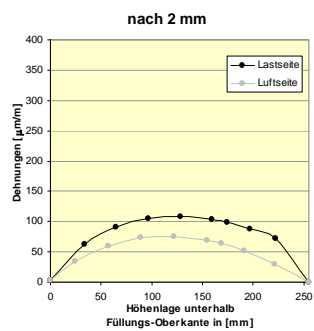
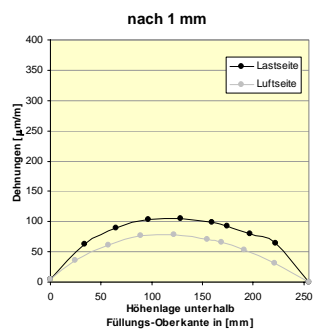
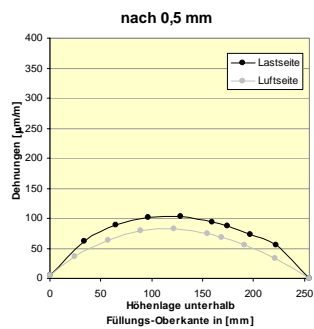
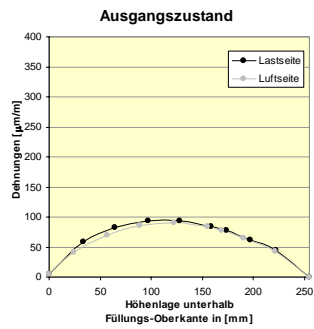


Abb. 4-26: Dehnungsverläufe für einen Wandabstand von 140 mm



### Wandabstand 28 mm (Sand)

#### GELENKIG



#### EINGESPANNT

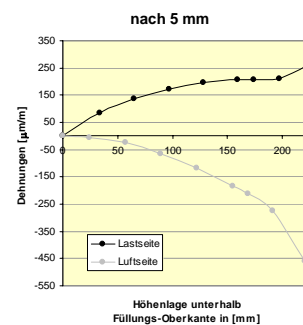
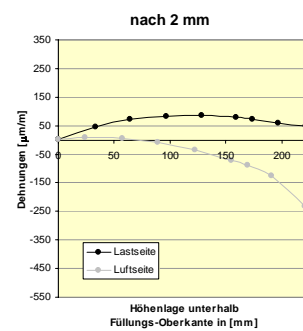
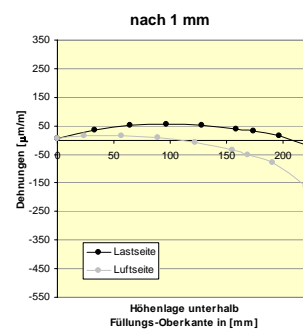
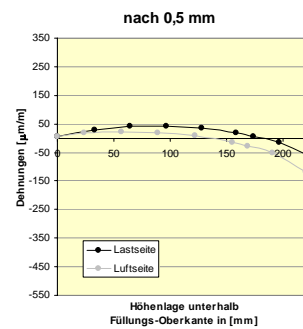
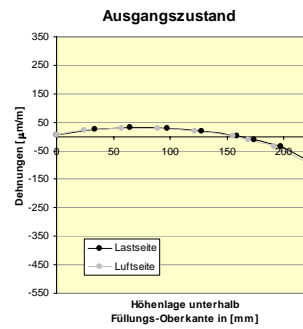


Abb. 4-27: Dehnungsverläufe für einen Wandabstand von 28 mm

Die Analyse des Dehnungsverlaufs für die unterschiedlichen Wandabstände und Lagerungsarten lässt folgende **Beobachtungen** zu:

1. Im Ausgangszustand lassen die Dehnungen eine weitgehend symmetrische Belastung beider Wände erkennen.
2. Insbesondere bei den gelenkigen Systemen ist zu sehen, dass sich bei größerem Wandabstand der Verlauf der Dehnungen über die Wandhöhe der last- und luftseitigen Wand mit steigender Belastung immer weiter voneinander entfernt. Bei kleinem Wandabstand hingegen sind auch für größere Kopfverformungen die Dehnungen einander in Größe und Verlauf ähnlicher.

Im Falle einer Fuß einspannung verhält es sich ähnlich, nur ist die Gleichförmigkeit des Dehnungsverlaufs für kleine Wandabstände nicht auf den ersten Blick zu erkennen. Dies hängt damit zusammen, dass die Dehnungen in Folge Einbau zwar symmetrisch sind, die Dehnungen infolge zusätzlicher seitlicher Belastung jedoch ein entgegengesetztes Vorzeichen aufweisen.

3. Bei den eingespannten Systemen ist der Messwert des DMS 8, der sich unmittelbar an der Einspannung befindet, betragsmäßig zu hoch, wodurch der Kurvenverlauf visuell unregelmäßig erscheint. Die Ursache dafür liegt in der im Abschnitt 3.7 beschriebenen Plattenwirkung der Modellwände. Abb. 4-28 zeigt, in welche Richtung die Werte im Sinne eines gleichmäßigen Verlaufs korrigiert werden müssen.

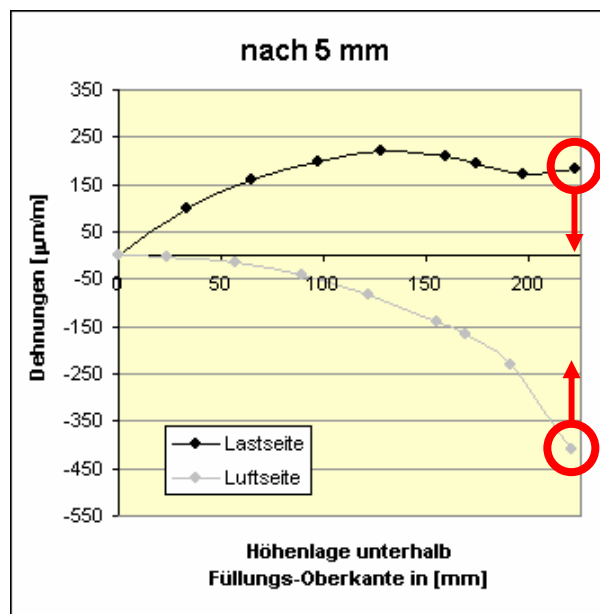


Abb. 4-28: Dehnungsverläufe für den Versuche 83\_E\_S\_2

4. Bei genauer Betrachtung scheint der Dehnungsverlauf insbesondere für die gelenkig gelagerte lastseitige Wand in Höhe des DMS 7 eine „Delle“ zu haben, die physikalisch nicht zu begründen ist. Die Kurven der luftseitigen Wand hingegen haben hier einen gleichmäßigeren Verlauf. Diesen Effekt soll beispielhaft die Abb. 4-29 veranschaulichen.

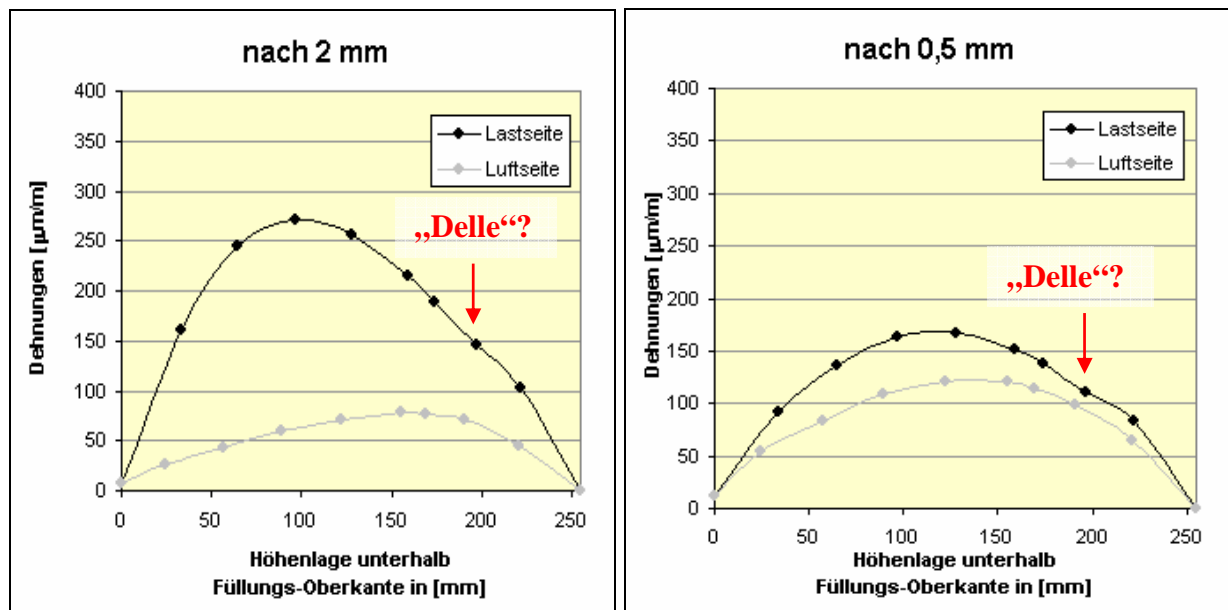


Abb. 4-29: Dehnungsverläufe für 283\_G\_S (links) und 140\_G\_S (rechts)

Aus den genannten Beobachtungen lassen sich folgende **Erkenntnisse** ableiten:

1. Die Symmetrie der Dehnungsmessungen im Ausgangszustand spricht für einen sorgfältigen Einbau und eine gleichmäßige Verdichtung des Füllmaterials.
2. Der ähnliche Dehnungsverlauf bei kleinen Wandabständen (bis einschließlich 83 mm) lässt die direkte gegenseitige Beeinflussung der beiden Wände erkennen. Die eingeleitete Last wird in der Bodenfüllung weitgehend unmittelbar auf die luftseitige Wand weitergegeben. Zwar sind die Dehnungen der lastseitigen Wand für große Kopfbewegungen deutlich größer als die der luftseitigen Wand, jedoch ist auch in diesem Zustand der qualitative Verlauf sehr ähnlich.

Bei den größeren Wandabständen (ab 140 mm) ist schon nach kleiner Deformation ein großer Unterschied zwischen den Dehnungen der last- und luftseitigen Wand erkennbar. Dies lässt den Schluss zu, dass die eingeleitete Last zu einem großen Teil in der Bodenfüllung abgeleitet und nur zu einem geringeren Anteil durch den Bodenkörper hindurch auf die luftseitige Wand übergeleitet wird.

3. Für die Verwendung der Dehnungsmessungen im inversen FE-Programm (Abschnitt 5) wird der Wert des DMS 8 bei eingespannter Fußlagerung – wie in 3.7 beschrieben – sowohl für die last- als auch die luftseitige Wand um etwa 15 % abgemindert. Hiermit wird den Abweichungen zwischen der zu Grunde gelegten Balkentheorie und der Wirkung der Modellwände als Platte Rechnung getragen werden (vgl. Abschnitt 3.7.3).
4. Für die Unregelmäßigkeiten im Dehnungsverlauf am Wandfuß der lastseitigen Wand wird eine fehlerhafte Applikation des DMS 8 an der Lastseite als Ursache angesehen. Die beschriebene „Delle“ im Kurvenverlauf ist ausschließlich an der lastseitigen Wand zu erkennen. Zudem tritt die Unregelmäßigkeit sowohl bei Einspannung als auch bei gelenkiger Lagerung der Wand auf. Die Abweichung wird bei der Ermittlung der Erd-druckspannungen berücksichtigt (vgl. Abschnitt 5.3).

## 4.7 Einfluss der Lagerungsdichte

Wie bereits in Abschnitt 4.2.2 erwähnt, wurden die Versuche mit Sand als Füllmedium mit der Vorgabe eines gleich bleibenden Porenanteils durchgeführt, der mit ca. 40 % einer mitteldichten bis dichten Lagerung entspricht (siehe Tabelle 4-2). In der praktischen Durchführung der Modellversuche lässt sich ein jeweils komplett identischer Einbau nicht gewährleisten, wodurch sich leicht abweichende Porenanteile ergeben können.

Lagerungsdichte $D [-]$	Lagerung	Porengehalt $n$ im Modellversuch [%]
$< 0,15$	sehr locker	$> 43,25$
$0,15 - 0,3$	locker	$43,25 - 41,87$
$0,3 - 0,5$	mitteldicht	$41,87 - 40,02$
$> 0,5$	dicht	$< 40,02$

Tabelle 4-2: Lagerungsdichte und entsprechende Porengehalte

Die Lagerungsdichte der Sandfüllung hat jedoch einen entscheidenden Einfluss auf den Verlauf der Last-Verformungs-Kurven, wie durch eine detaillierte Untersuchung am Versuch 283\_G\_S mit 10 Einzelversuchen nachgewiesen wurde. Auch im Entwurf der DIN 4085 (12-2002) finden sich Hinweise auf eine Abhängigkeit des mobilisierbaren Widerstands von der Lagerungsdichte des Bodens, die bereits von verschiedenen Autoren - u.a. BARTL/FRANKE (1997) und PULSFORT (1986) - beschrieben wurde (Abb. 4-30).

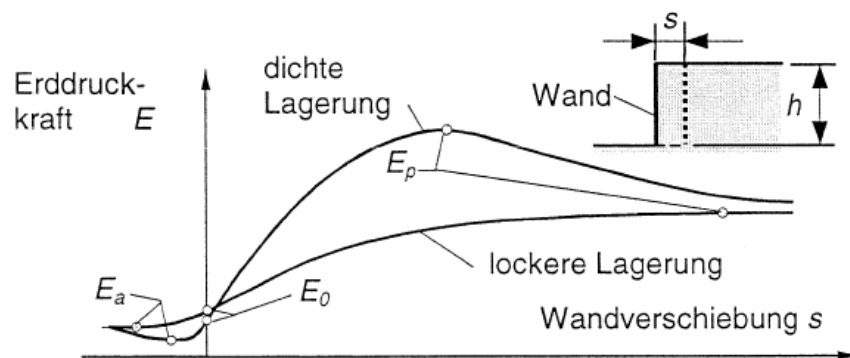


Abb. 4-30: Abhängigkeit der Erddruckkraft von Wandbewegung und Lagerungsdichte [E DIN 4085]

Abb. 4-31 zeigt beispielhaft zwei Last-Weg-Beziehungen für eine fast lockere und eine dichte Lagerung: bei gleicher Kopfverschiebung ist der Unterschied in der eingprägten Last erheblich und beträgt beinahe 20 %. Bezogen auf die zwischen den parallelen Wänden eingebaute Sandmasse beträgt dieser Unterschied lediglich 650 g bzw. etwa 4 %.

Unterschiede im Kurvenverlauf bestehen vor allem im Anfangsbereich, in dem bei lockerer Lagerung wesentlich weniger Widerstand im Boden mobilisiert wird (vgl. Abb. 4-30). Bei weiterer Wandbewegung haben beide Kurven eine nahezu identische Steigung und sind zueinander parallel verschoben.

Dieses Ergebnis macht deutlich, wie stark die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse von der erzielten Lagerungsdichte, die nach jedem Versuch durch Abwiegen des ausgebauten Füllbodens ermittelt wird, abhängig ist.

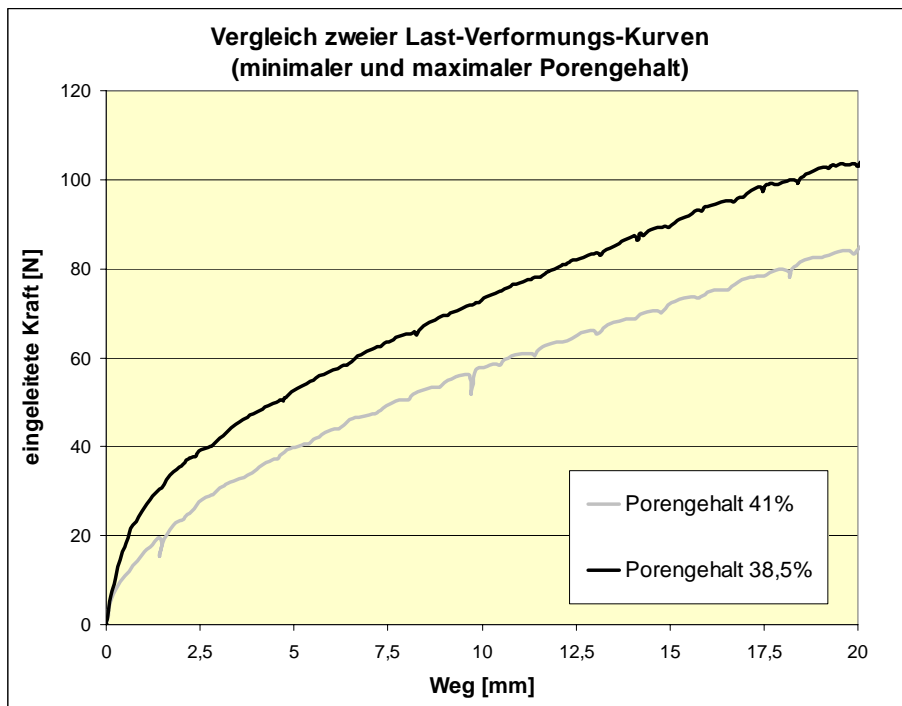


Abb. 4-31: Versuch 283\_G\_S für unterschiedliche Porengehalte

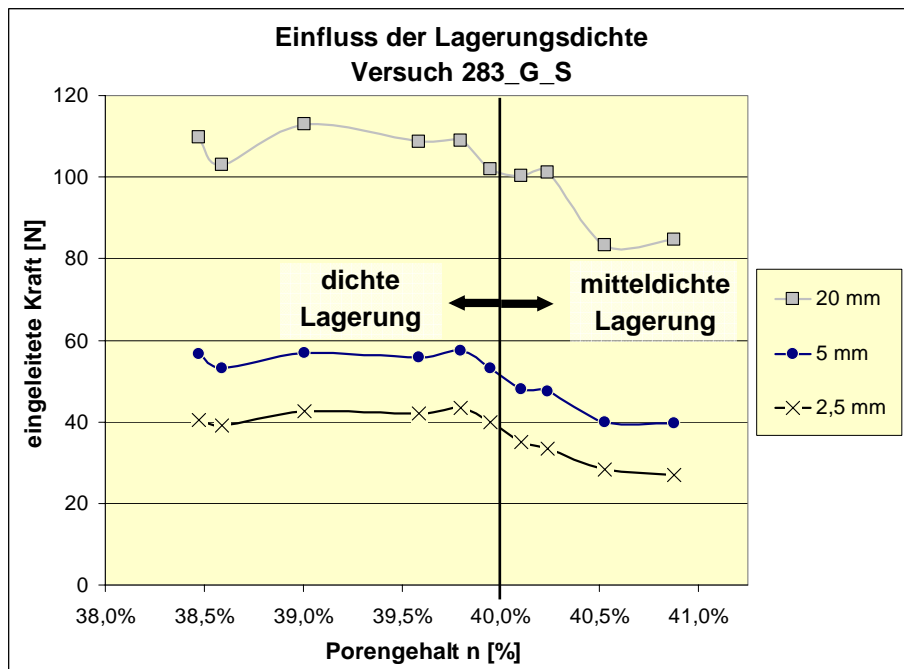


Abb. 4-32: Abhängigkeit der erforderlichen Kraft vom Porengehalt für versch. Verformungsstufen

Abb. 4-32, in der das Ergebnis in 10 Versuchen des Typs 283\_G\_S mit unterschiedlicher Lagerungsdichte dargestellt sind, lässt einen deutlichen Abfall des Bodenwiderstandes im Bereich der mitteldichten Lagerung (hin zur lockeren Lagerung) erkennen: die Differenz des Bodenwi-

derstands zwischen einem Porengehalt von 40 und 41 % beträgt in etwa 20%. Die mit dichter Lagerung ausgeführten Versuche liegen auf einem weitgehend identischen Niveau.

Die Schwankungen innerhalb des Bereichs der dichten Lagerung sind unter anderem dadurch zu erklären, dass zusätzlich zu Abweichungen bei Einbau und Verdichtung des Sandes die Ermittlung des Porengehaltes allein über das Gewicht des ausgebauten Bodens und die Höhe der Bodenfüllung Unsicherheiten birgt.

## 4.8 Einfluss der Wandrauigkeit

Es wird vermutet, dass die Oberflächenrauigkeit der Modellwände einen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten des Verbundtragwerks hat.

Daher werden ausgewählte Versuche mit rauer Wandrückseite durchgeführt. Diese umfassen ausschließlich Versuche mit gelenkiger Fußauflagerung, da der Einfluss der Wandrauigkeit hier deutlicher gezeigt werden kann. Als Wandabstände werden jeweils der größte (283 mm), ein mittlerer (83 mm) sowie der kleinste (28 mm) untersucht, um grundsätzliche Tendenzen zu erkennen.

Die Untersuchungen mit rauer Wandrückseite beziehen sich ausschließlich auf das Füllmedium Sand, da sich die Umsetzung beim Schneebeli-Modell ungleich komplizierter darstellt und aus diesen Untersuchungen keine reproduzierbaren und aussagekräftigen Ergebnisse (insbesondere für kleine Wandabstände) erwartet werden können.

Die Innenseiten der Modellwände werden „besandet“, wodurch die größte Reibung in der Kontaktfläche zwischen Bodenfüllung und Modellwand erreicht wird. Hierzu werden die Modellwände mit doppelseitigem Klebeband versehen, auf das eine dünne und gleichmäßige Schicht des Versuchssandes appliziert wird. Ein Vergleich der Last-Verformungs-Kurven mit und ohne Besandung der Wandflächen ist in den Abbildungen (Abb. 4-34 bis Abb. 4-36) zu sehen. Grau dargestellt sind jeweils vier Versuche mit glatter Wandrückseite, die mit erhöhter Wandrauigkeit durchgeführten Versuche schwarz.

Die Versuche mit dem Wandabstand von 28 mm (Abb. 4-34) lassen keine Beurteilung des Einflusses der Wandreibung zu. Hier erschweren das sehr geringe Kraftniveau (Bodenwiderstände bis max. 10 N bei 20 mm Kopfverformung) sowie kleinen Abmessungen und geringen Sandmengen die Reproduzierbarkeit, sodass keine aussagekräftigen Ergebnisse gewonnen werden können.



Abb. 4-33: Raue Wandrückseite

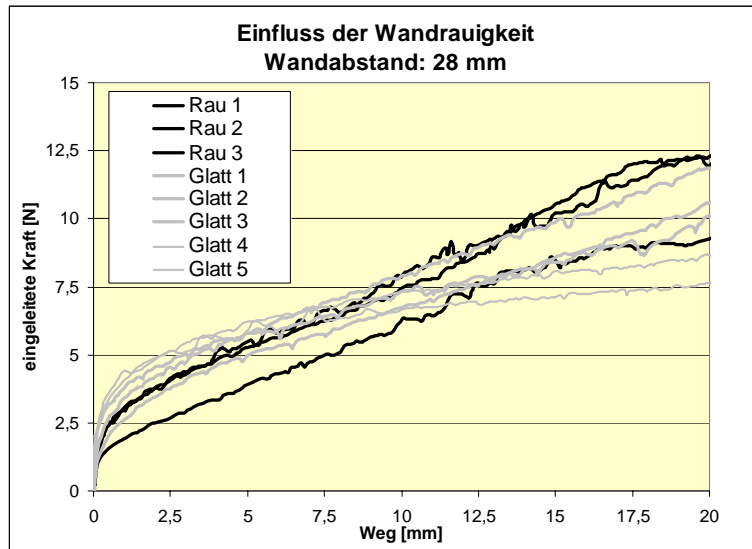


Abb. 4-34: Einfluss der Wandrauigkeit beim Versuch 28\_G\_S

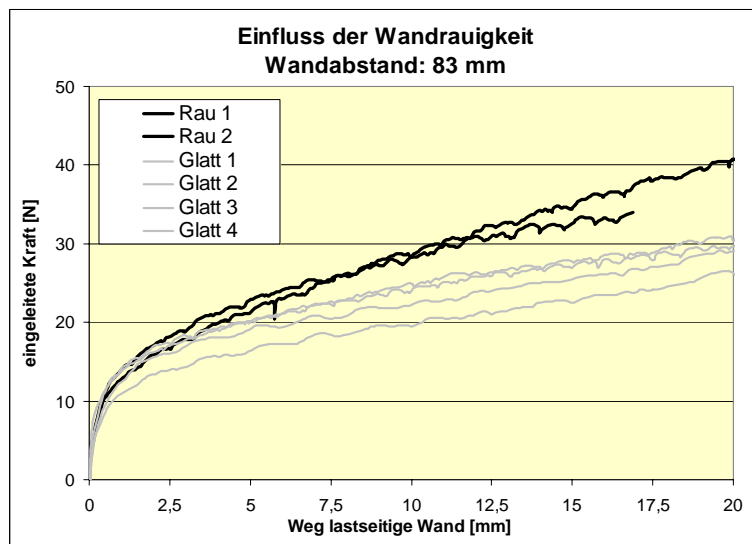


Abb. 4-35: Einfluss der Wandrauigkeit beim Versuch 83\_G\_S

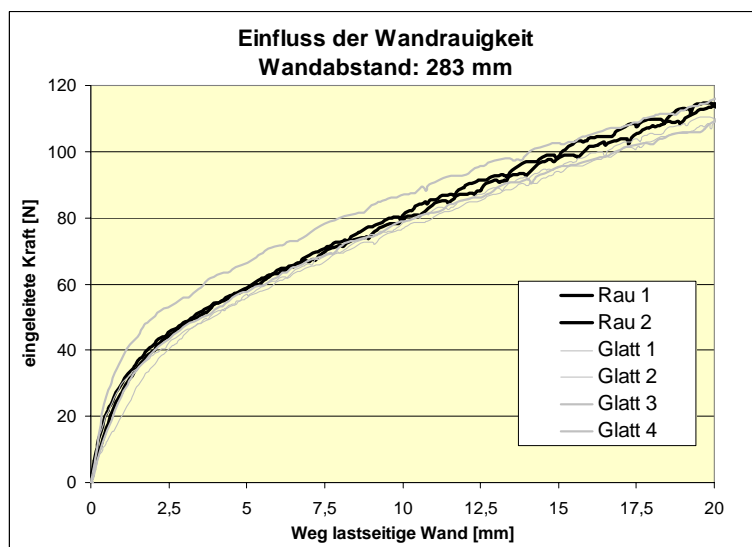


Abb. 4-36: Einfluss der Wandrauigkeit beim Versuch 283\_G\_S

Beim Wandabstand von 83 mm (Abb. 4-35) ist der Einfluss der Wandrauigkeit recht deutlich zu erkennen. Nachdem zunächst alle Kurven im Anfangsbereich (bis etwa 2,5 mm) im Rahmen der üblichen Schwankungen weitestgehend gleich verlaufen, haben danach die Kurven der Versuche mit rauer Wandrückseite eine auffallend höhere Steigung.

Bei den Versuchen mit einem Wandabstand von 283 mm (Abb. 4-36) sind die Unterschiede zwar nicht so deutlich sichtbar, da alle Bodenwiderstands-Weg-Beziehungen quantitativ in einem Streubereich liegen. Der Einfluss der Wandrauigkeit kann aber ebenfalls an der höheren Steigung bei größeren Wandbewegungen erkannt werden.

Allerdings werden die unterschiedlichen Steigungen der Kurven bei größerer Wandbewegung durch unterschiedlich große Widerstände im Anfangsbereich (vgl. Abschnitt 4.7) ausgeglichen, sodass hier eine Quantifizierung des Reibungseinflusses nicht möglich ist.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen deuten jedoch darauf hin, dass eine erhöhte Wandreibung den Verformungswiderstand vergrößert. Jedoch kann dieser Einfluss in den Modellversuchen nicht näher beziffert werden, da einerseits die unvermeidlichen Differenzen zwischen den Wiederholungsversuchen die Unterschiede „verdecken“, andererseits lassen sich lediglich zwei verschiedene Rauigkeiten untersuchen.

Daher werden hierzu weitere Untersuchungen im Rahmen der numerischen Simulationen mit dem Programm PLAXIS durchgeführt (siehe Abschnitt 7).

## 4.9 Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit

Die Größe des Bodenwiderstandes ist von der Verformungsgeschwindigkeit bei der Wegsteuerung abhängig. Dies wurde im Rahmen der PIV-Versuche (Abschnitt 6) festgestellt, bei denen der Vorschub nach Einstellung einer bestimmten Kopfverformung unterbrochen wurde. Es konnte beobachtet werden, dass die Kraft bei Unterbrechung der konstanten Vorschubgeschwindigkeit unmittelbar absank. Somit ist davon auszugehen, dass die Kraft-Verformungslinien von Versuchen mit konstanter relativ hoher Verformungsgeschwindigkeit (ca. 0,5 mm/sec) sich von denjenigen unterscheiden, die mit niedriger Geschwindigkeit gefahren werden oder bei denen nach Einstellung einer bestimmten Kopfverformung der Vorschub unterbrochen wird. Besonders deutlich kann dies bei den gelenkig gelagerten Versuchen mit großem Wandabstand erkannt werden.

Bei korrekter Nachbildung eines Prototyps im Modellversuch müsste die Last langsam gesteigert werden, wodurch die Verformungen gegenüber der hier angewendeten schnellen Verformungsgeschwindigkeit bei gleicher Last größer werden. Beim Weg gesteuerten Versuch mit hoher Verformungsgeschwindigkeit tritt bei Unterbrechung des Vorschubs eine Relaxation in der Bodenfüllung in Folge einer Umlagerung der Sandkörner ein. Das Füllmaterial begibt sich in eine Lagerung, bei der eine geringere Kraft für die Aufrechterhaltung des aktuellen Verformungszustandes erforderlich ist, wodurch die Kraft bei gleich bleibender Verformung absinkt.

Um den Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit zu quantifizieren, werden verschiedene Versuche mit gelenkiger Fußlagerung und einem Wandabstand von 283 mm mit dem Füllmedium Sand durchgeführt, bei denen der Vorschub mehrfach unterbrochen wird. Da bei manueller Aufnahme der Messwerte in dem Zeitraum zwischen dem Einstellen einer bestimmten



Kopfverformung und dem Ablesen des Messwertes die Kraft bereits absinkt, werden die Versuche mit einer höheren Messfrequenz von 5 Hz protokolliert, um den Kraftabfall möglichst genau erfassen zu können.

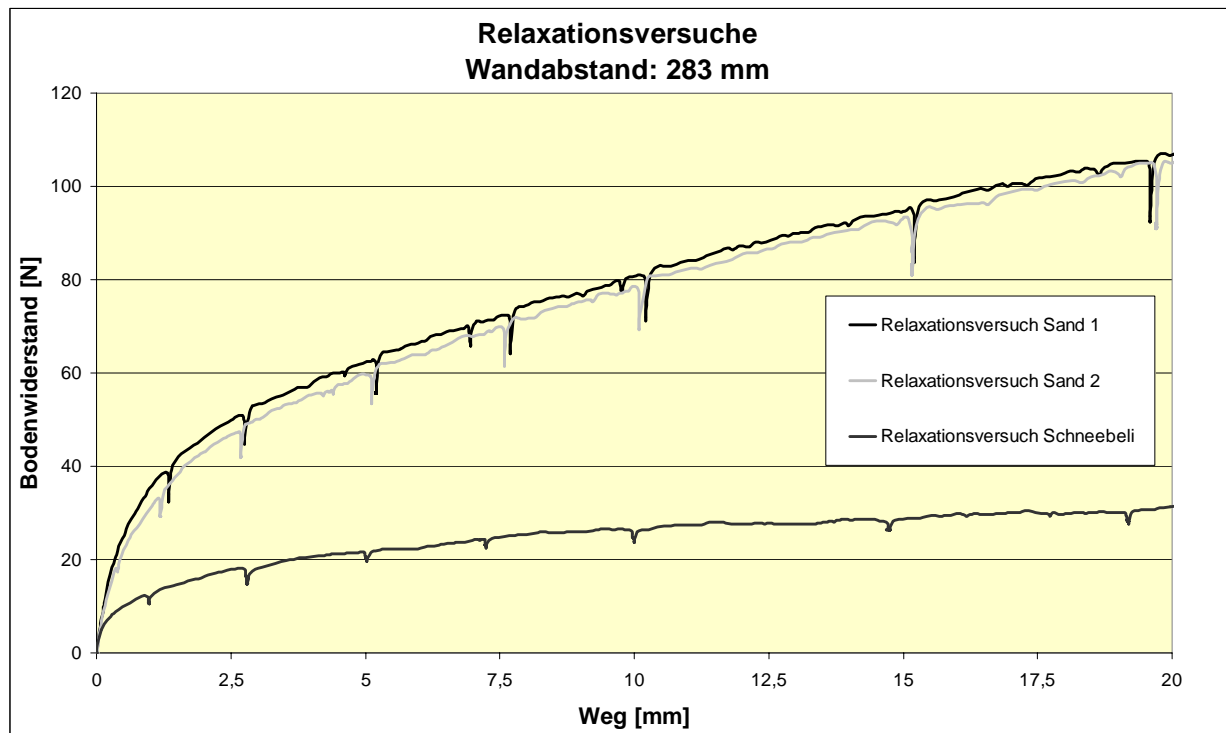


Abb. 4-37: Einfluss der Relaxation für Sand und Schneebeli-Modell

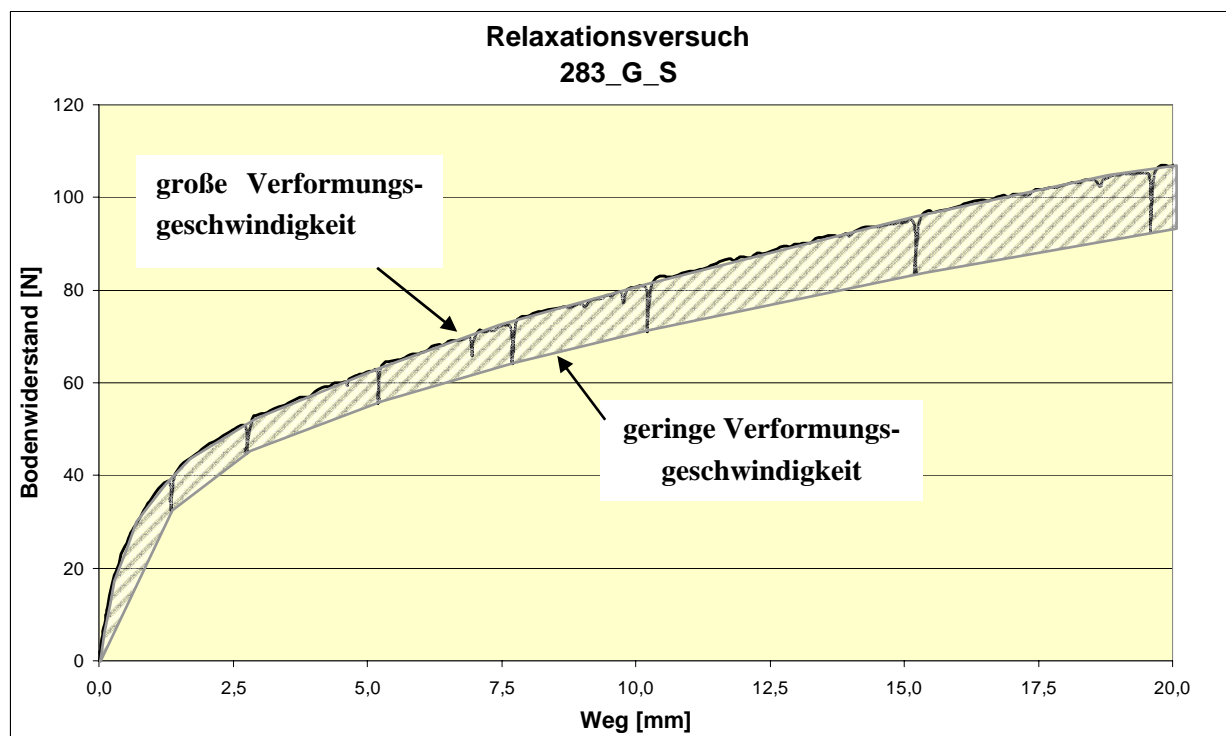


Abb. 4-38: Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit (Sand)

Es werden jeweils 7 verschiedene Kopfverformungen der lastseitigen Wand bei der in den Modellversuchen angewendeten Verformungsgeschwindigkeit eingestellt, dann der Vorschub für

etwa 60 Sekunden unterbrochen. Nach dieser „Ruhezeit“ war der Abfall der Kraft weitestgehend abgeklungen. Die Ergebnisse der Versuche mit Sand als Füllmedium waren in beiden Versuchen nahezu identisch. Es wurde zusätzlich ein Versuch mit dem Schneebeli-Modell durchgeführt. Die Last-Verformungs-Kurven aller drei Versuche sind in Abb. 4-37 dargestellt. Abb. 4-38 zeigt die Unterschiede im Verformungswiderstand zwischen dem Weg gesteuerten Versuch bei Einhaltung einer bestimmten Verformungsgeschwindigkeit und demjenigen nach der Relaxationsphase. Bemerkenswert ist, dass der Verformungswiderstand bei Wiederbelastung auf den ursprünglichen Verlauf „einschwenkt“. Die Kurvenverläufe mit kontinuierlicher Verformungsgeschwindigkeit führen beim hier eingestellten Vorschub zu einem um 10 % bis 12 % höheren Verformungswiderstand gegenüber demjenigen, der sich bei festgehaltener Deformation nach der Relaxationsphase ergibt.

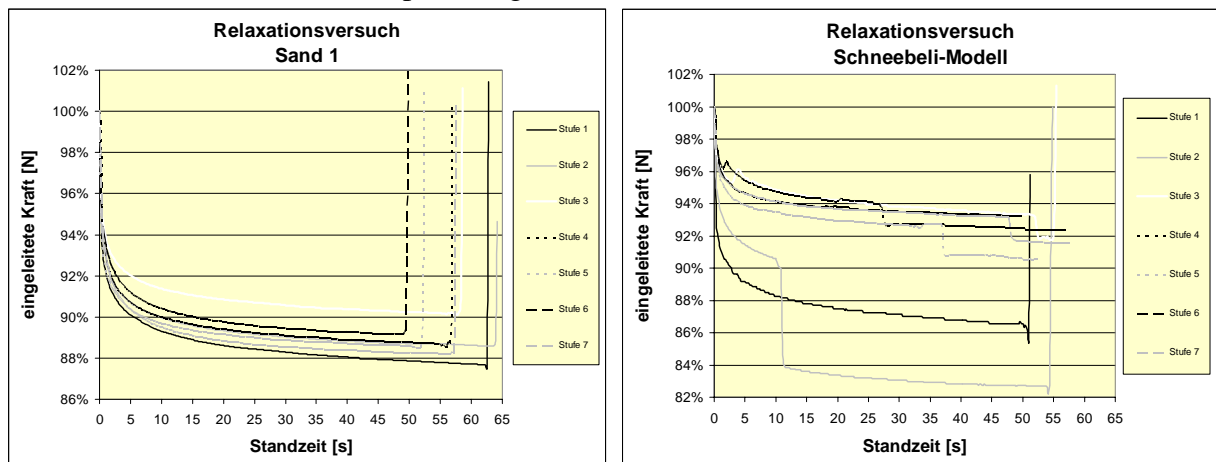


Abb. 4-39: Zeitverlauf des Kraftabfalls und Wiederbelastung

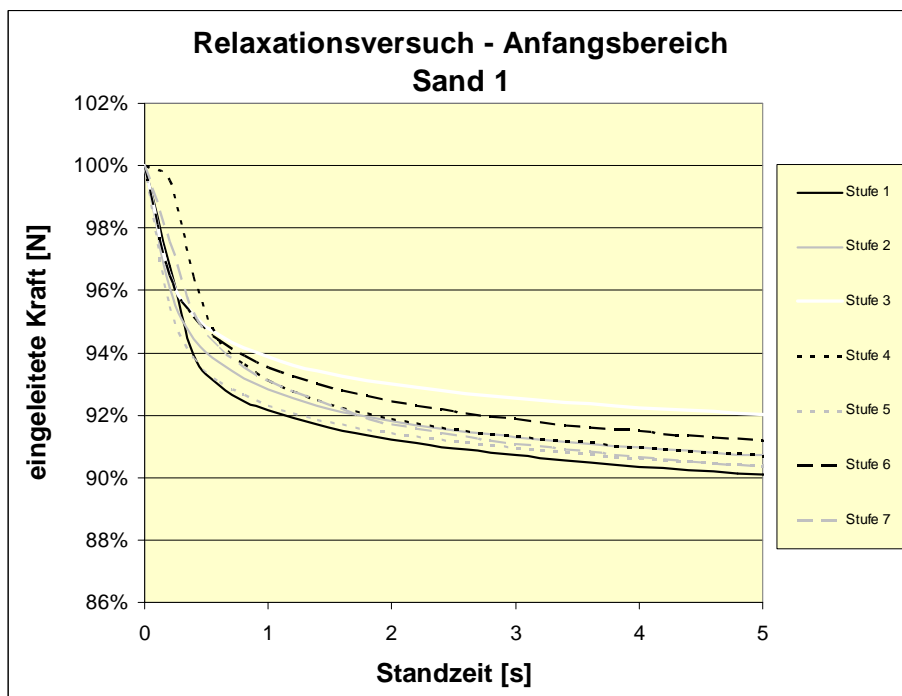


Abb. 4-40: Kraftabfall zu Beginn der „Ruhezeit“

Der zeitliche Verlauf (Abb. 4-39) ist auf Grund der viel geringeren Korngröße beim Sand wesentlich gleichmäßiger als beim Schneebeli-Modell. Der größte Teil des Kraftabfalls tritt – ins-

besondere beim Sand – wenige Sekunden nach Unterbrechung des Vorschubs ein, wie Abb. 4-40 belegt.

## 4.10 Zusammenfassung der Ergebnisse

Im Folgenden werden die Ergebnisse, die aus den bodenmechanischen Modellversuchen und den weiteren Auswertungen gewonnen werden konnten, zusammengestellt.

### 1. Last-Verformungs-Kurven

Die Last-Verformungs-Kurven zeigen deutliche Unterschiede zwischen den beiden verwendeten Füllmedien. Der gemessene Widerstand ist bei den Versuchen mit Sand (insbesondere bei großem Abstand der Wände) wesentlich größer als bei einer Füllung mit dem Schneebeli-Modell. Weiterhin verändert sich der Verlauf der Kurven in Abhängigkeit von der Lagerung des Fußpunktes der Wände. Für die Versuche mit den eingespannten Wänden ist die zur Erzeugung einer Kopfverformung erforderliche Gesamtkraft größer, was durch die Biegesteifigkeit der Wände zu erklären ist.

### 2. Bodenwiderstand

Zur Ermittlung des eigentlich gesuchten Bodenwiderstands wurden unter Verwendung eines einfachen Ansatzes der Verformungswiderstand der Wände bei den Versuchen mit eingespannter Wand von der eingepprägten Kraft abgezogen. Der Bodenwiderstands-Verformungs-Kurven können in zwei Bereiche unterteilt werden:

In einen **Mobilisierungsbereich**, in dem nach sehr kleiner Verformung ein Widerstand in der Bodenfüllung mobilisiert wird, und in einen **Gleitbereich**, in dem die Last mit steigender Verformung nahezu linear anwächst. Die Steigung der Kurve in diesem Bereich ist abhängig vom Wandabstand, von der Lagerung des Fußpunktes sowie von der Wandrauigkeit. Der Bodenwiderstand hat für alle Versuche qualitativ einen ähnlichen Verlauf. Für Sand ist der Widerstand höher als für das Schneebeli-Modell, und für eine gelenkige Lagerung der Wand jeweils höher als für eine Fußspannung.

### 3. Regression / “verdrängtes Bodenvolumen“

Eine Regressionsanalyse der Abhängigkeit zwischen Verformung und Bodenwiderstand wurde unter Verwendung einer Wurzelfunktion durchgeführt, mit der sich die Versuchskurven gut wiedergeben lassen. Es besteht ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen dem Wandabstand (Verhältnis  $b/h$ ) und dem Koeffizienten  $a$  der Widerstands-Verformungsfunktion. Eine Auftragung des Bodenwiderstandes über das durch die eingepprägte Verformung verdrängte Bodenvolumen führt für die Sandversuche dazu, dass einem von der Wandlagerungsart unabhängigen Koeffizienten. Beim Schneebeli-Modell gelingt dies nicht, vermutlich in Anbetracht der unterschiedlichen Korngrößen zwischen Sand und Schneebeli-Modell.

### 4. Dimensionslose Darstellung der Mobilisierungsfunktion:

Die dimensionslose Darstellung ermöglicht es, alle 48 Modellversuche mit dem Füllmedium Sand durch eine einheitliche Funktion wieder zu geben. Hiermit lässt sich ein allge-

meiner Zusammenhang zwischen Wandbewegung und Bodenwiderstand herstellen, der - abgesehen von Maßstabeffekten in Folge des niedrigen Spannungsniveaus im Modellversuch - auch bei Übertragung auf den Großversuch Gültigkeit hat.

#### 5. **Ankerkräfte**

Der qualitative Verlauf der gemessenen Ankerkräfte ist sinnvoll und reproduzierbar. Während im Falle einer Fußbeanspruchung die Anker schnell erschlaffen - die Wand ist auch ohne Anker standsicher - wirkt bei den gelenkigen Versuchen nach kurzem Kraftabfall die lastseitige für die luftseitige Wand wie eine Ankerwand. Die Ankerkraft nimmt mit steigender Wandkopfbewegung wieder zu. Die Größenordnung der Ankerkraftsumme überschreitet einen Wert von etwa 10 N in der Regel nicht und ist damit im Verhältnis zur eingeleiteten Last gering. Die exakte Größe der Ankerkraft lässt sich jedoch nicht zuverlässig reproduzieren, sodass sich kein direkter Zusammenhang zwischen der Größe der Ankerkraft und den Versuchsparametern (z.B. Wandabstand und -lagerung) herstellen lässt.

#### 6. **Lagerungsdichte / Porenvolumen**

Der Verlauf der Last-Verformungs-Kurven und die Größe des Bodenwiderstandes sind in hohem Maße vom Porenvolumen und somit von der Lagerungsdichte des Füllmaterials abhängig. Eine gleich bleibende Lagerungsdichte ist daher für die Reproduzierbarkeit der Modellversuche von großer Wichtigkeit. Für die hier dargestellten Modellversuche wurde eine mitteldichte bis dichte Lagerung angestrebt (Porenanteil 40%).

#### 7. **Wandrauigkeit**

Die Rauigkeit der Wand hat einen Einfluss auf die Größe des Verformungswiderstandes, der allerdings noch weiter untersucht werden muss. Durchgeführte Vergleichsversuche ließen zwar keine deutliche Steigerung des Verformungswiderstandes im Mobilisierungsbereich erkennen, jedoch verlaufen die Kurven der rauen Wände im „Gleitbereich“ offensichtlich mit einer größeren Steigung als die der Modellbauwerke mit glatten Aluminiumwänden.

#### 8. **Relaxation**

Gleichmäßige und reproduzierbare Last-Verformungs-Kurven wurden nur, bei der Weg gesteuerten Versuchsdurchführung mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit erreicht. Wird der Vorschub unterbrochen, fällt die gemessene Kraft unmittelbar ab, insgesamt um etwa 10-12 %. Dies gilt für beide Füllmedien und ist durch die Fähigkeit sowohl des Sandes als auch des Schneebeli-Modells zur Relaxation zu erklären. Die Einzelkörner lagern sich um sodass sich für die eingeprägte festgehaltene Verformung ein geringerer Widerstand ergibt.

## 5 Ermittlung des Erddrucks mit der inversen FE-Methode

### 5.1 Einführung „inverse Problemstellungen“

Um das Tragverhalten parallel-wandiger Boden-Verbund-Systeme umfassend zu verstehen, reicht es nicht aus, nur das äußere Last-Verformungsverhalten zu betrachten und zu analysieren. Darüber hinaus sind Informationen über die Kraftübertragung zwischen last- und luftseiger Wand sowie über Größe und Verlauf der Kontaktspannungen zwischen dem Boden und den begrenzenden Wänden in verschiedenen Verformungszuständen erforderlich.

Um diese Informationen gewinnen zu können, wurden entlang der Mittelachse der Aluminiumwände Dehnungsmessstreifen appliziert und die Randfaserdehnung gemessen. Aus diesen punktuell gemessenen Dehnungen der Modellwände sollen „rückwärts“ die auf die Wand wirksame Erddruckspannung bestimmt werden.

Bei dieser Aufgabe handelt es sich um ein so genanntes **inverses Problem**, dessen Lösung mit Schwierigkeiten behaftet ist. Eine der Schwierigkeiten besteht darin, dass im Modellversuch lediglich an wenigen Punkten der Modellwände Informationen über die Dehnung vorliegen – im Bereich der Bodenfüllung ist dies über die Höhe an 8 Punkten, jeweils in der Mittelachse der Modellwände, der Fall (vgl. Abschnitt 3.6). Aus diesen Informationen soll jedoch ein stetiger Verlauf der unbekanntenen Bodenspannungen ermittelt bzw. abgeschätzt werden.

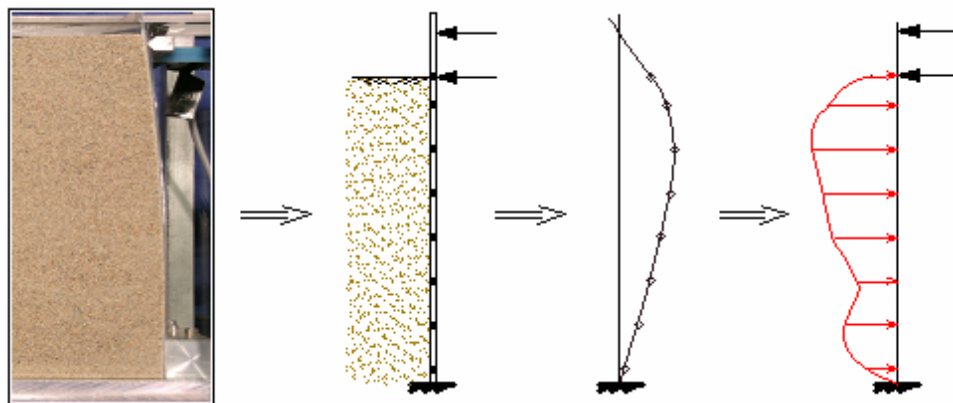


Abb. 5-1: Problemstellung

Die vorliegende Problemstellung ist in Abb. 5-1 visualisiert: mit den Messungen aus den bodenmechanischen Modellversuchen soll jeweils aus den punktuell bekannten Dehnungen mit einem geeigneten Algorithmus eine stetige Erddruckspannungsverteilung ermittelt werden.

Die Schwierigkeiten, welche die inverse Bestimmung stetiger Belastungsverläufe aus diskreten Messungen von Systemantworten mit sich bringt, werden durch im Versuch vorhandene unvermeidliche - systematische und zufällige - Messfehler noch verstärkt. Kleine Fehler in den Dehnungsmessungen führen in der Rückrechnung oft zu großen Fehlern bei der Bestim-

mung der äußeren unbekanntenen Belastung, sodass sich gegebenenfalls keine sinnvollen Ergebnisse mehr erzielen lassen.

Als Einführung in die Thematik derartiger „inverser Probleme“ werden in Abschnitt 5.2 die Ansätze und Lösungsverfahren dreier Autoren vorgestellt, die sich auf die Ermittlung des Erddrucks auf eine im Boden eingespannte, einfach gestützte Wand beziehen, für die jeweils Dehnungsmessungen vorlagen.

Im Abschnitt 5.3 werden die im Rahmen dieser Arbeit unternommenen Versuche und Methoden, dieses Problem zu lösen, kurz beschrieben.

Abschnitt 5.4 stellt das Verfahren vor, welches für die Auswertung der Dehnungsmessungen der Modellversuche zur Anwendung kommt. Es handelt sich dabei um die inverse Finite Elemente Methode (iFEM), die Gegenstand aktueller Forschungen ist und für die vorliegende Aufgabe adaptiert wurde. Die Theorie der inversen Finiten Elemente ist bei MAINÇON (2004) beschrieben.

Die darauf folgenden Abschnitte dokumentieren die Anpassung des verwendeten Programms auf die vorliegende Aufgabe sowie die durchgeführten Tests, bevor die gewonnenen Ergebnisse präsentiert und analysiert werden.

## 5.2 Versuche anderer Autoren

### 5.2.1 TSCHEBOTARIOFF (1952)

Der erste, der die Verteilung des Erddruckes auf eine Wand aus mit Dehnungsmessstreifen ermittelten Biegemomenten abgeleitet hat, war vermutlich TSCHEBOTARIOFF.

Er verband die aus den Dehnungsmessungen ermittelten Momentenwerte linear und berechnete sich aus den Steigungen der Geraden eine abschnittsweise konstante Querkraft (treppenförmiger Verlauf). Diese Querkraftverteilung glich er wiederum durch ein Polygon an und erhielt im zweiten Schritt aus den sich abschnittsweise ergebenden Querkraftsteigungen die gesuchte Horizontalbelastung (Erddruck).

Dies bedeutet, dass Tschebotarioff eine bereichsweise konstante Erddruckbelastung zu Grunde liegt und sein Vorgehen eine Art numerischer Differentiation mit einem Zwischenschritt beinhaltet.

### 5.2.2 SCHÜRMAN (1997)

SCHÜRMAN verwendet für die Ermittlung des Erddruckes aus einer durch DMS-Randdehnungsmessung (punktuell) bekannten Momentenlinie kubische Splines, die ausgleichend durch die Momentenpunkte gehen und den wahren Verlauf der Momentenlinie näherungsweise wiedergeben sollen.

Zur Verwendung kubischer Splines müssen mindestens 5 Messwerte bekannt sein, damit jeweils zwischen 2 Messpunkten ein Polynom 3. Grades (kubisch) ermittelt werden kann. Diese Splines haben die Eigenschaft, dass die Rand- und Übergangsbedingungen in der Momentenlinie exakt eingehalten werden und die Funktionen zusätzlich jeweils zweifach stetig diffe-

renzierbar sind. Dies ist erforderlich, da zweimal differenziert werden muss, um aus der Funktion eines Momentenverlaufs  $M$  die auf das System wirkende Belastung  $q$  zu ermitteln. Da jedoch die analytische Ableitung dieser abschnittsweise vorhandenen kubischen Spline-Funktionen allein noch keine sinnvollen Ergebnisse für Querkraft  $Q$  und Erddruckbelastung  $q$  ergibt, verwendet SCHÜRMAN zusätzlich Gewichtungsfaktoren, welche auf die Messwerte angewendet werden. Werden die Gewichtungsfaktoren sehr groß gewählt ( $w_i \rightarrow \infty$ ), hat dies zur Folge, dass die Spline-Funktion an ihren Rändern exakt durch die Messwerte verläuft. Für  $w_i \rightarrow 0$  ergibt sich im anderen Extremfall der Momentenverlauf zwischen den benachbarten Messpunkten als Regressionsgerade im Sinne der Fehlerquadratmethode.

Durch diese Gewichtung soll der Unsicherheit einzelner Messwerte Rechnung getragen werden. Allerdings ist die Wahl dieser Gewichte auf Grund von Erfahrungen vorzunehmen, was eine Kontrolle relativ schwierig macht. Das Ergebnis ist somit von Parametern abhängig, die sich nur schwer in ihrer Richtigkeit nachvollziehen lassen und durch den Benutzer eingegeben werden müssen. Zudem geht aus der Veröffentlichung von SCHÜRMAN nicht hervor, ob für alle ausgewerteten Versuche jeweils identische Gewichtungsfaktoren verwendet wurden oder ob diese für jeden Modellversuch neu gewählt werden mussten.

### 5.2.3 KREMER (1998)

Ähnlich wie SCHÜRMAN ermittelt auch KREMER aus einer punktwise bekannten Momentenverteilung einer im Boden eingespannten und zusätzlich einfach gestützten Wand die einwirkende Erddruckbelastung. Auf Grund der vorhandenen Unsicherheiten und Schwierigkeiten der bisher vorgestellten Verfahren geht er den umgekehrten Weg: er schätzt den Verlauf der Erddruckspannungen vor und variiert deren Ordinaten solange, bis eine zufrieden stellende Übereinstimmung der sich daraus ergebenden Momentenlinie mit den gemessenen Einzelwerten erreicht ist.

Die Erddruckspannungen in einem Intervall werden mit einem linearen, in Sonderfällen auch mit einem parabelförmigen Verlauf angenommen. Die Erddruckbelastung  $q$  wird viermal integriert - bis hin zur Biegelinie  $w(x)$  - und ein Gleichungssystem für alle Bereiche aufgestellt, welches mit Hilfe von Randbedingungen (z.B. für die Verschiebungen an bekannten Stellen) und den vorgeschätzten (und daher als bekannt geltenden) Erddruckordinaten gelöst wird. Für das System einer einfach gestützten, im Boden eingespannten Wand, ergibt sich für KREMERS Modellversuch ein Gleichungssystem mit 42 Gleichungen und 32 vorzuschätzenden Parametern (z.B. Ordinaten der Erddruckspannungen).

Diese Auswertemethode ist ohne Frage sehr zeitaufwändig, auch wenn das Vorschätzen durch Erfahrungswerte verbessert bzw. beschleunigt werden kann. Die Ergebnisse sind dabei aber für den verwendeten Ansatz weitestgehend zutreffend und nachvollziehbar. Ein weiterer Vorteil ist, dass für jedes Intervall alle Schnittgrößenverläufe - von der Erddruckbelastung bis zur Biegelinie - als Funktion bekannt sind. Die händische Eingabe sämtlicher Spannungsordinaten ist jedoch für die hier durchzuführende Untersuchung nicht anwendbar, da weder Größenordnung noch Verlauf der Erddruckspannungen für den Modellversuch im Vorfeld bekannt sind.

### 5.3 Eigene Versuche

Vor dem Hintergrund der verschiedenen zuvor erläuterten Herangehensweisen wurde angestrebt, einen eigenen Berechnungsalgorithmus zu entwickeln, mit dem die gegebene inverse Problemstellung gelöst werden kann. Angesichts der großen Anzahl auszuwertender Dehnungsmessungen aus den bodenmechanischen Modellversuchen ist es das Ziel, auf einen standardisierten Ablauf bei der Ermittlung der Erddrücke zurückgreifen zu können. Abgesehen davon, dass die Kalibrierung eines Algorithmus für jeden Versuch sehr viel Zeit in Anspruch nimmt, soll so verhindert werden, dass die Ergebnisse vom Benutzer beeinflusst werden können.

Die verschiedenen Ansätze, die mit MatLAB programmiertechnisch umgesetzt wurden, basieren alle auf einer Gleichgewichtsbetrachtung, bei der das statische System (zunächst das eines einseitig eingespannten Kragarms) an den jeweiligen Messpunkten unterteilt wird. Die Gleichgewichtsbetrachtung erfolgt dann jeweils bereichsweise, wobei die Kopplung der Bereiche über Rand- und Übergangsbedingungen an den „Elementgrenzen“ erfolgt.

Um aus den Dehnungsmessungen eine auf die Struktur einwirkende Belastung in Größe und Verteilung zu bestimmen, wurden die im Folgenden stichpunktartig dargestellten Varianten getestet:

- Ausgleichung der Momentenlinie durch Regressionspolynome und Splines; Ermittlung der Erddrücke durch zweimalige Differentiation
- Gauß'scher Eliminations-Algorithmus auf der Grundlage von bereichsweise aufgestellten Gleichgewichtsbedingungen (zwei Messwerte begrenzen einen Bereich, dazwischen wird ein konstanter oder linearer Verlauf der zu ermittelnden Erddruckspannungen angenommen)
- Generierung zusätzlicher virtueller Messpunkte (mit Polynomen und Splines) als weitere Stützstellen, um die Auflösung zu verbessern
- überbestimmtes Gleichungssystem mit Gleichgewichtsbedingungen, bei dem die Messwerte nach der Methode der Summe der kleinsten Fehlerquadrate angenähert werden,
- iterativer Algorithmus mit überbestimmtem Gleichungssystem und Gewichtungsfaktoren, bei dem im ersten Schritt (konstanter Erddruckansatz) Schätzwerte für die Spannungen generiert werden, um ein Divergieren der Berechnung im zweiten Schritt (linearer Ansatz) zu verhindern.

Zwar soll auf die durchgeführten Versuche hingewiesen werden, jedoch wird hier auf eine detaillierte Ausführung bewusst verzichtet, da alle genannten Varianten nicht geeignet waren, die vorliegende Aufgabe zu lösen.

Teilweise versagten die Algorithmen bereits bei exakt generierten Dehnungswerten, teilweise war zunächst eine zufrieden stellende Ermittlung der Belastung möglich. Bei der Verwendung von Labormessdaten führte jedoch keine der Varianten zu brauchbaren Ergebnissen, die aus den (unvermeidlichen) Mess- und Modellfehlern resultierenden Einflüsse auf das Berechnungsergebnis waren für die Algorithmen unverträglich.



## 5.4 iFEM – inverse Finite-Element-Method

### 5.4.1 Einführung

Für die Untersuchung der Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Bodenfüllung und Modellwand wurde schließlich auf einen Programmcode zurückgegriffen, der auf der Methode der **inversen Finiten Elemente** basiert und mit dem sich derartige „inverse Problemstellungen“ lösen lassen (vgl. MAINÇON, 2004).

Zur Abgrenzung dieser Methode von der „herkömmlichen“ FEM sei Folgendes vorausgeschickt: Die Finite-Element-Method (**FEM**) wird üblicherweise genutzt, um die Systemantworten (z.B. Dehnungen, Verformungen,...) einer Struktur zu berechnen, wenn die einwirkenden Lasten in Größe und Verteilung bekannt sind – die FEM ist daher typischerweise ein Entwurfswerkzeug. Die **inverse** Finite-Element-Method (**iFEM**) geht den umgekehrten Weg. In einer inversen FEM-Berechnung sind sowohl die äußeren Einwirkungen als auch die Systemantworten unbekannt. Sie sollen aus einer begrenzten Anzahl von Messungen der Systemantworten bestimmt werden. Das heißt, iFEM ermittelt aus den nur begrenzt zur Verfügung stehenden Informationen ein komplettes Bild der Struktur mit Belastungen und Verformungen.

Ein solches „rückwärtiges“ Vorgehen wirft im Allgemeinen mehrere Schwierigkeiten auf. Zum einen handelt es sich um ein **unterbestimmtes Problem**, bei dem wesentlich mehr Unbekannte ermittelt werden müssen als Bedingungen (z.B. Messungen von Dehnungen oder Verformungen, Rand- und Gleichgewichtsbedingungen sowie bekannte Kräfte) zur Verfügung stehen. Zum anderen wird diese Problemstellung als **schlecht konditioniert** bezeichnet, da hier bereits kleine Messunsicherheiten zu großen Fehlern bei der Ermittlung der unbekanntesten Last führen (vgl. 5.2 und 5.3).

Die Idee, die hinter iFEM steckt, beruht auf einer erzwungenen Optimierung („constrained optimization“) der Berechnung, bei der aus (wenigen) gegebenen Messungen die – unter Erfüllung des Gleichgewichts – wahrscheinlichste Kombination aus Lasten und Systemantworten für das gesamte System abgeschätzt wird. Entsprechende Arbeiten zur „constrained optimization“ gehen auf BECK ET AL. (1985) und TIKHONOV/ARSENIN (1977) zurück.

Dabei ist eine Schätzung von Einwirkungen und Antworten dann als wahrscheinlich zu bezeichnen, wenn die gemessenen Systemantworten den berechneten in vernünftiger Weise entsprechen und die ermittelten äußeren Lasten in einer sinnvollen Größenordnung liegen.

Die Berechnung wird zum einen dadurch stabilisiert, dass die Messwerte nicht unbedingt exakt mit der Ergebnisschätzung übereinstimmen müssen, sondern vielmehr bewusst Abweichungen zugelassen werden können. Werden die Abweichungen zwischen Messung und estimierten Werten in zu geringem Maße zugelassen, der Algorithmus also dazu „gezwungen“, die Messungen exakt wieder zu geben, kann dies zu Fehleinschätzungen der äußeren Lasten führen. Die zugelassenen Abweichungen sind dabei in Abhängigkeit vom Fehler der verwendeten Messtechnik bzw. allgemein von der Genauigkeit der Messung zu wählen. Die möglichen Einflüsse auf das Ergebnis für den hier behandelten Modellversuch werden in Abschnitt 5.3.3 diskutiert.

Zum anderen werden so genannte Kosten auf die unbekanntes Kräfte und die gemessenen Werte eingeführt. Bei linearen statischen Problemstellungen kann eine FE-Formulierung unter Berücksichtigung von so genannten Kostenfunktionen („cost functions“), die sich auf die Messabweichungen sowie auf die unbekanntes Lasten beziehen, erfolgen. Diese Funktionen werden unter Erfüllung des Gleichgewichtes minimiert. Als Ergebnis der Berechnung wird damit diejenige Lösung gefunden, die die geringsten Kosten erfordert.

Dieses führt im Falle einer quadratischen Formulierung der Kostenfunktion auf ein erweitertes System linearer Gleichungen mit sämtlichen Belastungen und Verformungen als Unbekanntes. Mit diesem Ansatz können – eine geeignete Wahl der Kosten sowie der Messanordnung vorausgesetzt – sinnvolle Ergebnisse erzielt werden. Der Algorithmus ist dann in der Lage, auch für schlecht konditionierte Probleme aus der unendlichen Zahl möglicher Lösungen die „wahrscheinlichste“ zu ermitteln. Die Wahl der Kosten beeinflusst dabei die Qualität der Ergebnisse: unpassend gewählte Kosten führen in jedem Fall zu unbrauchbaren Ergebnissen.

Die inverse Finite-Element-Method und die zugehörige Software – SAFRAN – werden seit 2001 an der University of Stellenbosch (Südafrika) entwickelt und konnten im Rahmen einer Kooperation für die vorliegende Arbeit adaptiert und verwendet werden. Dabei ist zu beachten, dass sich der Programmcode noch in der Entwicklung befindet und deshalb nicht ausreichend dokumentiert ist. Aus diesem Grund werden die theoretischen Grundlagen und die Anpassung des Programms auf die vorliegende Problemstellung detailliert beschrieben.

SAFRAN arbeitet ebenso wie das in Abschnitt 6 verwendete Programm MatPIV auf der Grundlage des Programmpaketes MATLAB. In Zusammenarbeit mit Dr.-Ing. Philippe MAINÇON von der University of Stellenbosch wurde das Programm benutzt, um aus den vorliegenden diskreten Dehnungsmessungen an den Modellwänden für verschiedene Verformungszustände diejenigen Erddruckbelastungen zu ermitteln, die die gemessenen Dehnungen „höchstwahrscheinlich“ verursacht haben. Die Software SAFRAN wurde auf den vorhandenen Modellversuch angepasst und die verwendeten Berechnungsparameter durch umfangreiche Untersuchungen abgesichert. Weiterhin wurden zahlreiche Tests und verschiedene Weiterentwicklungen und Verbesserungen des Programms in Kooperation erörtert bzw. vorgenommen.

Im Folgenden wird die Theorie der inversen Finiten Elemente für eine linear-statische Berechnung beschrieben. Anschließend werden mit Hilfe eines einfachen Beispiels die Funktionsweise und der Ablauf einer Berechnung dargestellt. Einige Parametertests an diesem Beispiel verdeutlichen den Einfluss und die Bedeutung der Kostenfunktionen.

Im Anschluss werden die Anpassung des Programms auf das vorliegende System sowie einige Benchmarks beschrieben und die Ergebnisse der Modellversuche dargestellt und diskutiert.

### 5.4.2 Theorie der inversen Finiten Elemente

Die Diskretisierung der Differentialgleichungen ist identisch zu derjenigen der „herkömmlichen“ FE-Methode. Der Vektor der äußeren Lasten wird in dieser Formulierung jedoch aufgespalten in einen Anteil bekannter und unbekannter Belastungen.

$$\overline{\overline{K}} \cdot \overline{X} = \overline{\overline{H}} \cdot \overline{U} + \overline{R} \quad [\text{Gl. 5-1}]$$

$$\left( \text{worin : } \overline{\overline{H}} = \int_v \overline{\overline{N}}^T \cdot \overline{L} d\xi \right)$$

mit:

$\overline{\overline{K}}$	Steifigkeitsmatrix
$\overline{X}$	Vektor der Knotenfreiheitsgrade
$\overline{R}$	Vektor der bekannten (konsistent berechneten) äußeren Kräfte
$\overline{U}$	Vektor der unbekanntes äußeren Kräfte
$\overline{\overline{H}}$	enthält die konsistente Lastbeschreibung und gibt z.B. an, wie sich die Knotenkräfte in Abhängigkeit der Freiheitsgrade bestimmen lassen
$\overline{\overline{N}}$	Formfunktion der X-Freiheitsgrade
$\overline{\overline{L}}$	Formfunktion der U-Freiheitsgrade

Zudem wird die Kosten-Funktion aufgestellt, die minimiert werden soll. Um später ein System linearer Gleichungen zu erhalten, wird sie als quadratische Funktion formuliert.

$$J = \frac{1}{2} \cdot \begin{bmatrix} \overline{X} \\ \overline{U} \end{bmatrix}^T \cdot \begin{bmatrix} \overline{\overline{Q}}_{xx} & \overline{\overline{Q}}_{xu} \\ \overline{\overline{Q}}_{xu} & \overline{\overline{Q}}_{uu} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \overline{X} \\ \overline{U} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \overline{\overline{Q}}_x \\ \overline{\overline{Q}}_u \end{bmatrix}^T \cdot \begin{bmatrix} \overline{X} \\ \overline{U} \end{bmatrix} \quad [\text{Gl. 5-2}]$$

mit:

$\overline{\overline{Q}}_{xx}, \overline{\overline{Q}}_x$	Beitrag der Messungen zur Kostenfunktion
$\overline{\overline{Q}}_{uu}, \overline{\overline{Q}}_u$	Beitrag der äußeren Belastungen zur Kostenfunktion

Diese quadratische Kosten-Funktion wird zusammengesetzt einerseits aus Beiträgen der vorhandenen Messungen der Systemantworten und andererseits aus Beiträgen aus den unbekanntes äußeren Lasten.

Der Beitrag der Messungen wird hier zum besseren Verständnis ausführlicher hergeleitet und lässt sich wie folgt schreiben:

$$j_{\text{MeasurementCost}} = \frac{1}{2} \cdot (\overline{m}_x - \overline{m}_e)^T \cdot \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot (\overline{m}_x - \overline{m}_e).$$

Mit  $\overline{m}_e = \overline{\overline{A}} \cdot \overline{X}$  ergibt sich:

$$\begin{aligned}
 j_{\text{MeasurementCost}} &= \frac{1}{2} \cdot (\bar{m}_x - \bar{A} \cdot \bar{X})^T \cdot \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot (\bar{m}_x - \bar{A} \cdot \bar{X}) \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \underbrace{\bar{X}^T \cdot \bar{A} \cdot \bar{A}^T}_{\bar{Q}_{xx}} \cdot \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot \bar{A} \cdot \bar{X} - \underbrace{\bar{m}_x^T \cdot \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot \bar{A} \cdot \bar{X}}_{\bar{Q}_x} + \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \bar{m}_x^T \cdot \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot \bar{m}_x}_{\text{konst. Term}}
 \end{aligned}$$

mit:

$\bar{m}_x$  Vektor mit Messungen von Systemantworten (z.B. Verformungen, Dehnungen)

$\bar{m}_e$  Estimat der Systemantworten aus der iFEM-Berechnung

$\bar{A}$  Matrix zur Verknüpfung von Systemfreiheitsgraden und Systemantworten an den Messstellen

$\sigma_m^2$  Quadrat der Standardabweichung der Messungen

Unter Vernachlässigung des konstanten Terms folgt schließlich:

$$\begin{aligned}
 j_{\text{MeasurementCost}} &= \frac{1}{2} \cdot \bar{X}^T \cdot \bar{Q}_{xx} \cdot \bar{X} + \bar{Q}_x^T \cdot \bar{X} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \bar{X}^T \cdot \left( \frac{1}{\sigma_m^2} \bar{A} \bar{A}^T \right) \cdot \bar{X} + \left( \frac{\bar{m}_x}{\sigma_m^2} \bar{A} \right)^T \cdot \bar{X}. \quad [\text{Gl. 5-3}]
 \end{aligned}$$

(für den Fall, dass die Standardabweichung der Messung für alle Stellen gleich angesetzt wird)

Durch die Verknüpfung der Kosten mit dem Reziprokwert der Standardabweichung ist das Gewicht von Messungen mit kleiner Unsicherheit wesentlich höher als im Falle einer größeren Standardabweichung. Somit wird ein Zusammenhang zwischen der Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines bestimmten Messwertes und den ihm zugeordneten Kosten hergestellt.

Des Weiteren enthält die Kostenfunktion Beiträge aus den unbekanntem äußeren Lasten.

$$\begin{aligned}
 j_{\text{ForceCost}} &= \frac{1}{2} \cdot \bar{U}^T \cdot \bar{Q}_{uu} \cdot \bar{U} + \bar{Q}_u^T \cdot \bar{U} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \bar{U}^T \cdot \left( \int_V \bar{L}^T \cdot \bar{q}_{uu} \cdot \bar{L} d\xi \right) \cdot \bar{U} + \bar{0} \cdot \bar{U} \quad [\text{Gl. 5-4}]
 \end{aligned}$$

Der konstante Anteil  $\bar{Q}_u$  wird in der Regel zu Null gesetzt, da hier vorhandene äußere Lasten beschrieben werden könnten. Diese werden jedoch im Normalfall Eingang in den Vektor  $\bar{R}$  der bekannten äußeren Lasten finden.

Um die Kosten-Funktion schließlich unter Erfüllung des Gleichgewichts minimieren zu können, wird ein Lagrange-Multiplikator  $\lambda$  eingeführt und die Ableitung von  $J$  (also die partiellen Ableitungen nach den Unbekannten  $X$ ,  $U$  und  $\lambda$ ) zu Null gesetzt.

$$J' = J + \bar{\lambda}^T \cdot (\bar{K} \cdot \bar{X} - \bar{H} \cdot \bar{U} - \bar{R}) = 0 \quad [\text{Gl. 5-5}]$$

Die partiellen Ableitungen der Kostenfunktion führen auf ein erweitertes System linearer Gleichungen, welches als Unbekannte alle Systemantworten  $\bar{X}$  und externen Kräfte  $\bar{U}$  enthält. Zusätzlich liefert die Berechnung Lösungswerte für  $\bar{\lambda}$ , die allerdings keine physikalische Bedeutung haben und somit nicht ausgewertet werden.

$$\begin{bmatrix} \bar{0} & \bar{K} & -\bar{H} \\ \bar{K}^T & \bar{Q}_{xx} & \bar{Q}_{xu} \\ -\bar{H}^T & \bar{Q}_{xu} & \bar{Q}_{uu} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \bar{\lambda} \\ \bar{X} \\ \bar{U} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{R} \\ -\bar{Q}_x \\ -\bar{Q}_u \end{bmatrix} \quad [\text{Gl. 5-6}]$$

### 5.4.3 Beispiel: 1D-Fachwerk mit 3 Elementen

Die Funktionsweise des iFEM-Algorithmus sowie der Einfluss der Werte für die Kosten soll in dem folgenden Beispiel verdeutlicht werden.

Das hier verwendete einfache System besteht aus drei Normalkraftstäben, von denen der mittlere einer konstant verteilten äußeren Axialkraftbeanspruchung von  $u_T = 10 \text{ kN/m}$  ausgesetzt ist (Abb. 5-2).

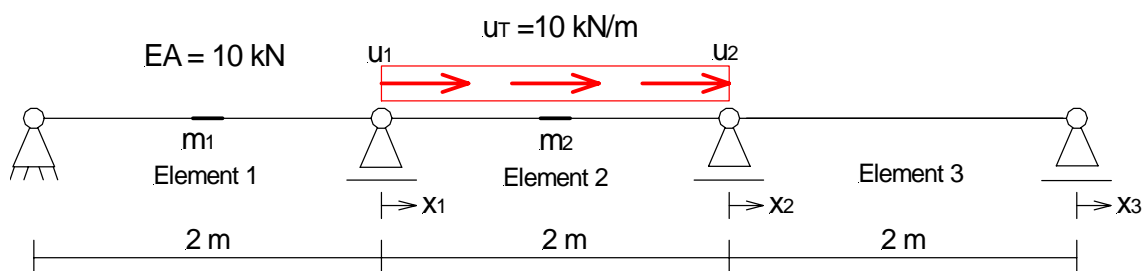


Abb. 5-2: System für das Berechnungsbeispiel

Einzigste Freiheitsgrade sind die Knotenverschiebungen in axialer Richtung  $x_1$  bis  $x_3$ . Die Belastung  $u_T$  soll in der iFEM-Berechnung näherungsweise als Ergebnis ermittelt werden. Als Systemantworten stehen lediglich zwei (exakt „gemessene“) Verformungswerte in der Mitte der Elemente 1 und 2 zur Verfügung. Die Dehnsteifigkeit wird für das Berechnungsbeispiel zu  $EA = 10 \text{ kN}$ , die Länge eines jeden Elementes zu  $L_E = 2 \text{ m}$  angenommen.

Die Steifigkeitsmatrix für das System sowie der Vektor der unbekanntenen Normalkraftordinaten in den Knoten 1 und 2 lauten:

$$\bar{K} = \frac{EA}{L_E} \cdot \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 \\ -1 & 2 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10 & -5 & 0 \\ -5 & 10 & -5 \\ 0 & -5 & 5 \end{bmatrix}; \bar{U} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}.$$

Die vorhandenen Verschiebungsgrößen und exakten Messwerte in Elementmitte ergeben sich wie folgt:

$$\bar{X} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4,0 \\ 6,0 \\ 6,0 \end{bmatrix} \Rightarrow \bar{m} = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2,0 \\ 5,0 \end{bmatrix}.$$

Die Standardabweichung der Messwerte wurde gewählt zu 1% des Messwertes:

$$\bar{\sigma}_m = 0,01 \cdot \bar{m} \Rightarrow \sigma_{m1} = 0,02 \quad \text{und} \quad \sigma_{m2} = 0,05.$$

Die H-Matrix wird zunächst für ein Einzelement formuliert:

$$\begin{aligned} \bar{H} &= \int_{L_E} \bar{N}^T \cdot \bar{L} dx = \int_0^1 \begin{bmatrix} 1-s \\ s \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1-s & s \end{bmatrix} \cdot L_E ds = L_E \cdot \int_0^1 \begin{bmatrix} (1-s)^2 & s \cdot (1-s) \\ s \cdot (1-s) & s^2 \end{bmatrix} ds \\ \bar{H} &= L_E \cdot \begin{bmatrix} -\frac{1}{3} \cdot (1-s)^3 & \frac{1}{2} \cdot s^2 - \frac{1}{3} \cdot s^3 \\ \frac{1}{2} \cdot s^2 - \frac{1}{3} \cdot s^3 & \frac{1}{3} \cdot s^2 \end{bmatrix}_0^1 = L_E \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{6} \\ \frac{1}{6} & \frac{1}{3} \end{bmatrix} \end{aligned}$$

mit:

$s$  normierte Laufvariable (zwischen 0 und 1)

Für das Gesamtsystem lautet sie:

$$\bar{H} = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & \frac{1}{3} \\ \frac{1}{3} & \frac{2}{3} \\ 0 & 0 \end{bmatrix}.$$

Für die Aufstellung der Kostenfunktionen  $J$  müssen zunächst die Verschiebungsmesswerte durch die Knotenverschiebungen ausgedrückt werden:

$$\bar{m}_x = \bar{A} \cdot \bar{X} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix}.$$

Daraus folgt für den Beitrag der Messunsicherheiten (Measurement Cost) Element weise:

$$\begin{aligned} \bar{Q}_{xx} &= \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot \bar{A} \cdot \bar{A}^T = \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{4} & \frac{1}{4} \\ \frac{1}{4} & \frac{1}{4} \end{bmatrix} \quad \text{und} \quad \bar{Q}_x = \frac{\bar{m}_x}{\sigma_m^2} \cdot \bar{A} = \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \\ \frac{1}{2} \end{bmatrix} \\ j_{\text{MeasurementCost}} &= \frac{1}{2} \cdot \bar{X}^T \cdot \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{4} & \frac{1}{4} \\ \frac{1}{4} & \frac{1}{4} \end{bmatrix} \cdot \bar{X} + \frac{1}{\sigma_m^2} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \\ \frac{1}{2} \end{bmatrix}^T \cdot \bar{X} \end{aligned}$$

Für das Beispielsystem ergibt sich insgesamt:

$$\begin{aligned} \bar{Q}_{xx} &= \begin{bmatrix} \frac{1}{4} \cdot \left( \frac{1}{0,02^2} + \frac{1}{0,05^2} \right) & \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{0,05^2} & 0 \\ \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{0,05^2} & \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{0,05^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 725 & 100 & 0 \\ 100 & 100 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{und} \\ \bar{Q}_x &= \begin{bmatrix} \frac{2,0}{0,02^2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{5,0}{0,05^2} \cdot \frac{1}{2} \\ \frac{5,0}{0,05^2} \cdot \frac{1}{2} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3500 \\ 1000 \\ 0 \end{bmatrix}. \end{aligned}$$

Der Beitrag der unbekanntes äußeren Kräfte zur Kostenfunktion (Force Cost) ist (wiederum formuliert für ein einzelnes Element):

$$\bar{Q}_{uu} = \int_{L_E} \bar{L}^T \cdot q_{uu} \cdot \bar{L} dx = q_{uu} \cdot L_E \cdot \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix}$$

Der Wert  $q_{uu}$  wird im Hinblick auf die zu erwartende Größenordnung der Last festgelegt zu

$$q_{uu} = q_{\text{geschätzt}}^{-2}.$$

Es ergibt sich somit

$$q_{uu} = 10^{-2}.$$

Es folgt für den Beitrag der äußeren Kräfte zur Kostenfunktion:

$$j_{\text{ForceCost}} = \frac{1}{2} \cdot \bar{U}^T \cdot 10^{-2} \cdot 2 \cdot \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2/300 & 2/600 \\ 2/600 & 2/300 \end{bmatrix} \cdot \bar{U}.$$

Unter Anwendung eines Lagrange-Multiplikators  $\lambda$  wird nun die Kostenfunktion minimiert, woraus sich das erweiterte System linearer Gleichungen ergibt. Einsetzen der gegebenen Werte in [Gl. 5-6] liefert:

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 10 & -5 & 0 & -2/3 & -1/3 \\ 0 & 0 & 0 & -5 & 10 & -5 & -1/3 & -2/3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -5 & 5 & 0 & 0 \\ 10 & -5 & 0 & 725 & 100 & 0 & 0 & 0 \\ -5 & 10 & -5 & 100 & 100 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -5 & 5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2/3 & -1/3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2/300 & 1/300 \\ -1/3 & -2/3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/300 & 2/300 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \lambda_3 \\ x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 3500 \\ 1000 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}.$$

Als Berechnungsergebnis folgt somit für eine Standardabweichung der Verschiebungsmesswerte von 1 %:

$$\bar{X}_{iFEM} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,9992 \\ 6,0008 \\ 6,0008 \end{bmatrix} \approx \bar{X}_{\text{exakt}} = \begin{bmatrix} 4,0 \\ 6,0 \\ 6,0 \end{bmatrix} \text{ und } \bar{U}_{iFEM} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9,9689 \\ 10,0271 \end{bmatrix} \approx \bar{U}_{\text{exakt}} = \begin{bmatrix} 10,0 \\ 10,0 \end{bmatrix}.$$

Die Qualität des Ergebnisses hängt in jedem Fall von der Wahl der Kosten ab; dies wird bereits an diesem einfachen Beispiel deutlich, in dem kein Messfehler vorhanden ist. Ist die eingegebene Standardabweichung der Messwerte wie im Beispiel klein, werden für nahezu alle Werte von  $q_{uu}$  gute Ergebnisse erzielt. Ist die Standardabweichung größer, so ist die Qualität des Ergebnisses stärker von der Wahl von  $q_{uu}$  abhängig. Dieser Zusammenhang soll durch die folgende tabellarische Darstellung verdeutlicht werden, in der zum einen bei konstanter Stan-

Standardabweichung von 5 % der Wert für  $q_{uu}$  variiert wird und zum anderen bei gleich bleibendem  $q_{uu}$  die Genauigkeit der Messwerte verändert wird (Tabelle 5-1).

**Berechnungsergebnisse für 5% Standardabweichung und variables  $q_{uu}$ :**

Größe	exakt	$q_{uu} = 10$	$q_{uu} = 1$	$q_{uu} = 10^{-1}$	$q_{uu} = 10^{-2}$	$q_{uu} = 10^{-7}$	$q_{uu} = 10^{-20}$
$u_1$	<b>4,0</b>	1.1418	3.1916	3.8913	3.9843	4.0000	4.0000
$u_2$	<b>6,0</b>	1.7317	4.8399	5.8941	6.0050	6.0000	6.0000
$u_3$	<b>6,0</b>	1.7317	4.8399	5.8941	6.0050	6.0000	6.0000
$q_1$	<b>10,0</b>	2.5694	7.1916	8.8698	9.5340	10.0000	10.0000
$q_2$	<b>10,0</b>	3.1395	8.7664	10.5866	10.3878	10.0000	10.0000

**Berechnungsergebnisse für  $q_{uu} = 10^{-2}$  und variable Standardabweichung:**

Größe	exakt	$\sigma_m = 80\%$	$\sigma_m = 15\%$	$\sigma_m = 5\%$	$\sigma_m = 1\%$	$\sigma_m = 0,1\%$	$\sigma_m = 10^{-4}\%$
$u_1$	<b>4,0</b>	2.4341	3.9009	3.9843	3.9992	4.0000	4.0000
$u_2$	<b>6,0</b>	3.6915	5.9080	6.0050	6.0008	6.0000	6.0000
$u_3$	<b>6,0</b>	3.6915	5.9080	6.0050	6.0008	6.0000	6.0000
$q_1$	<b>10,0</b>	5.4799	8.9029	9.5340	9.9689	9.9997	10.0000
$q_2$	<b>10,0</b>	6.6906	10.6017	10.3878	10.0271	10.0003	10.0000

Tabelle 5-1: Parametertests am Beispielsystem

Mit Hilfe dieser Darstellung lässt sich zeigen, dass für zutreffende Resultate eine geeignete Balance zwischen den beiden Kostenarten „Force Cost“ und „Measurement Cost“ zu finden ist und die Größenordnung von  $q_{uu}$  sinnvoll angesetzt werden muss. Für diesen Fall funktioniert dies nach der folgenden Näherungsformel recht gut:

$$q_{uu} = \frac{1}{q_{\max, \exp}^2}.$$

Dabei entspricht  $q_{\max, \exp}$  dem Wert der zu erwartenden Maximalgröße der unbekanntes äußeren Belastungen. Verschiedene Benchmarks sowie die Untersuchungen an den realen Laborversuchen (siehe Abschnitt 5.3.3) zeigen allerdings, dass diese Faustformel nicht generell verwendet werden kann und somit keine physikalische Bedeutung hat. Die optimalen Werte für die Kosten müssen daher für die Auswertung der Laborversuche zunächst ermittelt werden, um den Besonderheiten des Systems und der unterschiedlichen Qualität der Messwerte Rechnung zu tragen.



## 5.5 Bestimmung der Erddruckbelastung mit iFEM

### 5.5.1 System

Für die Berechnung der unbekanntenen Erddrücke werden die last- und die luftseitige Wand getrennt mit Balkenelementen modelliert. Die Erddrücke an beiden Wänden werden also unter Verwendung der jeweiligen Dehnungs- und Kraftmessungen unabhängig voneinander ermittelt. Eine direkte Kopplung beider Wände über die (Zug-) Anker entfällt, da die Ankerkräfte als äußere Belastung auf das System aufgebracht werden.

Unter Beachtung der Bedingung, dass die Dehnungsmessungen jeweils in der Mitte eines Elementes vorliegen müssen, werden die Elemente annähernd gleich groß generiert. Daraus ergibt sich, dass für beide Wandlagerungsarten und auch für die last- bzw. luftseitige Wand unterschiedliche Diskretisierungen erforderlich sind. Dabei werden die Wände mit jeweils zwischen 26 und 30 Elementen vom Fußauflager bis zur Höhenlage der Anker modelliert; dies entspricht einer Wandhöhe von 275 mm bei gelenkiger Lagerung und 245 mm im Falle einer Fußeinspannung. Die oberen 20 mm bzw. 2 Elemente zwischen der Höhenlage der Ankerkraft (1) und der Lasteinleitung (2) sind frei von äußeren unbekanntenen Lasten – die Bodenfüllung beginnt in Höhe der Lasteinleitung (Abb. 5-5).

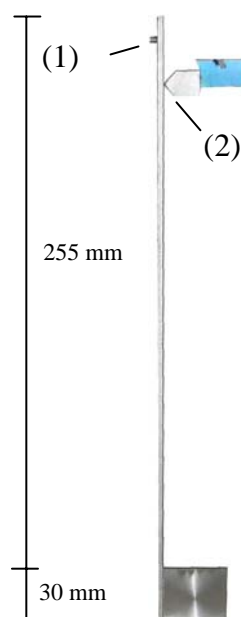


Abb. 5-3: Messwand im Schnitt

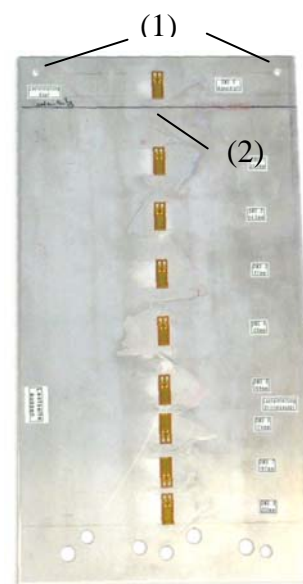


Abb. 5-4: Ansicht der Messwand

Als bekannte äußere Punktlast wird die Summe der Ankerkräfte in den fünf gewählten Verformungszuständen implementiert, die analog zu den in Abschnitt 4.6 verwendeten sind. Auf der Lastseite ist zusätzlich die durch die Vorschubeinrichtung eingeleitete Kraft, die mit der Kraftmessdose erfasst wird, wirksam. Diese wird ebenfalls als Punktlast modelliert.

Diese Last (im Folgenden mit Actuator oder Actuator Force bezeichnet) wird dabei als exakt betrachtet; es kann hier also keine unbekanntene äußere Einzellast („Korrekturkraft“) von iFEM

eingeführt werden. Dies ist erforderlich, um die Qualität der Ergebnisse für die Bodenspannungen nicht zu beeinträchtigen. Bei Einführung eines Kräftefreiheitsgrades an dieser Stelle könnte der Algorithmus – je nach Wahl der Kosten – eher ein Kräftepaar (aus Anchor und Actuator Force) am Wandkopf als Ergebnis finden als unbekannte äußere Bodenspannungen. Zur genaueren Erläuterung und für weitergehende Informationen hierzu wird auf die Ausführungen zur inversen FE-Methode im Anhang B verwiesen.

Die Ankerkraftsumme wird im Gegensatz zur Actuator Force mit einem Gewichtungsfaktor belegt, der den in Abschnitten 3 und 4 beschriebenen Messunsicherheiten Rechnung trägt. Diese Unsicherheiten resultieren zum einen aus dem Messelement selbst, zum anderen aus der Tatsache, dass die Ankerkräfte durch die Störungen in Folge des Einbauvorganges und auf Grund des geringen Kraftniveaus als nicht sehr zuverlässig betrachtet werden müssen. Zudem werden für die kleinen Wandabstände die in Abschnitt 4.5 durch Extrapolation ermittelten Ankerkraftsummen verwendet, die ebenfalls mit Unsicherheiten behaftet sind - insbesondere bei den gelenkig gelagerten Versuchen. Es wird also bewusst zugelassen, dass iFEM bei der Abschätzung der äußeren Kräfte nicht nur Erddrücke ermittelt, sondern auch die Ankerkräfte leicht „korrigiert“.

Eine Besonderheit in der Modellierung ergibt sich beim gelenkig gelagerten System, welches kinematisch verschieblich ist und ohne Zusatzmaßnahmen nicht berechnet werden kann. Hierzu wird in iFEM eine virtuelle Halterung (kein Auflager!) des Wandkopfes in horizontaler Richtung geschaffen. Es wird unterstellt, dass sich der Wandkopf nicht bewegt hat und somit eine Starrkörperbewegung der Wand (Rotation um den Fußpunkt) verhindert.

Hierdurch wird es möglich, aus der unendlichen Anzahl potenzieller Lösungen, die sich jedoch hinsichtlich der ermittelten äußeren Lasten nicht unterscheiden, eine einzige als Ergebnis zu finden - in diesem Fall diejenige mit vertikaler Wand. Diese Maßnahme hat jedoch keine Auswirkungen auf die Ermittlung der Belastung, da die Biegelinie der Wand nicht beeinflusst wird. Eine ausführliche Erläuterung dieser „HoldTop“-Bedingung findet sich ebenfalls im Anhang B.

Die Diskretisierung des gesamten Systems sowie die Steuerung von Berechnung und Ergebnisausgabe erfolgt mit Hilfe einer Eingabedatei.

### **5.5.2 Größenordnung der Erddruckbelastung im Modellversuch**

Zur besseren Beurteilung der mit iFEM gewonnenen Ergebnisse für die Erddruckbelastungen wird vorweg eine Abschätzung der zu erwartenden Größenordnung durchgeführt.

Betrachtet man eine Modellwand mit einer Höhe der Bodenfüllung von 255 mm und unterstellt eine lineare Verteilung des Erddrucks (Abb. 5-5), so kann unter Verwendung der bekannten Parameter des Versuchssandes für den aktiven und den passiven Grenzzustand des ebenen Erddrucks ein Anhaltswert ermittelt werden.

Die Wichte des Bodens wird für einen Porenanteil  $n$  von 40 % ermittelt. Die Belastungsordinate am Wandfuß beträgt demnach:

$$e_{gh} = \gamma_s \cdot (1 - n) \cdot h \cdot b \cdot k_{gh} = 26,5 \cdot (1 - 0,4) \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3 \cdot 255 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} \cdot k_{gh} = 0,612 \cdot k_{gh}.$$

Mit einem Reibungswinkel von  $\varphi = 32,5^\circ$  und einem Erddruckneigungswinkel  $|\delta| = 1/2\varphi$  ergeben sich folgende Werte (bereits multipliziert mit der Wandbreite von  $b = 150 \text{ mm}$ ):

$$\begin{aligned} k_{agh} &= \Rightarrow e_{agh} = 0,16 \text{ N/mm} && \text{(im aktiven Grenzzustand)} \\ k_{pgh} &= \Rightarrow e_{pgh} = 2,91 \text{ N/mm} && \text{(im passiven Grenzzustand).} \end{aligned}$$

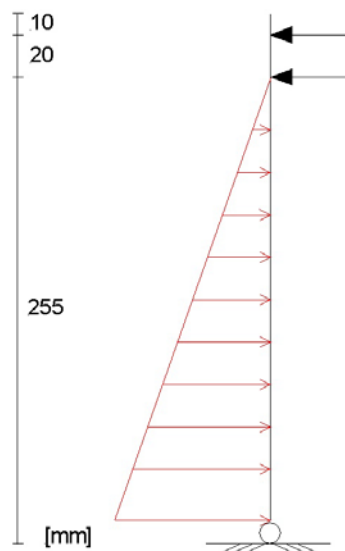


Abb. 5-5: Linear ansteigende Belastung einer gelenkig gelagerten Modellwand

Als resultierender Erddruck ergibt sich somit im aktiven Grenzzustand eine Kraft von:

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \cdot 255 \text{ mm} \cdot 0,16 \text{ N/mm} = 20,4 \text{ N}.$$

Im passiven Grenzzustand beträgt die Resultierende bei Annahme eines linear ansteigenden Verlaufs der Belastung:

$$E_{pgh} = \frac{1}{2} \cdot 255 \text{ mm} \cdot 2,91 \text{ N/mm} = 371 \text{ N}.$$

Die DIN 4085 (2005) schlägt jedoch bei Fußpunktdrehung der Wand als Näherung eine Größe der Erddruckkraft von etwa 50 % bis 67 % des Erdwiderstandes bei Parallelverschiebung der Wand vor. BARTL (2004) nennt auf Grund von Modellversuchen einen Wert von 62 % bis 64 %. Sowohl die DIN 4085 als auch BARTL gehen von einer Erddruckverteilung aus, die einem Dreieck entspricht, das den maximalen Wert der Belastung in etwa der halben Wandhöhe hat.

Unter Berücksichtigung dieser Aspekte kann der maximal erreichbare Erdwiderstand bei Drehung der Wand um den Fußpunkt abgeschätzt werden zu:

$$E_{pgh}^* \approx 0,6 \cdot E_{pgh} = 222,6 \text{ N}.$$

### 5.5.3 Benchmarks: Eingespannter Kragträger

Zum besseren Verständnis der Funktionsweise des Programms und des Einflusses der Wahl der Berechnungsparameter werden einige Benchmarks an einem Beispielsystem durchgeführt. Generiert wird hierzu ein eingespannter Kragträger, dessen Querschnittswerte denen der Modellwände entsprechen. In einem ersten Schritt werden für verschiedene in der Nähe des Wandkopfes eingeleitete Punktlasten exakte Werte der Randdehnungen generiert. Die Berechnung der Systems mit iFEM dürfte demnach keine nennenswerten äußeren Lasten liefern. Diese Lasten, die als „Ghost-Forces“ bezeichnet werden, sind Folge aller enthaltenen Ungenauigkeiten und zudem abhängig von der Wahl der Berechnungsparameter.

In einem zweiten Schritt wird das gleiche System noch einmal berechnet, diesmal jedoch mit realen Dehnungsmessungen aus den in Abschnitt 3.7 beschriebenen Tests der Modellwände. Das letzte Beispielsystem ist mit einer veränderlichen Einzelkraft sowie mit einer konstanten Streckenlast belastet und mit exakt generierten Dehnungswerten berechnet, um die Grenzen der hier gewählten Messanordnung und eine Besonderheit des Programms iFEM aufzuzeigen. Die Erhöhung der aufgebrachtten Einzelkraft erfolgt für alle Beispielberechnungen in fünf Laststufen.

#### a) Kragarm mit Einzellast (generierte Dehnungswerte)

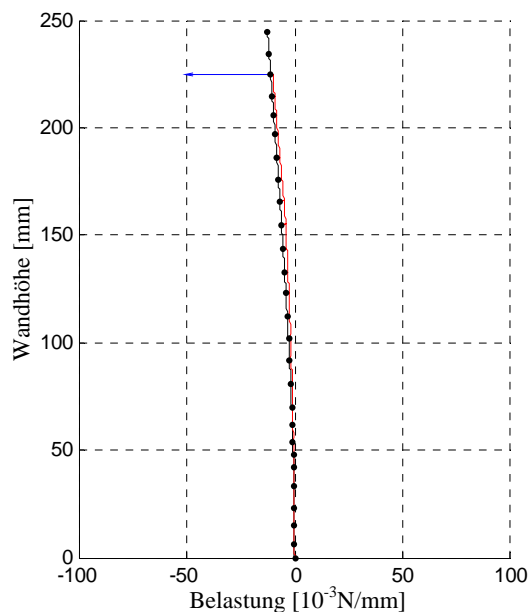


Abb. 5-6: Berechnungsergebnis (1000-fach überhöht)

In Abb. 5-6 ist das Ergebnis der Berechnung dargestellt. Zu erkennen ist die eingeleitete Punktlast sowie die Biegelinie des Kragarms. Ghost-Forces können trotz großer Überhöhung des Ergebnisses kaum ausgemacht werden; sie liegen in einem Bereich unter  $\frac{1}{1000}$  N/mm. Die vom Programm ermittelten Dehnungen steigen linear mit der Tiefe an, d.h. die Werte liegen auf einer Geraden.

### b) Kragarm mit Einzellast (Laborwerte)

Das gleiche System – diesmal mit tatsächlich im Labor gemessenen Werten – macht die Messunsicherheiten in Form von Ghost-Forces sichtbar. Diese sind in Abb. 5-7 wiederum 1000-fach überhöht dargestellt.

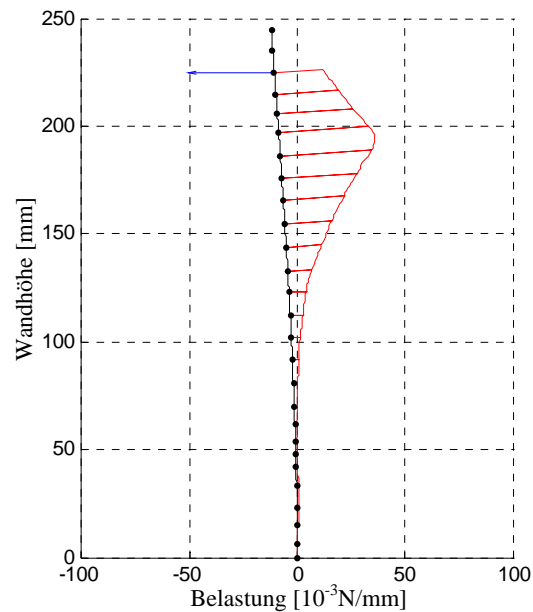


Abb. 5-7: Ghost-Forces für den Laborversuch bei 5 mm Kopfpunktverschiebung

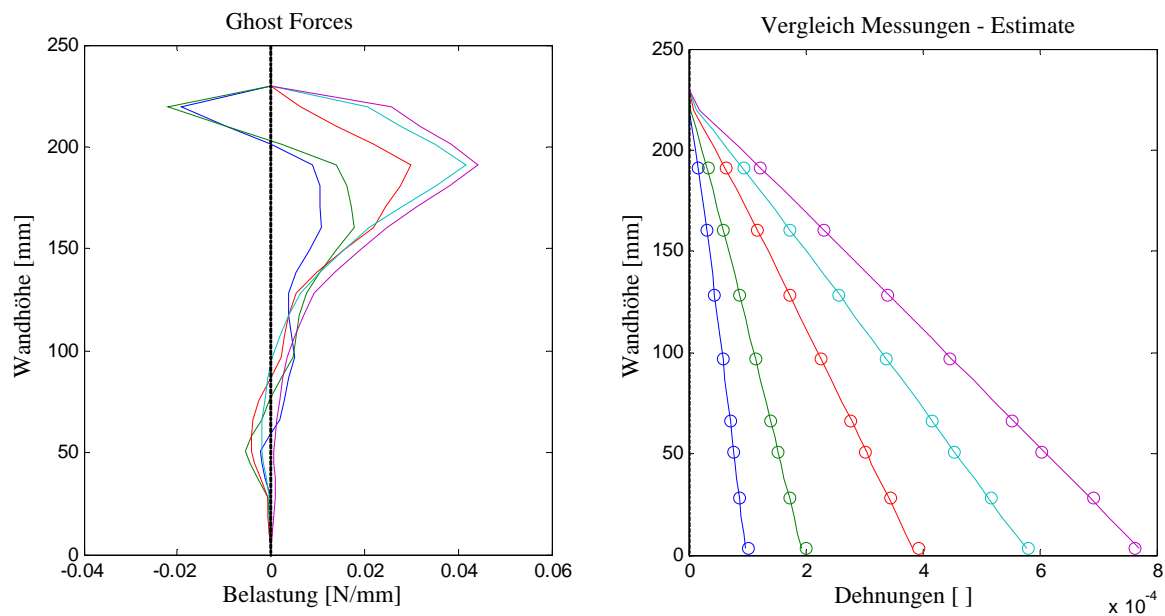


Abb. 5-8: Ghost-Forces und Dehnungsverlauf für alle fünf Laststufen

Die Messwerte des DMS 8 (am Wandfuß) werden bei dieser Berechnung einerseits um 15 % abgemindert (vgl. Abschnitt 3.7), andererseits als unsicher betrachtet (vgl. Abschnitt 4.6). Es werden also für diese Dehnungsmessung bewusst größere Abweichungen zugelassen, um das Ergebnis nicht dadurch zu verschlechtern, dass ein als nicht korrekt identifizierter Messwert von iFEM genau getroffen werden muss.

Die hier vorliegende Größenordnung der Ghost-Forces bewegt sich lastabhängig in einem Bereich bis maximal 0,04 N/mm (Abb. 5-8 links) bei großer Last – in den kleineren Laststufen bis etwa 0,02 N/mm. Die berechneten Dehnungen stimmen mit den gemessenen sehr gut überein – es ergibt sich annähernd der theoretisch richtige lineare Anstieg der Dehnungen zum Wandfuß hin (Abb. 5-8 rechts). Die mit der Größe der Belastung steigenden Abweichungen können teilweise aus der sich mit größerer Verformung verändernden Höhe der Lasteinleitung ergeben; daher steigt die Größe der Ghost-Forces mit der Last an. Weitere mögliche Quellen von Messunsicherheiten werden in Abschnitt 5.5.3 behandelt.

### c) Kragarm mit Einzellast sowie konstanter Streckenlast (0,5 N/mm)

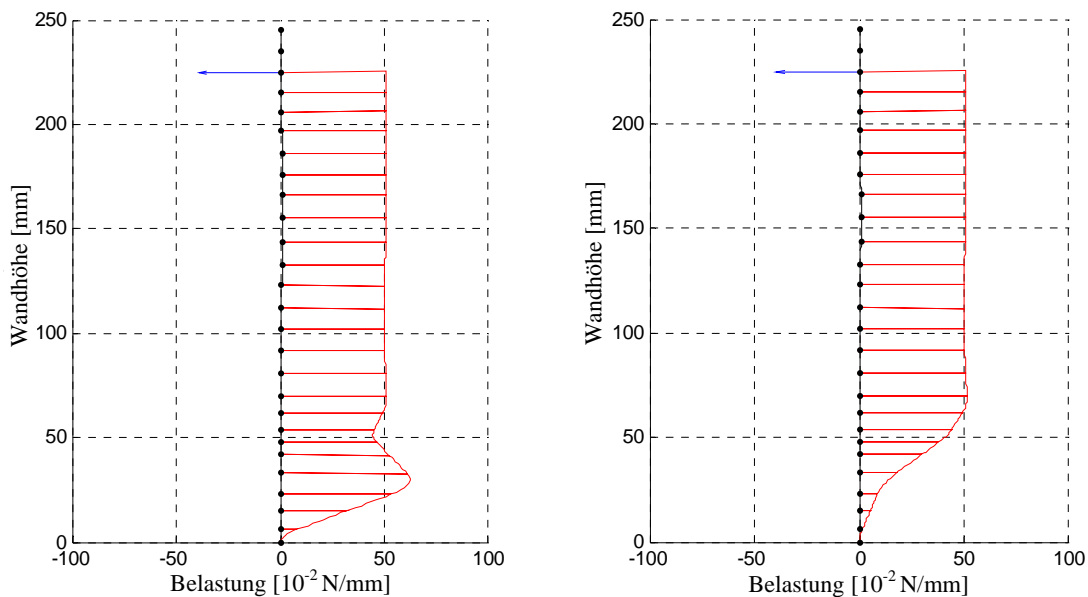


Abb. 5-9: Ermittelte Belastung bei konstanter Streckenlast (100-fach überhöht)

In diesem Beispiel wird deutlich, dass bei der hier verwendeten Anordnung der Messstellen nicht jede beliebige Last mit Hilfe des vorliegenden Programms abgebildet werden kann.

Eine konstante Streckenlast mit einer Ordinate von 0,5 N/mm wird wie in Abb. 5-9 (links) dargestellt wiedergegeben, obwohl die eingegebenen Dehnungswerte exakt sind. Dies ist dadurch begründet, dass sich die ermittelte Belastung am Wandfuß immer zu Null ergibt, wodurch in diesem Fall ein Unterschied zwischen der iFEM-Ergebnisabschätzung und der tatsächlich aufgetragenen Last auftritt. Es handelt sich hierbei jedoch nicht um einen Programmier- oder Anwenderfehler, sondern um ein so genanntes **Artefakt** der inversen FE-Methode, die darin begründet ist, dass eine Last direkt am Auflager einen (theoretisch unendlich) großen Beitrag zu den Kosten auf Kräfte liefert, jedoch nur einen kleinen zu den Kosten auf die Messungen.

Eine weitere Annäherung der Abschätzung an das richtige Ergebnis wäre mit einer im Bereich des Wandfußes größeren Anzahl von Messpunkten möglich. Das iFEM-Ergebnis unterscheidet sich also in Wandfußnähe von der „richtigen“ Lösung, obwohl kein Messfehler vorliegt. Unterstellt man jedoch eine lediglich 5% große Standardabweichung der Dehnungen, so

ergibt sich der in Abb. 5-9 (rechts) gezeigte Verlauf, der sich von der tatsächlichen Belastung noch stärker unterscheidet.

Dies zeigt, dass eine kontinuierliche Abnahme der äußeren Belastungen zum Wandfuß hin für den Algorithmus eine Lösung darstellt, die einen geringeren Beitrag zu den Kosten auf äußere Lasten liefert. Lässt man demnach Abweichungen der Messwerte in diesem Bereich zu, kann mit einem solchen Verlauf die Kostenfunktionen einfacher minimiert werden.

Beide an diesem Beispiel beschriebenen Phänomene hängen mit der Formulierung der Kostenfunktionen zusammen und werden im Anhang B näher erläutert.

#### 5.5.4 Mögliche Fehlerquellen

Es gibt eine Reihe von Faktoren, die Einfluss auf die Qualität der Messwerte haben können. Diese Faktoren überlagern sich bei der Messung der Dehnungen und sind daher bei der Wahl der Berechnungsparameter (insbesondere bei der Festlegung der Kosten auf die Messwerte) realistisch zu berücksichtigen.

Als mögliche Faktoren für den vorhandenen Versuchsaufbau sind hier zu nennen:

- ein **Modellfehler**, der sich daraus ergibt, dass hier eine Platte mit Dehnungsmessungen in der Mittelachse durch Balkenelemente abgebildet wird und die Dehnungen als eben betrachtet werden; auch die Lagerungsbedingungen, Querschnitts- und Materialeigenschaften sind möglicherweise nicht exakt zutreffend und können daher zum Fehler beitragen;
- mögliche Fehler in der **Applikation der DMS**, z.B. Abweichungen in Ausrichtung und Höhenlage bzw. in der Klebung oder Verkabelung (wie es offensichtlich bei DMS 8 der Lastseite der Fall ist, vgl. hierzu Abschnitt 4.6);
- die durch die Wandbewegung verursachte **veränderliche Höhenlage** der Lasteinleitung bei fortschreitender Bewegung, wohingegen in der Diskretisierung die Last immer am gleichen Knoten angreift;
- Einflüsse aus **Zahl und Anordnung der Messstellen**, wodurch sich nicht jede beliebige unbekannte Last ermitteln lässt (zwischen den einzelnen Messwerten verlaufen die ermittelten Dehnungen fast linear);
- zusätzlich beim **Schneebeli-Modell** die Tatsache, dass die Platte in etwa nur über die halbe Wandbreite belastet ist sowie
- Unsicherheiten bei der Messung der **Ankerkräfte**, die insbesondere an der luftseitigen Wand zu Fehlern führen können.

Zudem gibt es weitere, im Algorithmus selbst begründete Faktoren, die die Qualität des Ergebnisses beeinflussen und für Abweichungen gegenüber der wirklichen Belastung verantwortlich sein können:

- Fehler bei der **iFEM-Diskretisierung** (grobes Netz, unterschiedliche Elementgrößen)
- so genannte **Artefakte** von iFEM, durch die z.B. die Belastung am Wandfuß immer zu Null ermittelt wird (vgl. Anhang B) und die
- Wahl der **Berechnungsparameter** (insbesondere der Kosten, vgl. Anhang C).

Die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Berechnungsparameter werden im Anschluss vorgestellt.

### 5.5.5 Parameter der Berechnung

Die Eingabeparameter werden für alle Berechnungen identisch gewählt, um die Vergleichbarkeit der einzelnen Ergebnisse zu gewährleisten. Dies ist erforderlich, da eine Anpassung der Parameter für jeden Versuch einen zu großen Eingriff des Benutzers bedeutet, der die Ergebnisse (auch unbewusst) qualitativ zu lenken versuchen könnte. Dies würde die Aussagekraft der iFEM-Ergebnisse gefährden und das Vertrauen in die prinzipielle Richtigkeit verringern.

In die Wahl der Berechnungsparameter fließen sowohl die Erkenntnisse aus den umfangreichen Tests als auch die zuvor gemachten Beobachtungen mit ein, die die Genauigkeit der einzelnen Dehnungsmessungen betreffen. Eine beispielhafte Parametervariation hinsichtlich der Größe der „Cable Force Cost“ ist im Anhang C zu finden – dort sind die Auswirkungen verschiedener Größenordnungen für die Kosten auf die Ankerkräfte dokumentiert. Derartige Vergleiche wurden für die Ermittlung der übrigen Berechnungsparameter ebenfalls durchgeführt, um die optimale Parameterkombination für die vorliegende Aufgabe zu finden.

Neben der jeweiligen Größenordnung der einzelnen Parameter wurden bei der Festlegung der „Measurement Costs“ verschiedene Differenzierungen getestet, um die unterschiedliche Genauigkeit der Einzelmesswerte berücksichtigen zu können. So werden für die Berechnungen die „Measurement Costs“ bei der lastseitigen Wand nicht einheitlich festgelegt – für den Messwert von DMS 8 wird eine größere Abweichung zwischen Messung und Berechnungsergebnis zugelassen (50 % mehr als für die übrigen Messwerte). Diese differenzierte Kostenverteilung trägt der Beobachtung Rechnung, dass der DMS 8 teilweise unrealistische Werte misst und somit als unsicherer betrachtet wird. Zusätzlich wird für beide Wände im Falle einer Einspannung der Messwert des DMS 8 vorab um 15% abgemindert, um die Erhöhung des Messwertes in Folge Plattenwirkung (siehe Abschnitt 3.7.3) auszugleichen. Alle verwendeten Eingabeparameter sind zur besseren Nachvollziehbarkeit im Folgenden aufgelistet.

#### Parameter-Set:

- Cable Force Cost:  $10^5$  (siehe Anhang C)
- Soil Pressure Cost ( $\perp$  &  $\parallel$ ):  $[10^{14} \ 10^{10}]$
- Measurement Cost:  
 (Standardabweichung der Messwerte):  $0.05 \cdot \text{measured}$ , max.  $10 \cdot 10^{-6}$   
 (abweichend für DMS 8 der Lastseite):  $0.05 \cdot \text{measured}$ , max.  $15 \cdot 10^{-6}$
- $E$ -Modul der Aluminium-Wand:  $0.7 \text{ N/mm}^2$
- Querschnittswerte der Wand:  $A = 371,25 \text{ mm}^2$   
 ( $d = 2,5 \text{ mm}$ ,  $b = 148,5 \text{ mm}$ )  $I = 193,36 \text{ mm}^4$
- Abminderung für DMS 8 bei Einspannung: 15 %
- Hold Top Cost (bei gelenkig):  $10^5$  (siehe Anhang B)



## 5.6 Ergebnisse der iFEM-Berechnungen

### 5.6.1 Erläuterungen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der iFEM-Berechnungen anhand ausgewählter Darstellungen veranschaulicht und beschrieben. Es wurden für jede Parameterkombination jeweils zwei Messdatensätze ausgewertet, um die Ergebnisse abzusichern.

In der Ergebnisdarstellung werden sowohl Plots der Kräfte und der ermittelten Erddrücke als auch die Dehnungen gezeigt. Hier werden jeweils die gemessenen den estimierten Dehnungen gegenübergestellt.

Dem Kopfbereich einer jeden Erddruckdarstellung (Beispiel siehe Abb. 5-10) kann die jeweilige Verformungsstufe entnommen werden. Zusätzlich angegeben ist die Größe der in dem jeweiligen Zustand eingeleiteten Einzellast („actuator force“). In den Belastungsplots sind die aus der Berechnung resultierenden Erddrücke 100-fach überhöht dargestellt; zusätzlich sind jeweils die Punktlasten (Actuator und Anker) zu sehen. Rechts von der Wand dargestellte Belastungen sind Erddrücke in Richtung positiver x-Koordinaten, d.h. sie sind eigentlich an der Innenseite der Wand (links) wirksam. Auf der Luftseite verhält es sich genau umgekehrt. Die an der Lastseite eingeleitete Kraft wirkt ebenso wie die Ankerkraft in negativer x-Richtung.

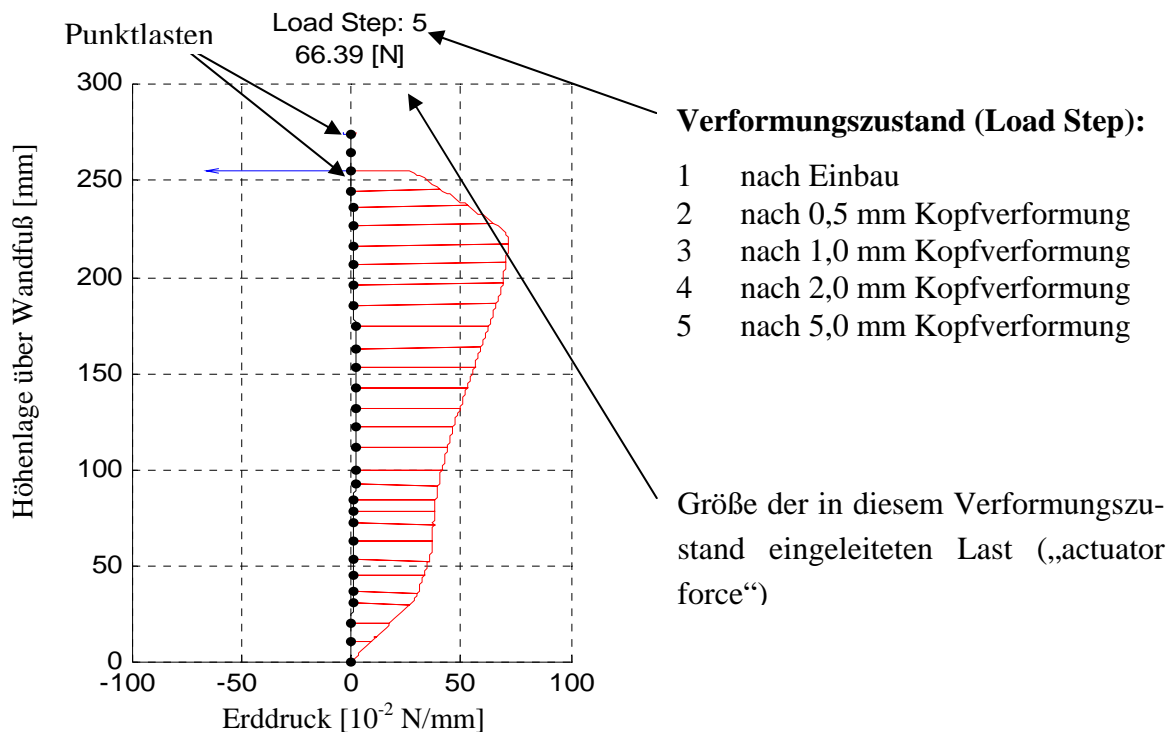


Abb. 5-10: Erläuterung zu den iFEM-Ergebnisdarstellungen

Ein in vielen Darstellungen vorhandener weiterer Kraftpfeil ist eine von iFEM eingeführte Korrektur der Ankerkräfte, die für eine bessere Übereinstimmung zwischen Berechnungs-

gebnis und gemessenem Wert eingeführt wird. Dies bestätigt die bereits im vorigen Abschnitt geäußerte Vermutung, dass die im Modellversuch gemessenen Ankerkräfte nicht immer korrekt gewesen sein können. Der korrigierte Wert sollte jedoch nicht als der exakte Wert der Ankerkraft betrachtet werden, der im Versuch hätte ermittelt werden sollen. Vielmehr resultiert diese Korrekturkraft nur zum Teil aus der Unsicherheit der Ankerkraftmessung selbst. Daneben werden auf diese Weise weitere Ungenauigkeiten (siehe 5.5.4) ausgeglichen, um die Messungen möglichst gut durch die estimierten Dehnungen wieder geben zu können.

### 5.6.2 Plausibilitätsprüfung

Bevor die Ergebnisse der einzelnen Versuchsreihen dargestellt und interpretiert werden, sollen einige allgemeine Hinweise und Bemerkungen vorausgeschickt werden, die für alle durchgeführten Berechnungen gelten und die eine Beurteilung der Qualität der iFEM-Untersuchungen ermöglichen sollen.

Die **Reproduzierbarkeit der Erddruckbelastungen** ist für alle Parameterkombinationen sehr gut. Die jeweiligen Wiederholungsversuche liefern nahezu identische Erddrücke, was zum einen auf einen sorgfältigen Aufbau und Durchführung des Modellversuchs hindeutet, andererseits darauf, dass die Berechnungsparameter sinnvoll gewählt sind. Abb. 5-11 belegt die gute Reproduzierbarkeit für den Versuch 283\_G\_S bei einer Kopfverformung von jeweils 2 und 5 mm. Für die luftseitige Wand ist die qualitative Reproduzierbarkeit ebenfalls gegeben. Die absoluten Werte unterliegen hierbei jedoch etwas größeren Schwankungen, die auf die Unsicherheit in der Ankerkraftmessung zurückzuführen sind.

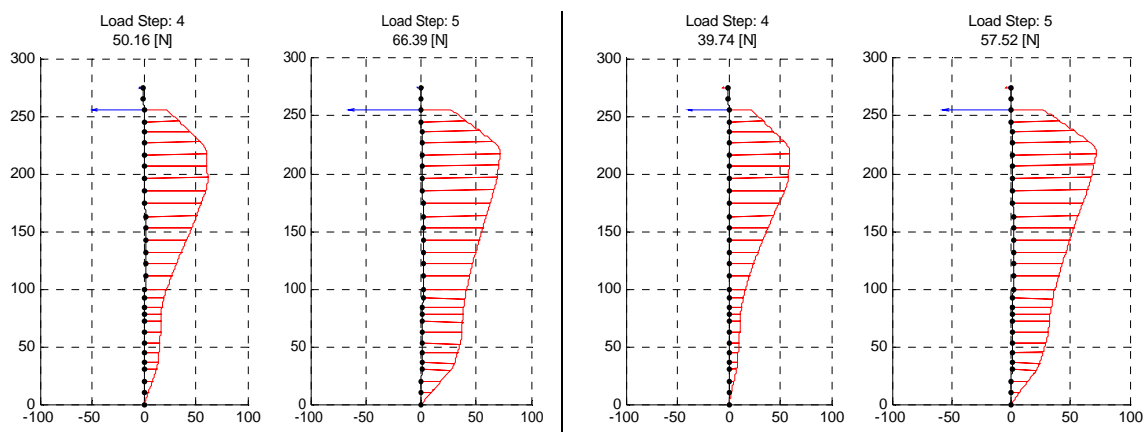


Abb. 5-11: Erddruckbelastung Lastseite – 283\_G\_S\_1 (links) und 2 (rechts)

Beim Vergleich von last- und luftseitiger Wand im Einbauzustand zeigt sich überwiegend eine gute **Symmetrie der Erddruckbelastungen** (Abb. 5-12). Dies spricht einerseits für eine gleichmäßige Verdichtung des Füllbodens, andererseits für die Plausibilität der Ergebnisse von iFEM, die – wie bereits erwähnt – für beide Wände unabhängig voneinander ermittelt werden.

Betrachtet man die absolute **Größe der Belastung im Einbauzustand** (Abb. 5-12), so ist auch diese plausibel (vgl. Abschnitt 5.5.2). Die maximalen Erddrücke infolge des Einbaus liegen – je nach Versuch – in einem Bereich von 0,2 bis 0,3 N/mm. Dies entspricht in etwa

einem Erddruckbeiwert, der zwischen aktivem Erddruck und Erdruhedruck liegt und der auf die Verdichtungsarbeit beim Befüllen des Wandzwischenraumes zurückzuführen ist. Bei diesem Vergleich ist allerdings zu beachten, dass sich im Modellbauwerk keine linear ansteigende Erddruckverteilung einstellt, sondern eher eine Art Verdichtungsdruck. Weiterhin findet sich das Maximum der Belastung nicht am Wandfuß, da einerseits die Erddrücke an dieser Stelle auf Grund des Algorithmus zu Null ermittelt werden und andererseits die Verschiebung der Wand am Fuß durch die Art der Auflagerung behindert ist.

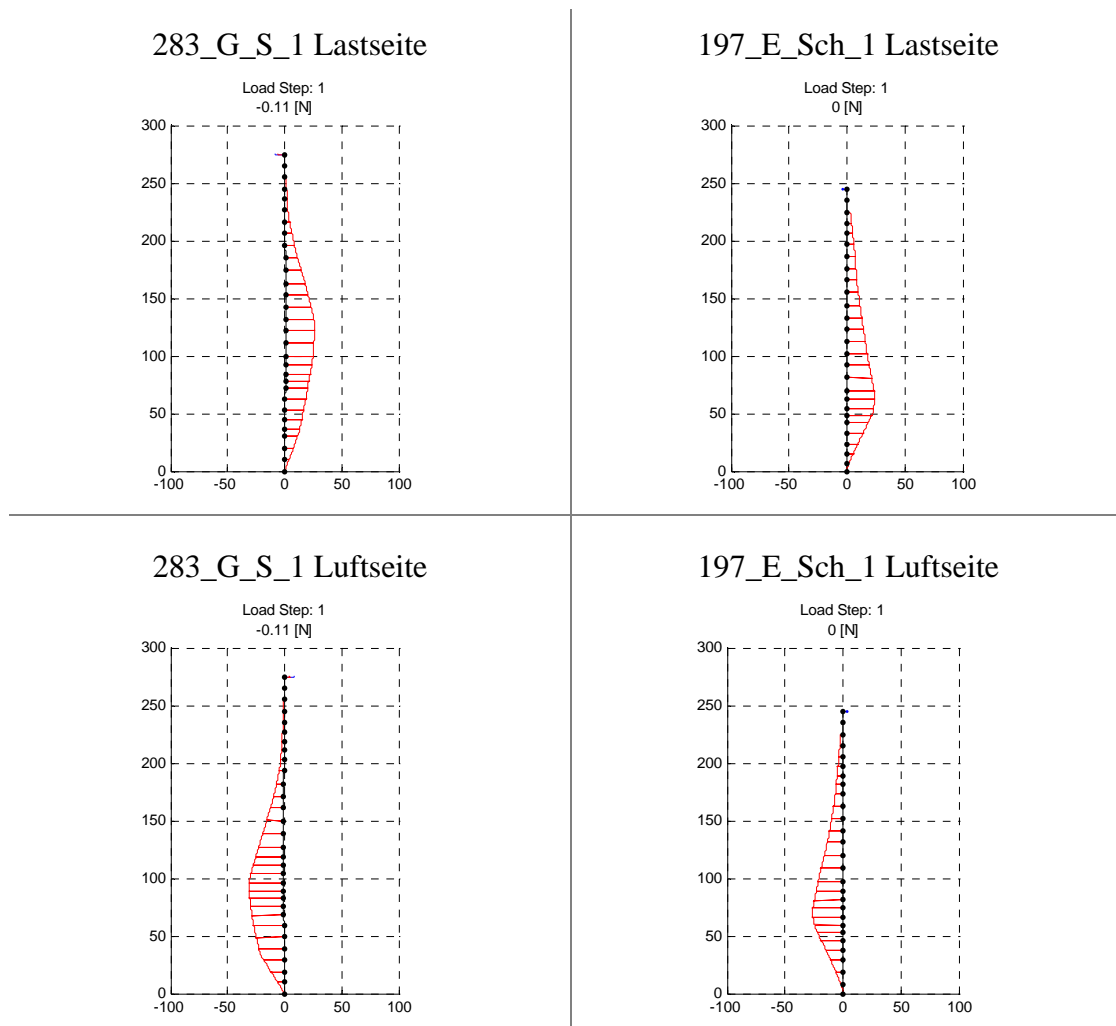


Abb. 5-12: Vergleich der Erddruckbelastung im Einbauzustand

Die sinnvolle **Wahl der Berechnungsparameter** und die **Qualität der Ergebnisse** drücken sich zudem darin aus, dass iFEM nur in wenigen Fällen **negative Erddrücke** ermittelt. Dies ist insofern bemerkenswert, als eine Vorgabe des Vorzeichens der zu ermittelnden Belastung im Programm nicht möglich ist – daher sind die Dehnungsmessungen offensichtlich von guter Qualität. Negative Erddrücke werden lediglich bei 4 gelenkig gelagerten Versuchen ermittelt (28\_G\_S\_1, 55\_G\_S\_2, 55\_G\_Sch\_2 und 197\_G\_S\_2). Diese treten immer in der Nähe des Wandkopfes (jeweils an der luftseitigen Wand) auf, die durch die ungenauen Ankerkraftmessungen anfälliger für derartige Abweichungen ist. Da der iFEM-Algorithmus diejenige Lösung als Ergebnis findet, bei der die äußeren unbekannt Lasten am kleinsten sind (geringster Beitrag zu den „Force Costs“), können die negativen Lasten im Bereich des Wandkopfes

auftreten, um Fehler in der Ankerkraft auszugleichen und gleichzeitig möglichst geringe Abweichungen von den gemessenen Dehnungen zuzulassen. Dies erklärt, warum die negativen Erddrücke lediglich an der luftseitigen Wand auftreten. Die Größe des Bereichs mit negativer Belastung hängt mit der Anordnung der Dehnungsmessstreifen zusammen. In etwa im Schwerpunkt der negativen Belastung befindet sich der oberste Dehnungsmessstreifen (Abb. 5-13 rechts), und zwischen den Einzelmessungen verlaufen die von iFEM ermittelten Erddrücke weitestgehend linear.

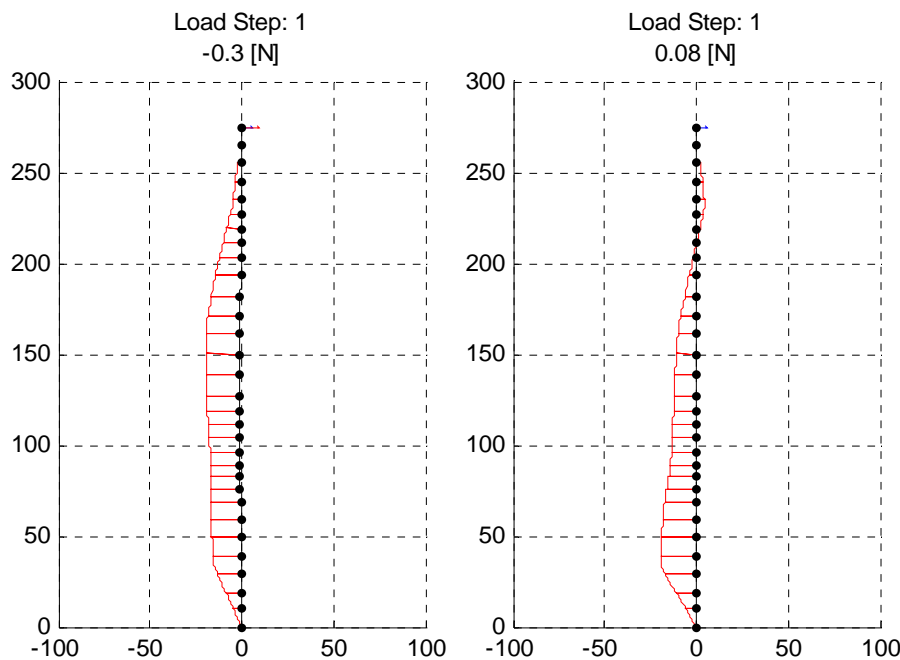


Abb. 5-13: Erddruckbelastung im Einbauzustand Luftseite – Versuche 55\_G\_S\_1 und 2

Im Falle einer Fußeinspannung treten durchweg positive Belastungen auf. In keinem Fall werden negative Lasten für einen der beiden Wiederholungsversuche ermittelt.

Beim Vergleich „**Estimates vs. Measurements**“ lassen sich die folgenden Beobachtungen festhalten:

- Bei **eingespannter** Lagerung stimmen die von iFEM ermittelten Dehnungen – unter Berücksichtigung der 15%igen Abminderung des DMS 8 - mit den Messungen durchweg gut überein.
- Bei **gelenkiger** Lagerung sind die Unterschiede auf der Lastseite für DMS 8 und 7 bei großen Lasten teilweise erheblich (insbes. für  $b \leq 140$  mm, vgl. Abb. 5-14 rechts); das liegt daran, dass für DMS 8 wesentlich größere Abweichungen zugelassen werden (da dieser Wert in der Analyse der Dehnungen als nicht korrekt erkannt wurde) und sich dieses auch auf DMS 7 auswirkt. Zugleich werden die Dehnungen am Fußpunkt auf Grund des Auflagers zu Null, wobei vom Algorithmus ein möglichst kontinuierlicher Lastverlauf zwischen dem untersten DMS und dem Auflager ermittelt wird. Würde die zulässige Abweichung für den Wert von DMS 8 geringer angesetzt, so entstünden Spannungspeaks am Fuß, die zwar die (fehlerhafte) Messung erfüllen, physikalisch jedoch unsinnig sind. Daher können die hier vorliegenden Abweichungen in Kauf genommen, zumal der Spannungsverlauf oberhalb davon kaum beein-

flusst wird. Zudem wurde bereits in Abschnitt 4.6 bei der Analyse der Dehnungsmessungen gezeigt, dass DMS 8 auf der Lastseite in vielen Fällen (auch bei gelenkiger Lagerung) auffallend zu große Messwerte liefert.

Die hier geschilderten Beobachtungen sind beispielhaft in Abb. 5-14 belegt – in ihr sind für alle 5 Verformungsstufen die gemessenen Dehnungen (durch Kreise dargestellt) mit den estimierten Dehnungsverläufen (kontinuierliche Verläufe) verglichen.

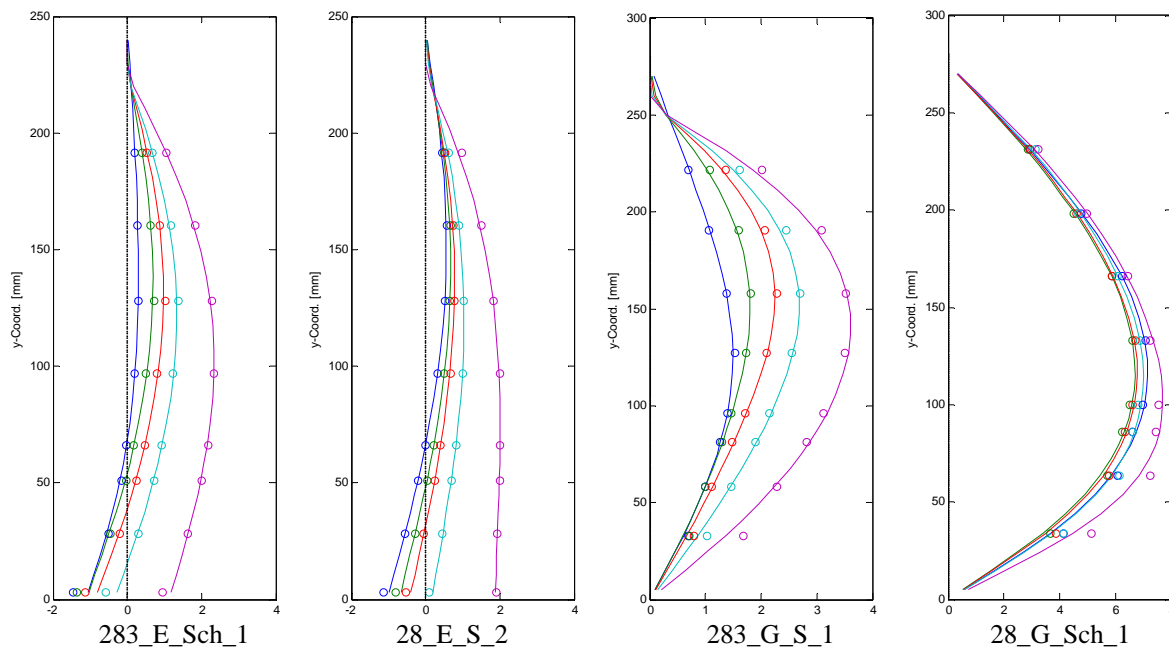


Abb. 5-14: Vergleich der Dehnungen für die lastseitige Wand – Estimates vs. Measurements

In den folgenden Abschnitten werden die Einzelergebnisse der iFEM-Berechnungen für eine gelenkige Lagerung sowie für den Fall einer Fuß einspannung beschrieben.

Dabei beziehen sich die Beschreibungen und Ergebnisdarstellungen zunächst nur auf das Füllmedium Sand, getrennt für Last- und Luftseite. Durch einen Vergleich der Spannungsverläufe beider Wände wird die Überleitung der eingeleiteten Last auf die luftseitige Wand analysiert. Schließlich wird ein Vergleich der qualitativen Ergebnisse mit denen des Schneebeli-Modells vorgenommen und die Unterschiede beider Füllmedien herausgestellt.

Eine komplette Ergebnisübersicht der Erddruckspannungen aller 48 Versuche in den 5 betrachteten Verformungsstufen ist im Anhang D zu finden.

### 5.6.3 Gelenkige Lagerung

Die Abb. 5-15 und Abb. 5-16 zeigen jeweils die Erddruckspannungen für den größten (283 mm) und den kleinsten (28 mm) Wandabstand. Bei der Betrachtung der **Lastseite** fällt auf, dass sich mit zunehmender Belastung bzw. Kopfverformung zwei Spannungsmaxima ausbilden: eine im Bereich der Lasteinleitung, die andere am Wandfuß. Während die Größe der Spannungen im Bereich der Lasteinleitung mit größer werdendem Wandabstand deutlich abnimmt, bleibt die Größenordnung im Fußbereich nahezu unverändert, wie auch der Komplettdarstellung der Ergebnisse entnommen werden kann (Anhang D). Insgesamt nimmt die Größe

der Erddruckspannungen an der lastseitigen Wand mit steigender Kopfbewegung zu – für große Wandabstände wesentlich stärker als für kleine.

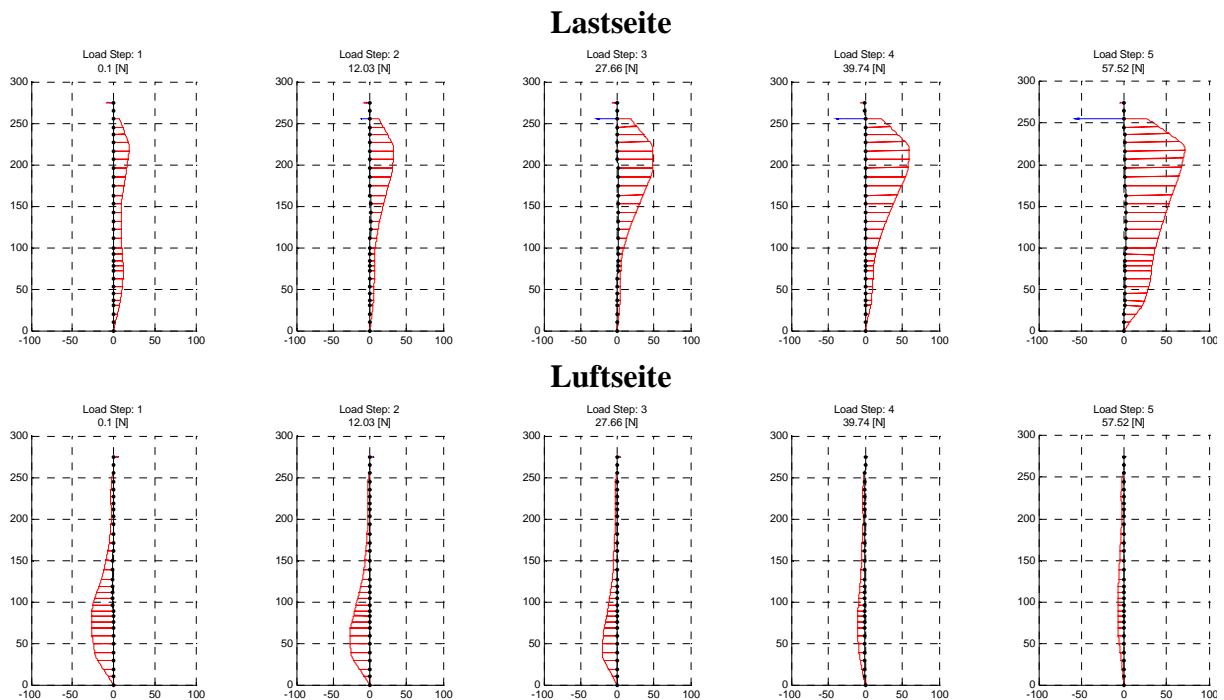


Abb. 5-15: Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 283\_G\_S\_1

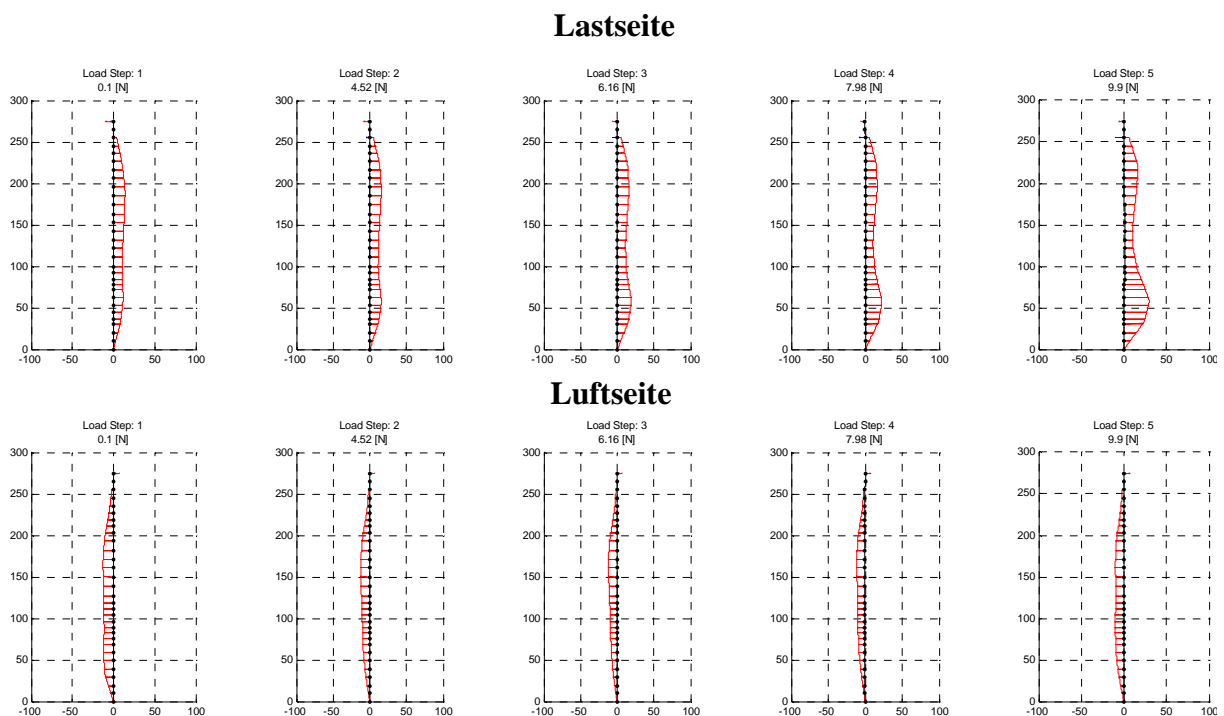


Abb. 5-16: Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 28\_G\_S\_2

An der **Luftseite** zeigt sich für die großen Wandabstände (283 und 197 mm, etwas weniger deutlich bei 140 mm) eine Abnahme der Erddruckspannungen bei seitlicher Belastung des Modellbauwerks. Bei diesen Versuchen kann also von einer Entlastung der luftseitigen Wand

bei Bewegung des Verbundtragwerks gesprochen werden. Für die kleineren Wandabstände ist nur eine geringe Abnahme der Spannungen zu beobachten.

Beim **Vergleich der Erddruckspannungen für die last- und luftseitige Wand** lassen sich bei den großen Wandabständen ( $\geq 140$  mm) deutliche Unterschiede hinsichtlich des Erddrucks auf die Wände feststellen. Bei kleinerem Wandabstand ähneln sich die Spannungen in Größe und Verteilung – abgesehen vom Spannungspeak am Fuß der lastseitigen Wand – immer mehr. Dies gilt ebenfalls für die Versuche mit dem Schneebeli-Modell.

Von der gegenseitigen Beeinflussung der Wände abgesehen sind beim **Schneebeli-Modell** teilweise abweichende Beobachtungen zu machen. In den meisten Fällen sind die Erddruckspannungen infolge des Einbaus geringer als bei den Sandversuchen. An der Modellwand der **Lastseite** ist das Spannungsmaximum am Wandfuß zwar ebenfalls vorhanden, derjenige im Bereich der Lasteinleitung aber so gut wie gar nicht ausgeprägt – hier wird in der Füllung deutlich weniger Widerstand mobilisiert. Für die in Abb. 5-17 vorhandenen 5 mm Kopfverformung wird bei einer Füllung mit Sand in etwa die 3-fache Last benötigt, die für die gleiche Verformung beim Schneebeli-Modell erforderlich ist. Neben der unterschiedlichen Korngröße des Schneebeli-Modells und dessen vom Sand abweichenden mechanischen Eigenschaften sind diese Unterschiede auch dadurch zu begründen, dass die Aluminium-Stäbchen lediglich nur etwa die halbe Tiefe des Versuchskastens einnehmen und die Modellwände somit nicht vollflächig belasten.

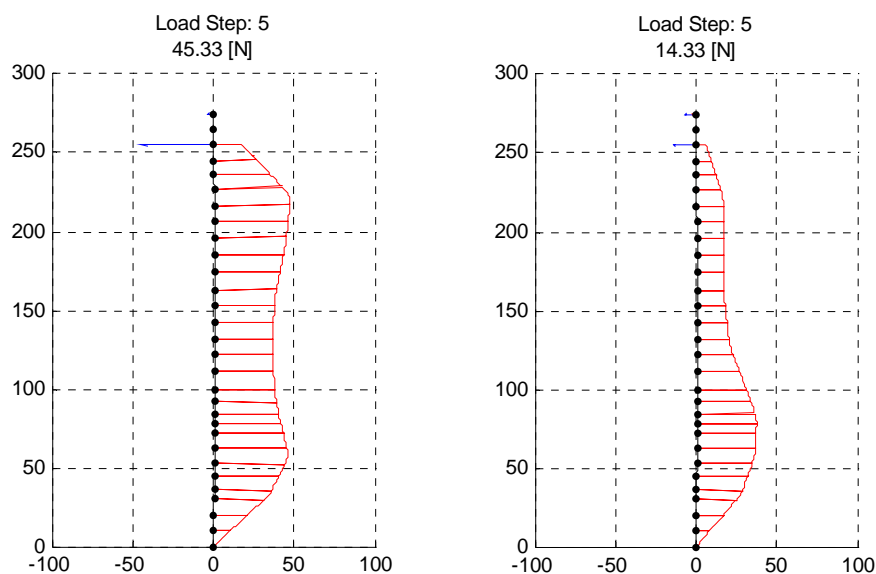


Abb. 5-17: Erddruckbelastung Lastseite 197\_G\_S und 197\_G\_Sch

Die Spannungen an der **Luftseite** nehmen im Gegensatz zu den Versuchen mit Sandfüllung für die großen Wandabstände kaum ab – es kann lediglich eine leichte Umverteilung der Spannungen zum Wandfuß hin erkannt werden (Abb. 5-18). Die Unterschiede in der Durchleitung der Belastung auf die luftseitige Wand (und die damit verbundene fehlende Entlastung) können auf die geringere Kompressibilität des Füllmediums Schneebeli zurückgeführt

werden. Hinzu kommen die im Vergleich zum Sand ungünstigeren Schereigenschaften, durch die hier weniger Kräfte in der Füllung abgebaut bzw. abgeleitet werden.

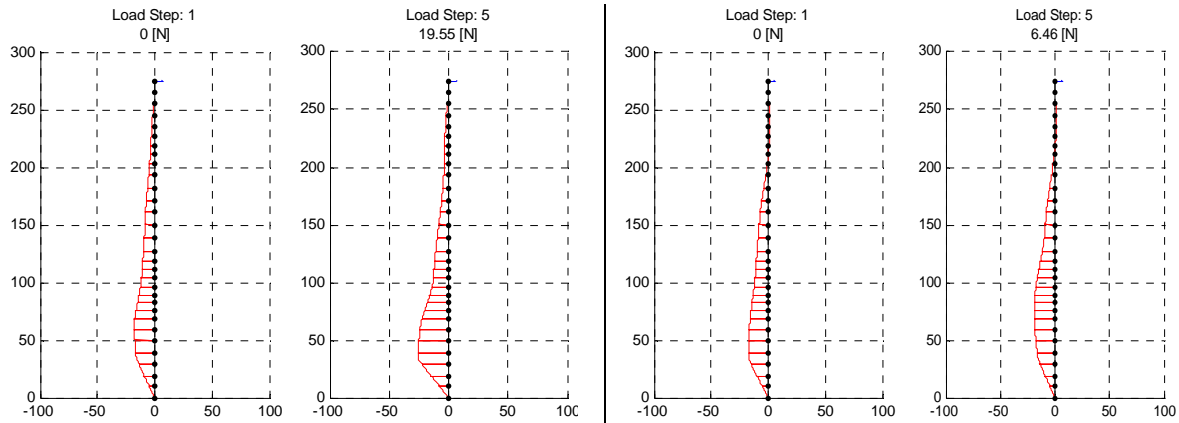


Abb. 5-18: Fehlende Entlastung der luftseitigen Wand - 283\_G\_Sch\_1 (links) und 83\_G\_Sch\_2 (rechts)

### 5.6.4 Einspannung

Die Abb. 5-19 bis Abb. 5-21 zeigen drei beispielhafte Belastungsverläufe für den Fall einer Fuß einspannung.

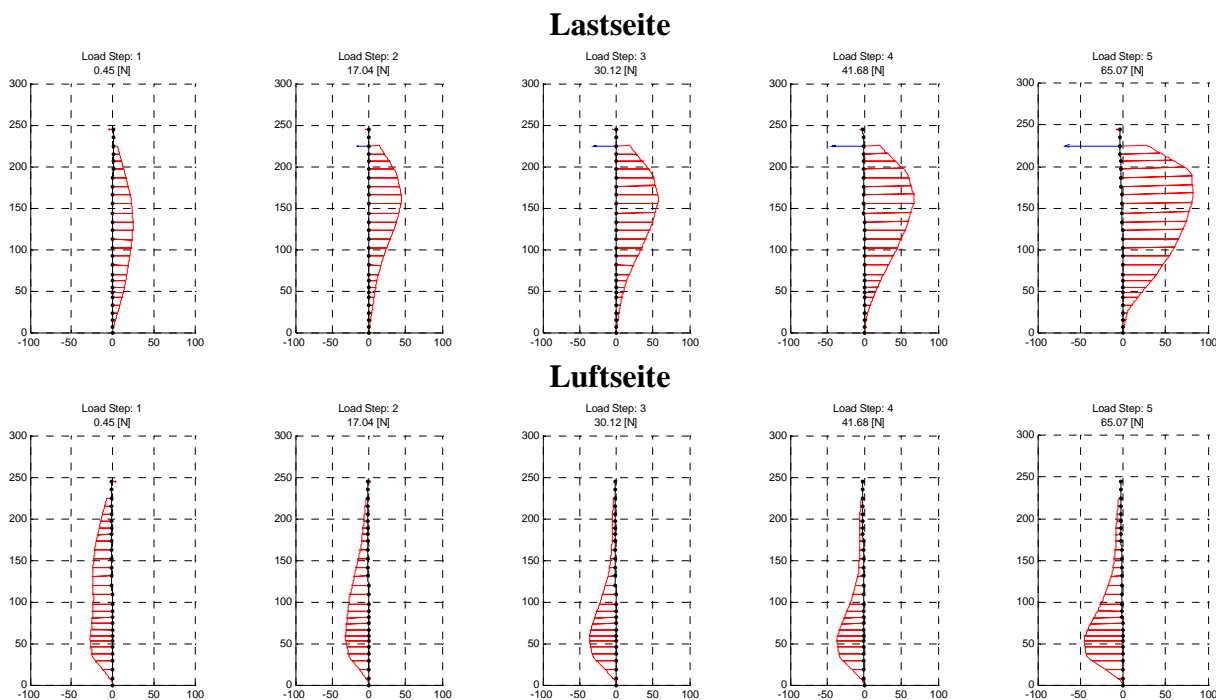


Abb. 5-19: Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 283\_E\_S\_2

Im Vergleich zu den Versuchen mit gelenkiger Lagerung sind die Erddruckspannungen für die **Lastseite** einerseits größer, und andererseits der Peak am Wandfuß nicht stark ausgeprägt. Dies ist auf die fehlende Möglichkeit zur Wandverformung bzw. -rotation zurückzuführen.

An der **Luftseite** ist für alle Wandabstände mit steigender Verformung eine Zunahme bzw. Umverteilung der Erddrücke gegenüber dem Einbauzustand zu beobachten. Während für die beiden großen Wandabstände eher von einer Umverteilung des Erddruckes zum Wandfuß hin



gesprochen werden kann, erhöhen sich die Erddruckspannungen der luftseitigen Wand bei den kleineren Wandabständen ( $\leq 83$  mm) auf der gesamten Wandhöhe. Der Versuch mit dem Wandabstand von 140 mm fällt bei dieser Betrachtung etwas heraus, da eher eine minimale Erddruckabnahme an der luftseitigen Wand beobachtet wird und keine Umverteilung zum Wandfuß hin auszumachen ist.

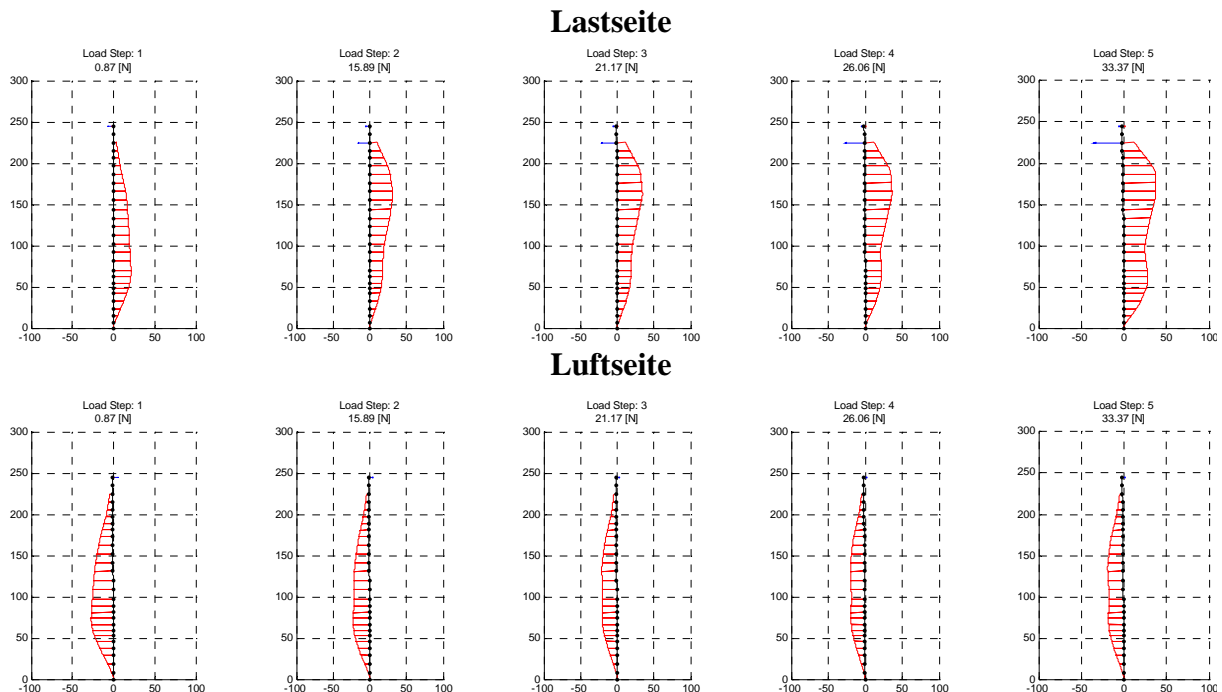


Abb. 5-20: Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 140\_E\_S\_2

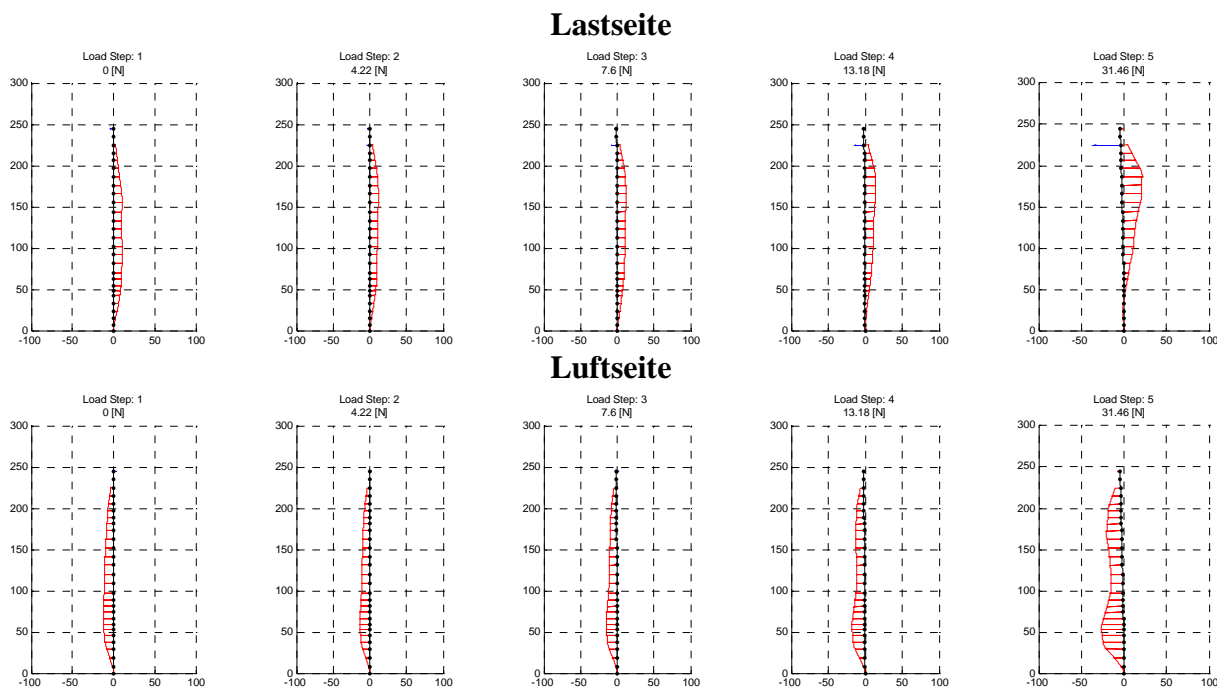


Abb. 5-21: Erddruckbelastung Lastseite/Luftseite – Versuch 28\_E\_S\_1

Die **Unterschiede** im Vergleich zur gelenkigen Lagerung sind auf Biegesteifigkeit der Modellwände zurückzuführen, die sich im Falle einer Fußenspannung stärker auf den Verformungswiderstand auswirkt. Da die luftseitige Wand sich nicht wie bei der gelenkigen Lage-

rung durch Rotation um den Fußpunkt der Lastaufnahme entziehen kann, stellt sich keine Entspannung in der Bodenfüllung ein. Die zuvor beobachtete Entlastung der luftseitigen Wand für große Wandabstände ist somit im Falle der Einspannung nicht vorhanden. Vergleicht man wiederum die **Erddruckspannungen für die last- und luftseitige Wand** eines Versuches, so kann ab einem Wandabstand von 83 mm von einer direkten gegenseitigen Beeinflussung der Wände gesprochen werden.

Beim **Schneebeli-Modell** ergeben sich wiederum teils abweichende Beobachtungen. Beispielsweise hat die Verteilung der Spannungen infolge des Einbaus eine leicht andere Charakteristik als bei einer Füllung mit Sand. Die Spannungen sind im oberen Bereich sehr gering und steigen zu Wandfuß hin etwas an, während bei den Sandversuchen eine gleichmäßigere Verteilung vorliegt. Dies kann mit der Verdichtungsarbeit beim Einbau des Sandes begründet werden, die beim Schneebeli-Modell entfällt.

An der Modellwand der **Lastseite** ist zwar der qualitative Verlauf mit steigender eingeleiteter Last ähnlich dem der Versuche mit Sandfüllung, jedoch ist auch hier die Größe der Spannungen deutlich geringer als beim Sand (Abb. 5-22). Die Größe der jeweils eingeleiteten Last ist hier etwa um den Faktor 2 verschieden, wobei die Streuungen in den Schneebeli-Versuchen beträchtlich sind. Bei diesem Vergleich ist jedoch zu beachten, dass die Größe der eingeleiteten Last maßgeblich von der Biegesteifigkeit der Wände, die für beide Füllmedien gleich ist, abhängt, weshalb die Abweichungen zwischen Sand und Schneebeli-Modell im Vergleich zur gelenkigen Lagerung geringer ausfallen.

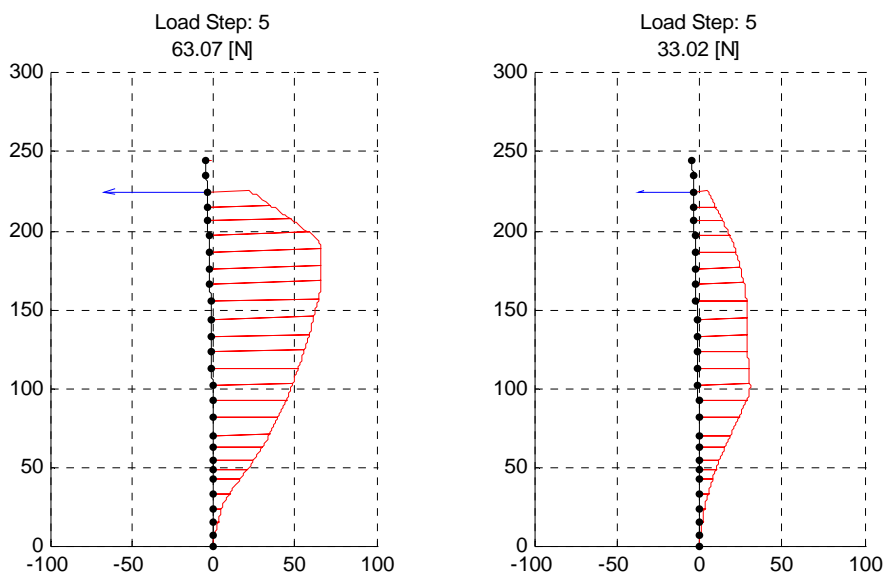


Abb. 5-22: Erddruckbelastung Lastseite 197\_E\_S\_1 und 197\_E\_Sch\_1

Für die **Luftseite** ist beim Schneebeli-Modell insbesondere für kleine Wandabstände ( $\leq 83$  mm) keine Abnahme, sondern eher eine leichte Zunahme der Spannungen zu beobachten (Abb. 5-23 rechts). Die Spannungsverläufe der luft- und lastseitigen Wand gleichen sich für kleinere Wandabstände immer mehr an und sind für einen Abstand von 28 mm in allen Verformungszuständen nahezu identisch. Für die großen Wandabstände deuten die Ergebnisse

auf eine leichte Umverteilung der Spannungen hin (Abb. 5-23 links), was für eine andere Art der Lastüberleitung beim Schneebedeckten Modell spricht.

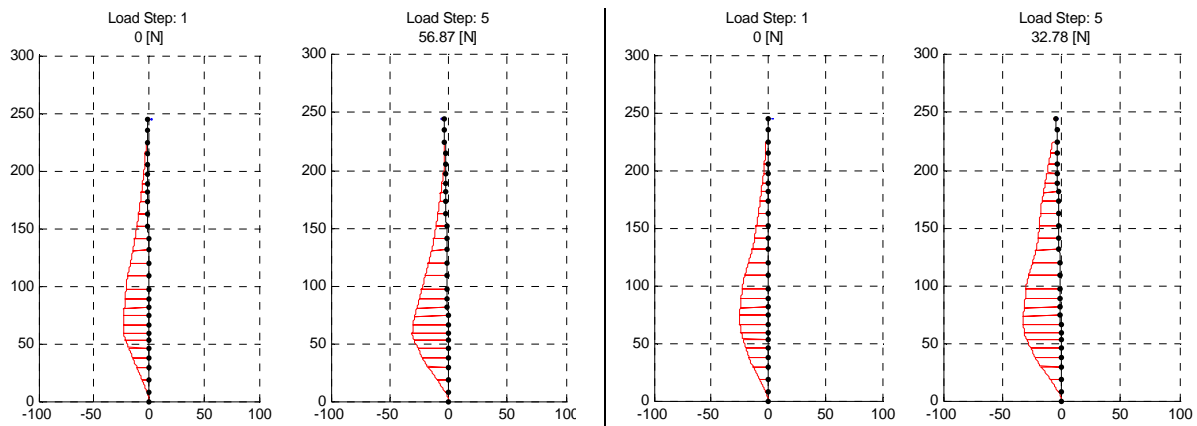


Abb. 5-23: Luftseitige Wand - 283\_E\_Sch\_2 (links) und 83\_E\_Sch\_1 (rechts)

## 5.7 Auswertung der Erddruckresultierenden

Nachdem in Abschnitt 5.6 die qualitativen Veränderungen der Erddruckspannungen auf der Last- und der Luftseite beschrieben wurden, wird im Folgenden eine quantitative Auswertung der Erddruckresultierenden vorgenommen. Diese soll helfen, die Veränderungen des Erddrucks in Folge Lasteinleitung deutlicher hervorzuheben und die Lastüberleitung von der Last- auf die Luftseite zu beschreiben.

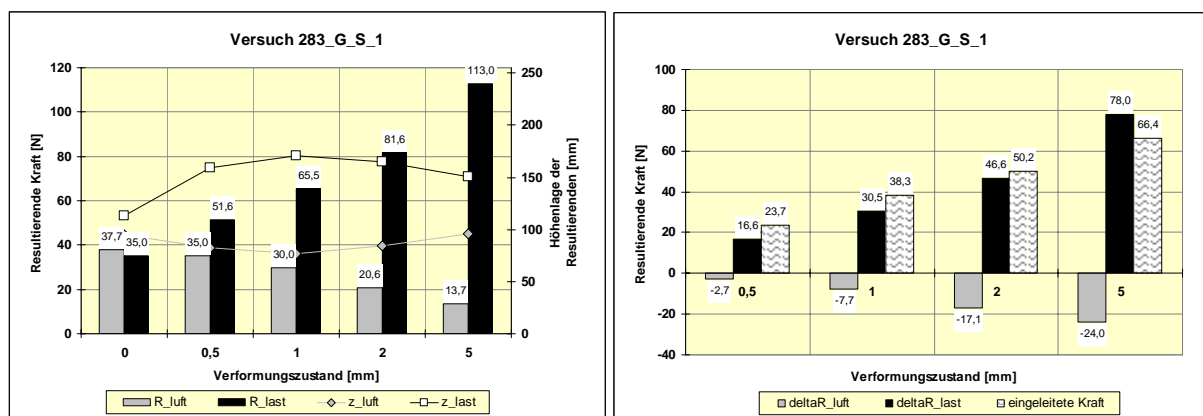


Abb. 5-24: Auswertung der Erddruckresultierenden für den Versuche 283\_G\_S\_1

Die Analyse erfolgt für jeden Versuch mit Hilfe zweier Darstellungen (vgl. Abb. 5-24). Die erste Darstellung zeigt jeweils für die fünf Verformungszustände die Größe der Erddruckresultierenden ( $R_{last}$  /  $R_{luft}$ ) sowie deren Angriffspunkte ( $z_{last}$  /  $z_{luft}$ ) für die Last- und die Luftseite. In der zweiten Darstellung sind die absoluten Veränderungen der Erddruckresultierenden gegenüber dem Einbauzustand für beide Wände aufgetragen ( $\Delta R_{last}$  /  $\Delta R_{luft}$ ). Zum Vergleich sind diese Werte der jeweils eingeleiteten Kraft gegenübergestellt.

Für alle Versuche gilt, dass in Folge des Einbaus ein Verdichtungserddruck auf die Wände wirksam ist, der bis zum zweifachen des aktiven Erddrucks von ca. 20 N (vgl. Abschnitt 5.5.2) betragen kann. An der lastseitigen Wand werden bei großer Kopfbewegung maximale Erddruckresultierende von etwa 110 N erreicht, die in etwa der Hälfte des mobilisierbaren Widerstandes entsprechen. Größere Kräfte können auf Grund der Bewegung der luftseitigen Wand nicht geweckt werden. Die Erddruckresultierenden werden für große  $b/h$ -Werte maximal und nehmen mit fallendem Wandabstand ab.

Bei den Versuchen mit **gelenkig** gelagerten Wänden und dem Füllmedium **Sand** nimmt die auf die **Luftseite** wirkende Erddruckkraft mit steigender Verformung ab – dies bestätigt die Beobachtungen aus der Analyse der Spannungen. Die Abnahme beträgt (jeweils bezogen auf den Einbauzustand und auf eine Kopfverformung der Lastseite von 2 mm) zwischen etwa 40 % (beim Wandabstand von 283 mm, vgl. Abb. 5-24) und 25 % (bei 28 mm, vgl. Abb. 5-25).

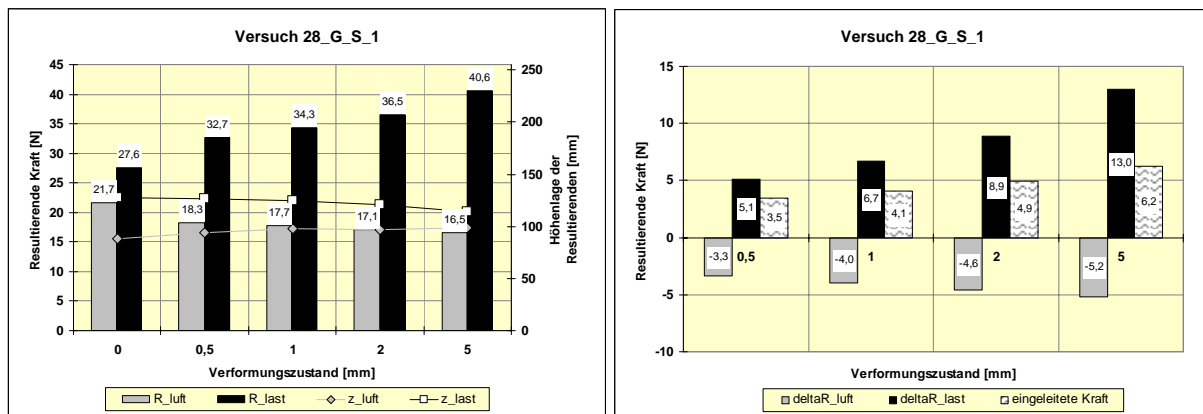


Abb. 5-25: Auswertung der Erddruckresultierenden für den Versuche 28\_G\_S\_1

An der **Lastseite** sind große Erhöhungen der Erddruckresultierenden in Folge der Lasteinleitung zu erkennen. Dabei ist der Zuwachs der Resultierenden bis zu einer Kopfverformung von 1 mm für die großen Wandabstände ( $\geq 140$  mm) geringfügig kleiner als die eingeleitete Last. Erst bei größerer Bewegung nimmt der Erddruck stärker zu als die äußerlich eingeleitete Kraft. Für kleine Wandabstände hingegen ist der Zuwachs an der Lastseite fast durchweg größer als die äußere Kraft.

Die Höhenlage der Resultierenden unterscheidet sich für verschiedene Wandabstände. Bei kleinen Wandabständen liegt die Resultierende anfangs etwa in halber Wandhöhe bzw. etwas tiefer und wandert mit steigender Bewegung nach unten. Beim Versuch mit dem Wandabstand von 283 mm hingegen führen die großen Bodenwiderstände im Bereich des Wandkopfes dazu, dass sich die Resultierende in Folge der Lasteinleitung zunächst deutlich nach oben bewegt und erst nach größerer Verschiebung wieder nach unten abfällt. Daran zeigt sich, dass für große Wandabstände an der lastseitigen Wand Erdwiderstand mobilisiert wird. Es handelt sich dann bei den ermittelten Kräften zu einem großen Teil um passive Erddruckspannungen. Die Beobachtungen decken sich prinzipiell mit den Erkenntnissen aus Untersuchungen zum passiven Erddruck bei Fußpunktdrehung der Wand, über die BARTL (2004) schreibt:

*„Die Angriffshöhe der Erddruckkraft liegt zu Versuchsbeginn im Bereich des unteren Drittelpunktes der Wand von  $z/h = 0,67$ . Nach Beginn der Wandbewegung wandert der Angriffs-*

punkt stark nach oben, erreicht eine maximale Höhe von  $z_R/h \approx 0,40$  und fällt danach wieder etwas ab.“ [BARTL (2004), S. 99]

Bei großen Verformungen ist die mobilisierte Erddruckkraft größer als die äußere Kraft, weil der Hebelarm dieser Kraft bezüglich des Wandkopfes größer ist als derjenige der entgegenwirkenden Erddruckkraft.

Die in Abschnitt 5.6 geäußerte Vermutung, die Erddruckspannungen an der Luftseite lagerten sich zum Wandfuß hin um, kann mit dieser Art der Auswertung nicht bestätigt werden. Die Höhenlage der Resultierenden ändert sich eher nach oben als nach unten. Es muss allerdings beachtet werden, dass Resultierende an der Luftseite ohnehin zumeist tiefer liegt als die der Lastseite und kaum Spannungen im oberen Wandbereich vorhanden sind. Hier sind Ungenauigkeiten und Abweichungen von der Realität in den iFEM-Ergebnissen enthalten, insbesondere bei den kleinen Wandabständen.

Betrachtet man hingegen die Versuche, bei denen die Wände am Fuß **eingespannt** sind, so kann eine deutliche Umlagerung der Erddruckspannungen zum Wandfuß hin - zumindest bei den großen Wandabständen - beobachtet werden, wie aus Abb. 5-26 ersichtlich wird. Für die übrigen Wandabstände bleibt die Höhenlage des Angriffspunktes der Resultierenden in etwa konstant. Die zuvor geschilderte Abnahme des Erddrucks an der **Luftseite** fällt bei den eingespannten Wänden wesentlich geringer aus. Sie beträgt maximal 20% gegenüber dem Einbauzustand (bei 283 mm) und ist für kleine Wandabstände gar nicht mehr vorhanden. Für große Verformungen ist an der Luftseite sogar eine Zunahme der Erddruckkraft zu verzeichnen, die auf eine Lastkonzentration in Folge der durch die Einspannung behinderten Verformung der Wand zurückzuführen ist.

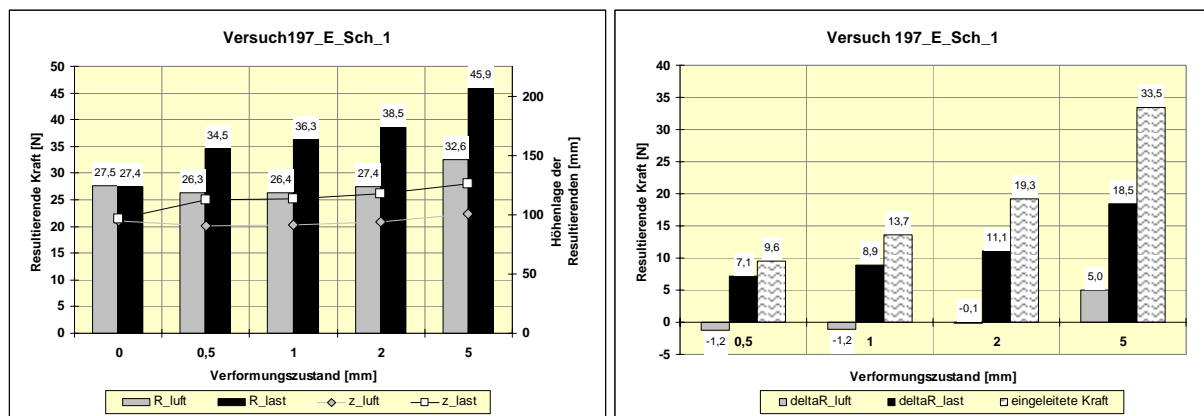


Abb. 5-26: Auswertung der Erddruckresultierenden für den Versuche 197\_E\_S\_1

Auf der **Lastseite** entspricht die Zunahme der Erddruckkraft bei großen Wandabständen in etwa der Größe der eingeleiteten Kraft. Bei kleinen Wandabständen wird an der Lastseite kaum noch Widerstand geweckt (vgl. Abb. 5-27), die Kraft wird offensichtlich zu einem großen Teil über die Biegesteifigkeit der Wand in das Fußauflager geleitet. Die absolute Größe der Erddruckresultierenden an Last- und Luftseite wird sinkendem Wandabstand ähnlicher und ist für die kleinen Abstände ( $\leq 83$  mm) für beide Wände in etwa gleich.

Die Erddruckresultierende in Folge des Einbaus ist durchweg größer als bei gelenkiger Lagerung, was auf die geringeren Verformungen wegen der Einspannung der Wand und somit auf

die größere Verspannung während der Verdichtung der Sandschichten zurückzuführen ist. Zudem liegt diese Resultierende in etwa in der gleichen Höhenlage, was für die größere Zuverlässigkeit und Symmetrie der mit iFEM ermittelten Ausgangsspannungen spricht.

Die bei der Auswertung der Erddruckspannungen beschriebenen Unterschiede zwischen Sand und **Schneebeli-Modell** zeigen sich bei der Betrachtung der Erddruckresultierenden deutlicher. Die Größe der Erddruckresultierenden im Einbauzustand ist jeweils geringer als bei einer Füllung mit Sand, zudem liegt ihr Angriffspunkt tiefer.

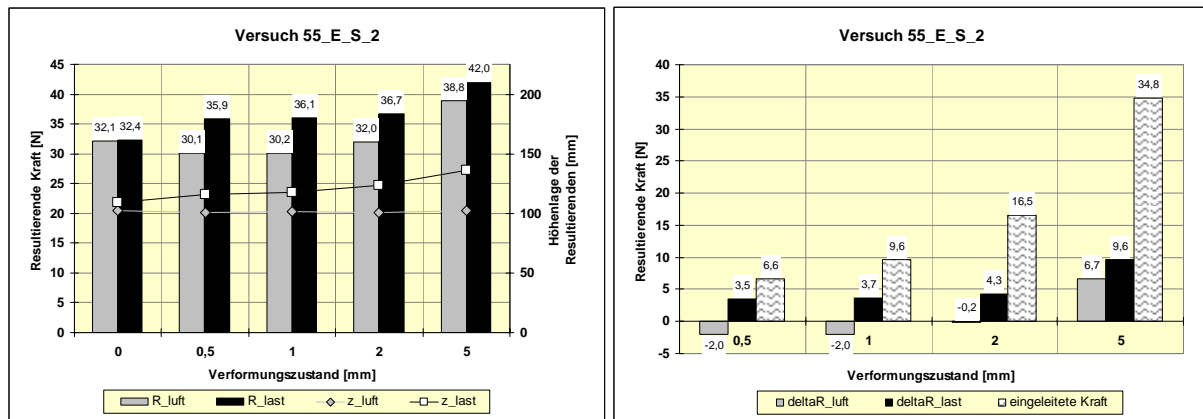


Abb. 5-27: Auswertung der Erddruckresultierenden für den Versuche 55\_E\_S\_2

Unterschiede in der Art der Kraftüberleitung von der Last- auf die Luftseite zeigen sich dadurch, dass die zuvor beschriebene Entlastung der luftseitigen Wand im Falle einer **gelenkigen Lagerung** hier nicht vorhanden ist (Abb. 5-28). Bei **Einspannung** der Wände kann für die kleinen Wandabstände eine leichte Erhöhung des Erddrucks auf der Luftseite erkannt werden. Die prozentualen Veränderungen sind jedoch zumeist gering und streuen stark, sodass keine gesicherte Quantifizierung möglich ist. Für die Wandabstände von 197 und 283 mm ist eine leichte Entlastung auf der Luftseite vorhanden, die jedoch wesentlich geringer ausfällt als bei der gelenkigen Lagerung.

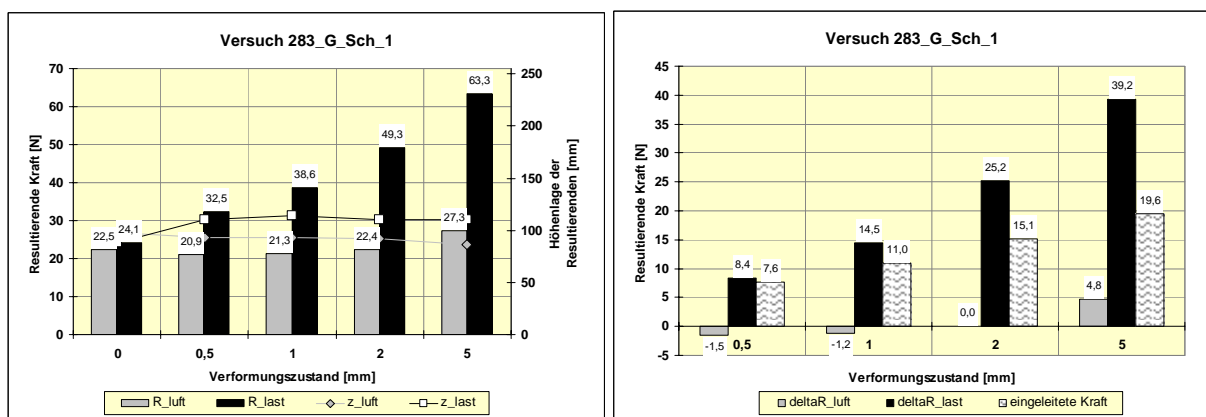


Abb. 5-28: Auswertung Erddruckresultierenden beim Schneebeli-Modell (Versuch 283\_G\_Sch\_1)

## 5.8 Zusammenfassung der Ergebnisse

Das einfache Beispiel (Abschnitt 5.4.3), die Benchmarks am System des eingespannten Kragarms (Abschnitt 5.5.3) sowie die weiteren Parameterstudien (vgl. z.B. Anhang C) zeigen, dass die **inverse FE-Methode** durch ihre Formulierung mit Kostenfunktionen, die zur Lösung des Gleichungssystems unter Berücksichtigung des Gleichgewichtes minimiert werden, im Allgemeinen **gut geeignet** ist, inverse Problemstellungen zu lösen.

Dabei ist es (im Gegensatz zur FE-Methode) sogar ausreichend, lediglich Teile der Struktur abzubilden und die an den Grenzen wirkenden Schnittkräfte als Unbekannte ermitteln zu lassen, wie es in den hier vorliegenden Versuchen der Fall ist (vgl. Anhang B).

Die Parameterstudien zeigen jedoch auch, dass bei der Anwendung dieses Verfahrens eine logische Überprüfung der Berechnungsergebnisse erforderlich ist, da nicht jede Kombination von Berechnungsparametern physikalisch sinnvolle Ergebnisse liefert und auch nicht jede Belastung mit einer beliebigen Anordnung von Messstellen ermittelt werden kann. Eine Kalibrierung der Parameter für die vorliegende Aufgabenstellung ist also – wie bei einem FE-Modell auch – in jedem Fall erforderlich.

Mit den Gewichtungparametern können zum jetzigen Zeitpunkt keine physikalischen Größen verknüpft werden können – dies verpflichtet im Vorfeld der Berechnungen zu umfangreichen Untersuchungen zur Wahl der Parameter. Jedoch wurden die besten Ergebnisse erzielt, wenn durch die Wahl der Kosten der Unsicherheit einzelner Messungen Rechnung getragen wurde (vgl. Abschnitte 5.5 und 5.6.2).

Trotz der beschriebenen Schwierigkeiten ist es gelungen, durch umfangreiche Vorüberlegungen und Parameterstudien sowie durch die identische Wahl der Berechnungsparameter für alle Versuche, miteinander vergleichbare und analysierbare Resultate zu erzielen (Abschnitte 5.6.3 und 5.6.4).

Aus der **Analyse dieser Berechnungsergebnisse** sollen folgende Erkenntnisse herausgestellt werden.

### 1. ***b/h*-Verhältnis:**

Es scheint sinnvoll, im Hinblick auf die qualitativen Verläufe des Erddrucks und das Zusammenwirken zwischen last- und luftseitiger Wand eine grundsätzliche Unterteilung nach großen ( $\geq 140$  mm, entsprechend  $b/h > 0,5$ ) und kleinen ( $\leq 83$  mm, entsprechend  $b/h < 0,4$ ) Wandabständen vorzunehmen. Die Art der Lastübertragung ist im Vergleich unterschiedlich und im Falle der kleinen Wandabstände von einer größeren gegenseitigen Beeinflussung geprägt.

### 2. **Lagerung:**

Die Art der Lagerung des Fußpunktes ist von entscheidender Bedeutung für die Größe der Belastung und die Art der Kraftübertragung zwischen den Wänden. Im Innern des Modellbauwerks herrschen je nach Lagerung des Wandfußes voneinander unterschiedliche Spannungszustände, die in der Verformungs- und Rotationsbehinderung insbesondere der luft-

seitigen Wand und der damit nicht vorhandenen Entspannungsmöglichkeit im Falle der Fußeinspannung begründet sind.

### 3. Ergebnisse „großer Wandabstand“ ( $b/h > 0,5$ ):

Für die Versuche mit einem großen Abstand der Wände ( $\geq 140$  mm) ergeben sich wesentliche Unterschiede im Erddruck an der lastseitigen und der luftseitigen Wand. Die lastseitige Wand zeigt große Lastkonzentrationen im Bereich der Lasteinleitung, die beim Schneebeili-Modell geringer ausfallen als beim Sand. Auf der Luftseite kann bei gelenkiger Fußpunkt Lagerung nach Aufbringen einer Verformung eine Entlastung beobachtet werden (für Sand als Füllmedium). Im Falle einer Fußeinspannung ist in erster Linie eine Umverteilung der im Einbauzustand vorhandenen Lasten zum Wandfuß hin zu beobachten – eine Abnahme der Belastung insgesamt kann dabei nicht erkannt werden. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Hauptspannungsachsen in der Bodenfüllung nahezu diagonal verlaufen und somit ein Großteil der Belastung von der Einleitungsstelle direkt in den Untergrund abgeleitet bzw. zum Fuß der luftseitigen Wand übergeleitet wird. Im Falle einer gelenkigen Lagerung wird gegenüber der Einspannung ein größerer Anteil der Belastung in den Untergrund abgeleitet.

### 4. Ergebnisse „kleiner Wandabstand“ ( $b/h < 0,4$ ):

Für beide Lagerungsarten ist bei den Wandabständen  $\leq 83$  mm eine Beeinflussung der Luftseite durch die Lastseite zu erkennen. Bei gelenkiger Fußpunkt Lagerung kann kaum noch eine Entlastung der Luftseite bei steigender Verformung erkannt werden; der Erddruck der last- und luftseitigen Wand nähert sich immer weiter an und ist für den kleinsten Abstand nahezu identisch.

Im Falle einer Einspannung, bei der die luftseitige Wand noch mehr von der Lastseite beeinflusst wird, ist eine Erhöhung des Erddrucks zu beobachten. Die Erddruckverläufe deuten darauf hin, dass ein großer Teil der eingepprägten Last durch den Boden hindurch auf die Luftseite (zum Wandfuß hin) übergeleitet wird. Die Ergebnisse sprechen dafür, dass bei  $b/h$ -Verhältnissen kleiner 0,4 die größeren Hauptspannungen in der Bodenfüllung nahezu horizontal verlaufen, weshalb die Luftseite für eine gelenkige Lagerung nicht mehr entlastet wird und im Falle einer Einspannung sogar zusätzlich belastet wird.

### 5. Analyse der Erddruckresultierenden:

Es kann bei den Versuchen mit dem Füllmedium Sand für Bewegungen bis 2 mm durchweg keine Erddruckerhöhung an der **Luftseite** erkannt werden. Bei gelenkiger Lagerung ergeben sich vielmehr beträchtliche Entlastungen. Im Falle einer Fußeinspannung sind diese Entlastungen ebenfalls festzustellen, fallen aber geringer aus. Deutliche Umlagerungen des Erddrucks zum Wandfuß hin sind lediglich bei Systemen mit großen  $b/h$ -Werten ( $> 0,5$ ) und eingespannten Wänden vorhanden, wie die Veränderungen der Höhenlage der Resultierenden belegen. An der **Lastseite** ist eine Zunahme der Erddruckresultierenden zu erkennen, die bei großen Wandabständen erheblich größer ist als die eingeleitete Kraft. Dies ist in erster Linie durch den hohen Angriffspunkt der äußeren Last zu erklären.



## 6. Unterschiede zwischen den Füllmedien Sand und Schneebeli-Modell:

Die vorhandenen Unterschiede zwischen den beiden Füllmedien sowohl bei der Art der Kraftüberleitung als auch der qualitativen Belastungsverläufe können durch mehrere Faktoren erklärt werden:

- Beim Schneebeli-Modell kann weniger Widerstand im Bereich der Lasteinleitung aufgebaut werden; dies ist durch den im Vergleich zum Sand geringeren Reibungswinkel zu begründen.
- Die nicht vorhandene Entlastung der luftseitigen Wand bei Einspannung kann auf die wesentlich größeren Korndurchmesser und die damit verbundene geringere Kompressibilität des Schneebeli-Haufwerks zurückgeführt werden.

## 6 Bildbasierte Auswertung der Modellversuche mit der PIV-Methode

### 6.1 Einführung

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten kleinmaßstäblichen Modellversuche werden – wie in der Bodenmechanik oftmals üblich – unter anderem eingesetzt, um die Vorgänge und Verschiebungen im Boden zu visualisieren und damit innere Versagensmechanismen zu identifizieren, aus denen für die Bemessung relevante Grenzzustände abgeleitet werden können. Jedoch ist bei diesen Versuchen kein eindeutiger Grenzzustand in der Bodenfüllung vorhanden, wie dies beispielsweise beim aktiven Gleitkeil (Abb. 6-1) der Fall ist, der sich in seiner Geometrie nach der Mobilisierung auch bei weiterer Wandverschiebung nicht mehr verändert. Vielmehr sind die Vorgänge im Boden über die Dauer eines Versuches veränderlich und abhängig von der Größe der Verformungen.

Mit Hilfe einer photogrammetrischen Auswertemethode werden die Bewegungen der Bodenpartikel zwischen den beiden Modellwänden in verschiedenen Verformungszuständen ermittelt und anschaulich gemacht, um Informationen über die prinzipiellen Abläufe bei dem hier vorliegenden Boden-Verbundsystem zu erhalten. Die Beobachtungen sollen dazu dienen, eine Vorstellung von den Bewegungsmechanismen im Innern der Bodenfüllung zu entwickeln. Die Erkenntnisse fließen dabei in die Formulierung eines analytischen Ansatzes zur rechnerischen Beschreibung der Boden-Bauwerk-Interaktion mit ein (vgl. Abschnitt 8).

Im Gegensatz zu der in der bodenmechanischen Modellversuchstechnik herkömmlichen Verfahrensweise, bei der Einstreuschichten zur Visualisierung von Bodenbewegungen und der Ausbildung von Gleitflächen verwendet werden, wird ein alternatives Verfahren eingesetzt – die PIV-Methode (Particle Image Velocimetry). Hierbei können die Vorgänge im Boden unabhängig von jeglichen Markierungen und bereits für kleinste Verformungen – weit entfernt vom Versagenszustand – visualisiert werden.

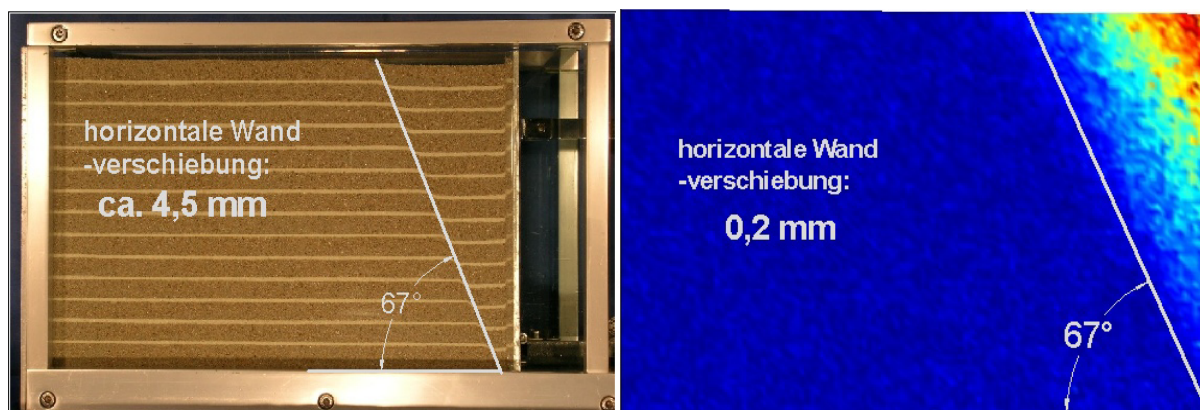


Abb. 6-1: erforderliche Wandbewegung bei der visuellen (links) und der PIV-Auswertung (rechts)

Abb. 6-1 zeigt das Beispiel des Anschauungsversuches „aktiver Gleitkeil“, bei dem unter Verwendung von Einstreuschichten wesentlich größere Wandbewegungen erforderlich sind, um das Abgleiten eines Bodenbereichs deutlich sichtbar werden zu lassen. Bei Einsatz der PIV-Methode kann die gleiche Gleitkeilgeometrie bereits für eine Verschiebung von 0,2 mm erkannt werden. Diese Verschiebung entspricht in etwa der für die Mobilisierung des aktiven Erddrucks erforderlichen horizontalen Wandverschiebung von 0,5 bis 1 ‰ der Wandhöhe (d.h. 0,15 bis 0,3 mm bei einer Wandhöhe im Modellversuch von 300 mm).

Im Folgenden werden die Grundlagen der PIV-Methode erläutert und die für die Versuchsauswertung verwendete Software – MatPIV – vorgestellt.

Ein herzlicher Dank gilt dem Programmierer von MatPIV, Johan Kristian SVEEN (University of Cambridge, UK), der mehrfach mit wertvollen Hinweisen und Modifikationen am Programm zur Seite stand.

## 6.2 Particle Image Velocimetry (PIV)

Die PIV ist eine Methode zur Geschwindigkeitsmessung, die im Gebiet der Hydromechanik entwickelt wurde. Sie basiert auf dem Prinzip der digitalen Nahbereichs-Photogrammetrie und wird normalerweise zur Ermittlung von Strömungs- und Bewegungsvorgängen in viskosen Flüssigkeiten verwendet. Das Strömungsfeld einer Flüssigkeit wird dabei mit Hilfe von Markierungen - so genannten Tracern - sichtbar gemacht, um der Flüssigkeit eine für das entsprechende Auswerteprogramm erkennbare Musterung zu verleihen. Die Informationen über Richtung und Größe der Geschwindigkeitsvektoren werden gewonnen, indem jeweils die Bewegung kleiner Ausschnitte (Patches) des gesamten Bildes durch eine Serie von Aufnahmen hindurch verfolgt wird. Die PIV-Software sucht anhand von Bildinformationen zweier Aufnahmen jeweils die Lage eines Ausschnittes im ersten und in einem folgenden Bild. Aus der Lageänderung der einzelnen Ausschnitte sowie einer bekannten Zeitdifferenz  $\Delta t$  zwischen den Aufnahmen wird dann jeweils ein Geschwindigkeitsvektor berechnet.

Wichtig ist hierbei, dass durch die Markierung der Flüssigkeit jeder einzelne Bildausschnitt einen ausreichenden Informationsgehalt hat, damit der Bildausschnitt im Folgebild sicher gefunden werden kann.

In der Vergangenheit wurden für derartige Untersuchungen oftmals Still-Video-Kameras verwendet, deren Auflösung durch das Video-Format (z.B. 732 x 549 Pixel bei PAL) begrenzt war. Die Genauigkeit einer PIV-Auswertung ist durch eine geringe Bildauflösung limitiert. Doch mit den Entwicklungen in der Digitalphotographie und der stark gestiegenen Bildauflösung stellt es heute keine Schwierigkeit mehr dar, Verformungsmessungen auf der Grundlage von Photoaufnahmen mit geringem Aufwand durchzuführen. Ein guter Überblick über die verschiedenen Particle-Imaging-Verfahren findet sich bei ADRIAN (1991) sowie aktuell und umfassend bei SVEEN/COWEN (2004).

Bei der Übertragung dieses Verfahrens auf bodenmechanische Untersuchungen ist bei Verwendung von Sand als Untersuchungsmedium eine Markierung nicht erforderlich, da durch die leicht unterschiedliche Färbung der einzelnen Körner eine ausreichende Musterung bereits von Natur aus vorhanden ist. Da die Verformungsgeschwindigkeit hier nicht von Belang ist,

kann der zwischen zwei zu vergleichenden Bildern liegende Zeitschritt zu eins gesetzt werden. Als Berechnungsergebnis steht dann direkt ein Feld von Verschiebungsvektoren zur Verfügung – die Verformung des Bodens kann dabei wie ein Strömungsprozess mit sehr geringer Geschwindigkeit betrachtet werden.

Es existieren verschiedene Algorithmen, mit denen eine bildbasierte Verformungsmessung auf Grundlage der PIV-Methode möglich ist. Teilweise sind diese Freeware, wie z.B. MatPIV (SVEEN, 2004) und MPIV (MORI/CHANG, 2003).

Eine Weiterentwicklung dieser Algorithmen ist aktuell Forschungsgegenstand mehrerer Autoren unterschiedlicher Fachrichtungen. Die Recherchen zeigten, dass die PIV-Methode bereits in den verschiedensten Bereichen und in vielen Ländern genutzt wird, wie zum Beispiel in der Wellenforschung (u.a. JENSEN ET AL., 1999/2000; DÄTIG/SCHLURMANN, 2003), der Brandforschung (u.a. FOUCHER ET AL., 2000), der Aerodynamik (VICENTI ET AL., 2003) oder auf dem Gebiet der Mikrosensoren (HAN ET AL., 2002). Ebenso gibt es bereits Anwendungen im Bereich der bodenmechanischen Modellversuchstechnik (FROMM, 2002; WHITE ET AL., 1999 und 2002; GUALCO/BERARDI, 2002).

### 6.3 MatPIV

Das im Folgenden verwendete PIV-Programm ist als Freeware erhältlich und als Toolbox in das Programmpaket MatLAB implementierbar – daher stammt der Name MatPIV. Es besteht aus verschiedenen Unterprogrammen (so genannten m-files), in denen die einzelnen Schritte einer PIV-Untersuchung ablaufen. Auch MatLAB enthält die zuvor angesprochene Mustererkennung anhand von Bildinformationen und nutzt hierzu die Grauwerte der einzelnen Bildpixel. Aus diesem Grund müssen die auszuwertenden Photos in einem Graustufenformat (8 bit Farbtiefe) vorliegen.

Vor dem Aufbringen einer Verformung wird der Messquerschnitt fotografiert, ebenso nach jeder Verformungsstufe. Zur Ermittlung der Verschiebungen werden dann die miteinander zu vergleichenden Bilder in kleine Bildausschnitte unterteilt und diese Bildausschnitte so lange gegeneinander verschoben, bis eine maximale Übereinstimmung der Bildmuster erreicht ist. Über die Musterung und die daraus resultierenden verschiedenen Grauwerte hat jeder Ausschnitt eine mehr oder weniger eindeutige Charakteristik.

Jeder Bildausschnitt (Test patch) des Ausgangsbildes wird in einem Suchbereich (Search patch) um seine ursprüngliche Position herum verschoben, um die Charakteristik mit möglichst großer Übereinstimmung im Folgebild wieder zu finden (Abb. 6-2). MatPIV verwendet hierzu eine Kreuzkorrelationsfunktion, die angibt, wie groß die Übereinstimmung für einen Bildbereich bei einer bestimmten Verschiebung ist. Die Korrelationsfunktion kann dabei Werte zwischen 0 (= keine Übereinstimmung) und 1 (= volle Übereinstimmung) annehmen. Der Peakwert dieser Funktion liefert für jeden Bildbereich den gesuchten Verschiebungsvektor. Nach Durchführung dieses Vorganges für jeden Bildausschnitt ergibt sich ein Feld von Verschiebungsvektoren. Diese können im Programm z.B. als Vektorpfeile, die Größe und Richtung der Bewegungen angeben, dargestellt werden (Abb. 6-3). Sollen Gleitflächen sicht-

bar gemacht werden, bietet sich eine farbliche Darstellung der Verschiebungen an, wie es hier für das Beispiel des aktiven Gleitkeils gezeigt ist (Abb. 6-4).

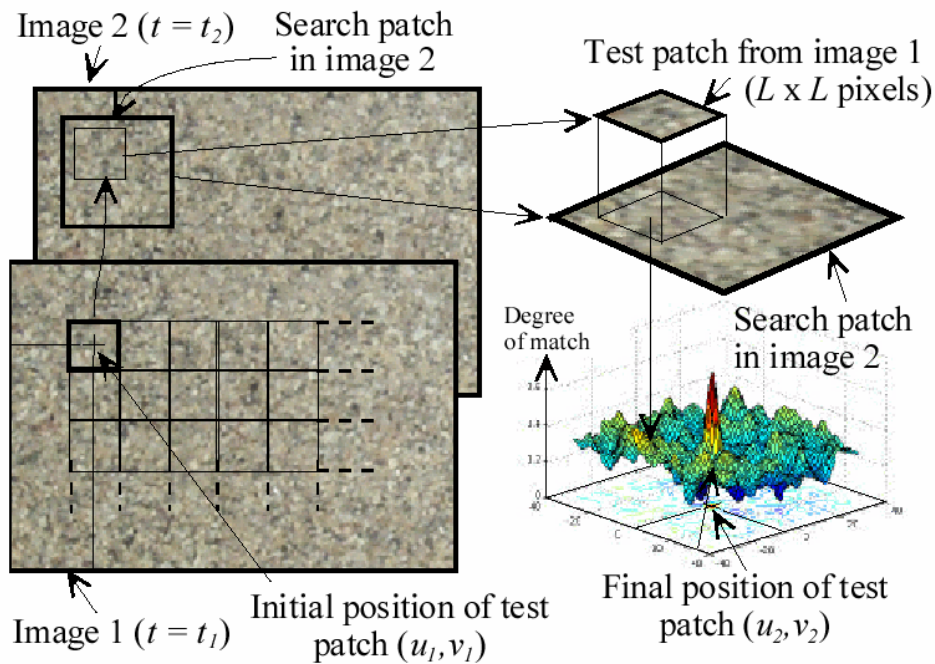


Abb. 6-2: Ablauf und Prinzip einer PIV-Auswertung [WHITE/TAKE (2002)]

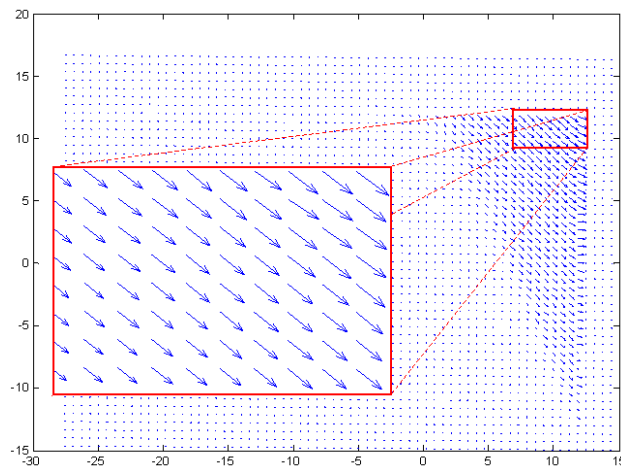


Abb. 6-3: Ergebnisdarstellung mit Vektorpfeilen

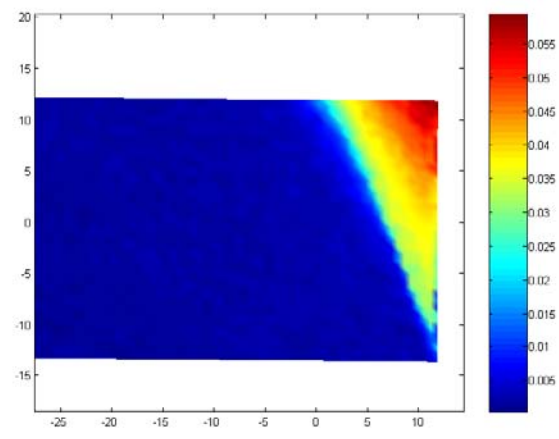


Abb. 6-4: Ergebnisdarstellung als Farbverlauf

Die Ergebnisse können durch Anwendung verschiedener implementierter Filter (SNR-Filter, globaler und lokaler Filter) sowie durch die Interpolation von Ausreißern (NaN-Interpolation), die durch das Filtern gelöscht wurden, visuell verbessert werden.

Eine kurze Einführung in die Funktionen des Programms sowie ein Tutorial zu MatPIV finden sich online bei SVEEN (2004). Das Tutorial bezieht sich auf die Version 1.6.1 des Programms, die auch für die hier beschriebenen Untersuchungen genutzt wird. Die Auswertung eines Versuches mittels MatPIV besteht aus mehreren Schritten, die nacheinander durchzuführen sind:

- Erstellen eines Koordinatenrasters: die Punkte müssen einen bekanntem Abstand zueinander haben, gut auf den Digitalphotos zu erkennen sein und vom gleichen Kamera-

standpunkt (mit den gleichen Randbedingungen) aufgenommen werden wie die zu untersuchenden Aufnahmen vom Modellversuch.

- Definieren eines Koordinatensystems, womit MatPIV die Umrechnung der Pixelkoordinaten in echte Koordinaten und somit später die Ermittlung der wahren Verschiebungen durchführt.
- Ausblenden nicht relevanter Bildbereiche, um Rechenzeit zu sparen (mask-Befehl).
- Starten der MatPIV-Berechnung („Vergleich“ der Bilder in verschiedenen Verformungszuständen).
- Filtern und Interpolieren der Ergebnisse, um Ausreißer zu löschen und entstandene Lücken im Vektorfeld aufzufüllen.
- Darstellung der Ergebnisse als Verschiebungsvektoren (quiver) und/oder als Farbflächen (magnitude)

Die Anwendung von MatPIV zur Verformungsmessung in bodenmechanischen Modellversuchen wurde bereits bei HAUSER/WALZ (2004) beschrieben. Ein ausführliche „Benutzeranleitung“ für MatPIV im Hinblick auf den vorgestellten Anschauungsversuch „aktiver Gleitkeil“ existiert als Online-Veröffentlichung (HAUSER, 2004) und kann als Hilfestellung bei der Anwendung der PIV-Methode für Verformungsmessungen bei bodenmechanischen Modellversuchen genutzt werden.

## 6.4 Modellversuche

### 6.4.1 Versuchsprogramm

Die PIV-Untersuchungen können sowohl für die Versuche mit Sand als auch mit dem Schneebeli-Modell als Versuchsmedium durchgeführt werden. Dabei werden Versuche mit allen 6 Wandabständen und beiden Fußpunktlagerungen ausgeführt und die Verformungszustände mit einer Serie aus digitalen Photos festgehalten.

Da im Vorfeld der Untersuchungen nicht bekannt war, wie die Verformungszustände im Innern der Bodenfüllung aussehen und bei welchen Wandkopfverschiebungen sie auftreten, wurde mit den Digitalaufnahmen der gesamte relevant erscheinende Bereich bis zu einer Kopfpunktverformung der lastseitigen Wand von 17,5 mm (in den übrigen Modellversuchen wurde die lastseitige Wand bis maximal 20 mm bewegt) erfasst und ausgewertet. Dabei wurden im Anfangsbereich kleinere Verformungsschritte zwischen den Bildern gewählt, wohingegen mit größerer Kopfpunktverformung der lastseitigen Wand größere Abstände zwi-

Photo Nr.	Kopfverschiebung Lastseite [mm]
0	0
1	0,25
2	0,5
3	0,75
4	1
5	1,5
6	2
7	3
8	4
9	5
10	6
11	7
12	8
13	9
14	10
15	12,5
16	15
17	17,5

Tabelle 6-1: Kopfpunktverformungen für PIV

schen den einzelnen Aufnahmen zugelassen wurden (Tabelle 6-1). Dieses Vorgehen resultiert aus den Erfahrungen der in Abschnitt 4 geschilderten Modellversuche, bei denen speziell für kleine Wandverschiebungen große Unterschiede in den Messergebnissen auftreten.

Daher werden die Bewegungen in der Bodenfüllung in erster Linie für kleine Wandbewegungen betrachtet.

Die Kopfverformungen der lastseitigen Wand werden über die laser-optischen Wegaufnehmer kontrolliert vorgegeben. Zudem wird die Last-Verformungs-Kurve mit aufgezeichnet, wobei nach Aufbringen eines jeden Verformungsschrittes die Messwerte erst nach einer Minute Ruhezeit aufgezeichnet wurden (vgl. Abschnitt 4.9).

### 6.4.2 Versuchsaufbau und -parameter

Die Ausleuchtung des Messquerschnitts geschieht über drei herkömmliche 500W-Baustrahler. Die Digitalphotos werden mit einer 5-Megapixel-Kamera (Nikon Coolpix 5400) bei einer Auflösung von 1600 x 1200 Bildpunkten (1,92 Megapixel) aufgenommen. Die Kamera wird auf einem Stativ montiert und mittels eines Wasserwaagen-Aufsatzes ausgerichtet. Um Störungen durch händische Auslösung der Kamera zu vermeiden, wurde zusätzlich ein Fernauslöser benutzt. An der Kamera wurde die Belichtungsautomatik deaktiviert, damit die Photos allesamt gleich belichtet (identische Belichtungszeit und Blende) werden konnten. Eine unterschiedliche Belichtung der Photos innerhalb einer Bilderserie hätte Einfluss auf die Grauwerte innerhalb der Bilderserie und somit direkt auf die Qualität der Ergebnisse gehabt. Da lediglich ebene Verformungen untersucht werden, kann auf einen zweiten Kamerastandpunkt zur Erfassung der dritten Dimension der Verschiebung verzichtet werden. Den Versuchsaufbau zeigt (Abb. 6-5).

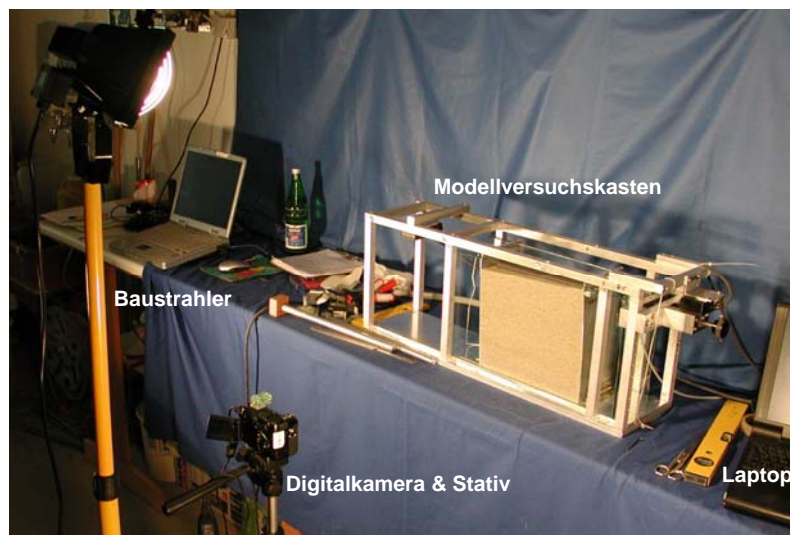


Abb. 6-5: Versuchsanordnung für die PIV-Untersuchungen

In der hier gewählten Kombination aus Versuchsrandbedingungen (Abstand zwischen Objektiv und Messquerschnitt) und Kameraeinstellung (Auflösung, Zoom) wird mit den Aufnahmen eine Bildauflösung von 4 bis 5 Pixel/mm erreicht. Somit entspricht der Durchmesser eines Sandkorns (bei einem  $d_{50} \cong 0,5$  mm des verwendeten Sandes) etwa 2 bis 3 Bildpunkten.

Den größten Einfluss auf die Genauigkeit der Verformungsmessung hat neben der Orthogonalität zwischen Zielachse und Messquerschnitt die Eingabe der Koordinatenpunkte, mit denen das Programm die Pixelverschiebungen in echte Verschiebungen umrechnet (hier z.B. in cm). Um die Genauigkeit der Koordinatentransformation zu gewährleisten, wird zur Akquisition der Koordinatenpunkte eine schwarz lackierte Aluminiumplatte verwendet, auf der ein Koordinatengitter angerissen war (Abb. 6-6), das vor Beginn jedes Versuches mittig zur Bodenfüllung vor die Glasscheibe des Versuchskastens gestellt und abgelichtet wird. Dadurch wird sichergestellt, dass sich ein eventueller Koordinatenfehler bei allen Versuchen nahezu gleich auswirkt.

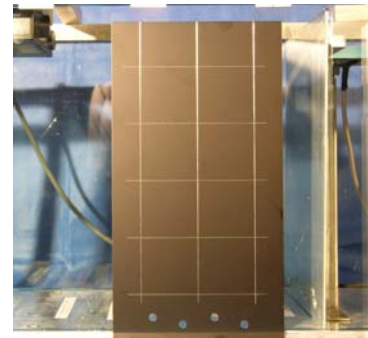


Abb. 6-6: Aluminiumblech mit Koordinatengitter

Die Linien haben hier sowohl einen ausreichenden Kontrast zur Umgebung als auch eine günstige Linienstärke von kleiner als 1 mm. Somit sind sie mit der gewählten Bildauflösung lediglich etwa 5 Pixel dick und eignen für eine sehr genaue Koordinatenerfassung (nahezu pixelgenau). Die Koordinatenlinien sollten im Optimalfall eine Dicke von etwa 3-6 Pixeln haben, da bei dickeren Linien der Mittelpunkt des Koordinatenkreuzes von der PIV-Software unter Umständen nicht mehr ausreichend genau gefunden werden kann. Abb. 6-7 zeigt das Koordinatenbild im Programm MatPIV sowie eine vergrößerte Darstellung eines Koordinatenpunktes.

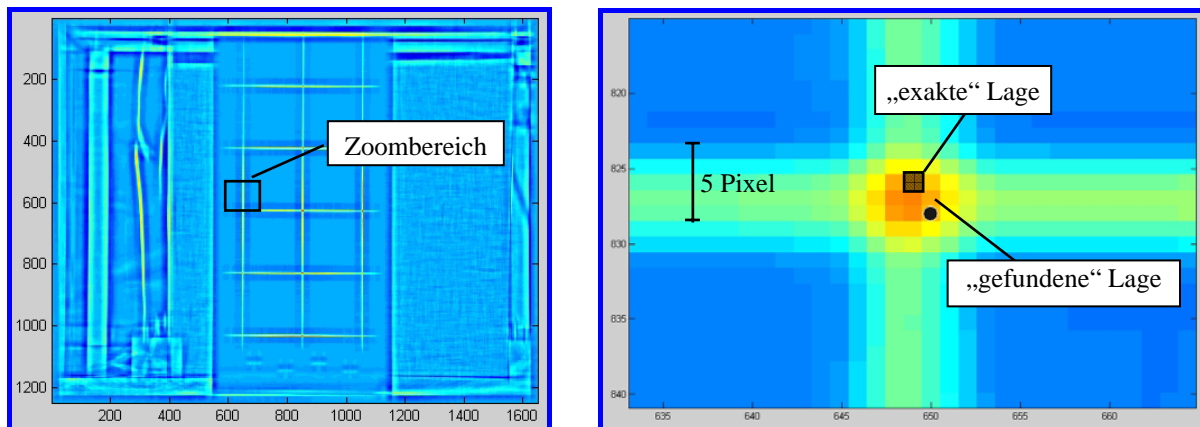


Abb. 6-7: Markieren der Koordinatenpunkte und Abweichungen in MatPIV

Der Fehler in der Koordinatentransformation sollte maximal 0,1 cm betragen. Dabei ist dieser Koordinatenfehler kein quantitativer Wert der Genauigkeit der PIV-Messung, sondern eher ein Anhaltswert für die Güte der Koordinatentransformation. Jedoch tragen Ungenauigkeiten an dieser Stelle zum Gesamtfehler bei (zusätzlich z.B. zu Fehlern bei der Ausrichtung der Kamera).



An das Programm übergeben werden jeweils 6 gleichmäßig über das Blech verteilte Schnittpunkte der Gitterlinien als Koordinatenpunkte. Für die hier durchgeführten Versuche liegt der Fehler in der Koordinatentransformation meist weit unter 0,1 cm (Abb. 6-8).

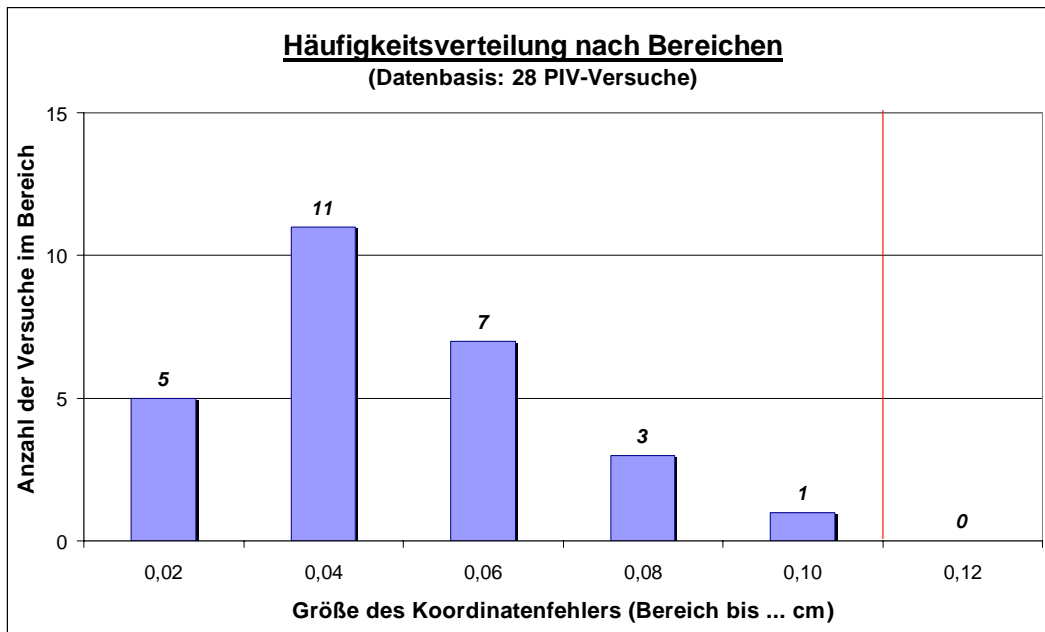


Abb. 6-8: Koordinatenfehler der durchgeführten Versuche

Verantwortlich für Unterschiede in den Koordinatenfehlern ist beispielsweise eine zwischen den einzelnen Versuchen leicht unterschiedliche Belichtung (hervorgerufen durch das schräg einfallende Licht der Baustrahler auf das Koordinatengitter), die Reflexionen der Koordinatenlinien verursachte und somit das pixelgenaue Auffinden der Kreuzungspunkte der Koordinatengitterlinien erschwerte.

Die Berechnungen wurden mit der aktuellen Programmversion 1.6 von MatPIV durchgeführt, bei der die Datei „definewoco.m“ zum Definieren des Koordinatensystems eigens für diese Untersuchungen vom Programmierer - Johan Kristian Sveen - auf die Verwendung des vorgestellten Aluminiumblechs angepasst wurde. Die Berechnungsparameter - insbesondere die Größe der Suchfenster - sind für alle Versuche identisch. Es wurde eine Suchfenstergröße von 64 Pixeln bei 50% Überlappung gewählt. Die Suchfenstergröße wird derart bestimmt, dass genügend Sandkörner im Sinne einer ausreichende Musterung in einem Fenster enthalten sind und dass sie in einem ausreichenden Verhältnis zur erwarteten Verformung steht<sup>1</sup>.

### 6.4.3 Genauigkeit der Untersuchungsmethode

Verschiedene Autoren (u.a. WHITE/TAKE, 2002 und FROMM, 2002) berichten bezüglich ihrer Versuche mit der PIV-Methode über eine erreichte Genauigkeit der Verschiebungsmessung

<sup>1</sup> Als Anhaltswert sollte die Verformung zwischen zwei Aufnahmen nicht wesentlich mehr als  $\frac{1}{4}$  der Suchfenstergröße betragen, für diesen Fall also ca. 4 mm (Auflösung der Photos: 4 Pixel/cm bzw. entsprechend 1 Pixel = 0,25 cm; Suchfenstergröße: 64 x 64 Pixeln). Für einen ausreichenden Informationsgehalt sollten mindestens 20 Partikel in einem Suchfenster enthalten sein, was bei dieser Größe ebenfalls gewährleistet ist.

im Subpixelbereich. Diese Aussagen beziehen sich sowohl auf Untersuchungen an Flüssigkeiten als auch auf Modellversuche mit Boden.

Zur Abschätzung der erreichbaren Genauigkeit unter den hier vorliegenden Randbedingungen werden eigene Untersuchungen durchgeführt, deren Versuchsaufbau nachfolgend beschrieben wird und die gewonnenen Ergebnisse dargestellt werden.

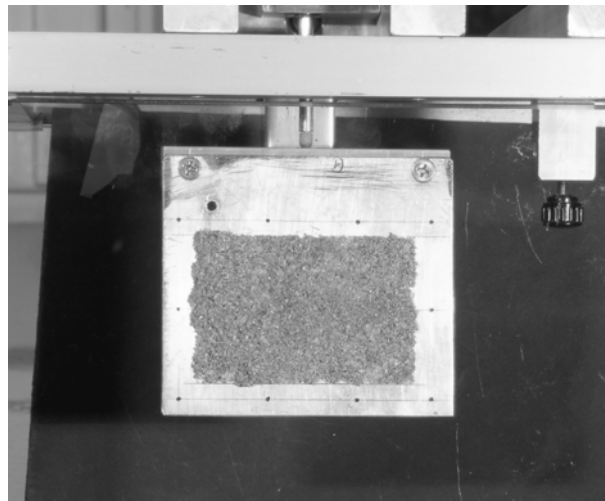


Abb. 6-9: Versuchsaufbau für die Genauigkeitsuntersuchungen

Über eine Spindel kann eine kleinformatische Aluminiumplatte (ca. 10 x 10 cm), die mit Hilfe von Sprühkleber mit einer Sandoberfläche (ca. 7,5 x 5 cm) versehen wurde, definiert vertikal bewegt werden. Auf der Platte waren Koordinatenpunkte angebracht, mit denen die Koordinatentransformation im Programm MatPIV erfolgen konnte (Abb. 6-9).

Die Platte wurde jeweils um einen definierten Betrag (0,5 mm, 1 mm und 5 mm) vertikal verschoben, wobei die aufgebrachte Verformung über eine Wegmessung (1/100 mm Genauigkeit) kontrolliert wurde. Dabei wurde zunächst – wie in den übrigen PIV-Untersuchungen auch - der unverschobene Ausgangszustand fotografiert und nach jeder Verformungsstufe eine weitere Aufnahme gemacht.

Um aussagekräftige Ergebnisse erhalten zu können, wurden folgende Parameter verwendet:

- Auflösung der Photos (2 Megapixel)
- Abstand der Kamera vom Objekt (ca. 60 cm)
- Größe der Suchfenster (je nach Größe der Verschiebungen) 32 bis 64 Pixel, bei 50 % Überlappung

Die aufgebrachten Verschiebungen lassen sich für alle Versuche mit den entsprechenden Berechnungsparametern sehr gut mit MatPIV messen. Beispielhaft belegt dies die Ergebnisdarstellung in Abb. 6-10 (vertikale Plattenverschiebung 5 mm). Die Farbskala auf der rechten Seite macht deutlich, dass im gesamten besandeten Bereich die errechneten Verschiebungen zwar plausibel, jedoch minimal zu klein sind; sie liegen zwischen 4,9 und 4,98 mm. Die weiteren durchgeführten Untersuchungen zeigen eine ähnliche Bandbreite in den Ergebnissen.

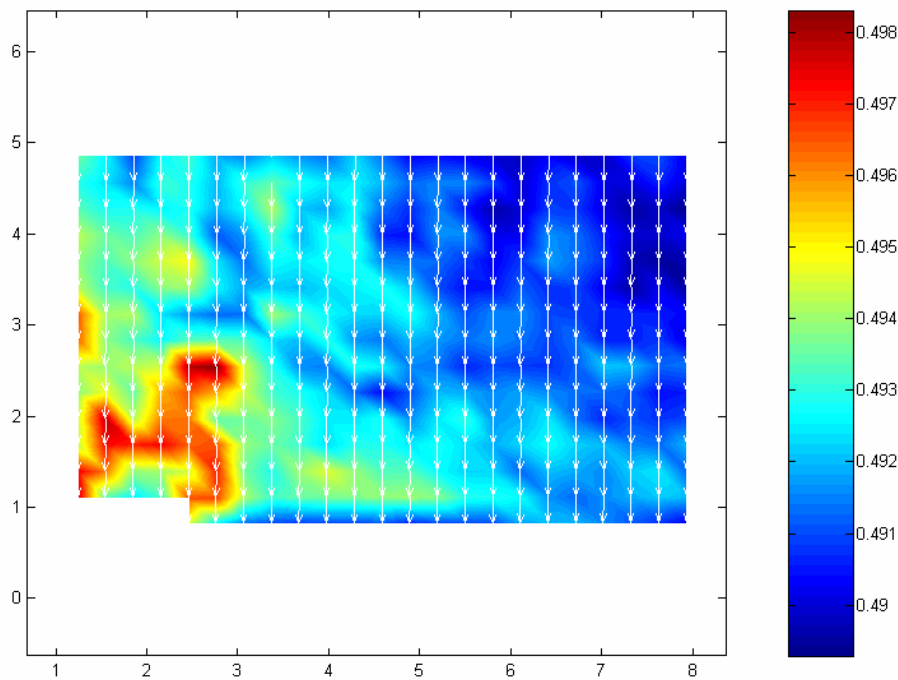


Abb. 6-10: Verschiebungen bei aufgebrachter Bewegung von 5 mm

Die Ungenauigkeit (Unterschreitung) bezüglich der aufgebrachten Verschiebung ist dabei zumindest teilweise auf eine nicht exakte Ausrichtung der besandeten Platte gegenüber der Kamera zurückzuführen - die Verschiebungsvektoren in Abb. 6-10 verlaufen nicht 100%-ig vertikal. Eine weitere Fehlerquelle liegt in der händischen Aufbringung der Verformung über eine Spindel, was die geringe Unterschreitung der gewünschten Verformung ( $< 0,1$  mm) erklären kann.

Auf Grund dieser Untersuchung ist es gerechtfertigt, von einer **Genauigkeit der mit PIV ermittelten Verschiebungen** in einem Bereich von  $\approx 1/10$  mm auszugehen. Für die in erster Linie qualitative Betrachtung von Verformungszuständen innerhalb der Bodenfüllung reicht diese Genauigkeit sicherlich aus.

## 6.5 Ergebnisse

### 6.5.1 Allgemeines

Für die Auswertung der Versuche werden alle aufgenommenen 17 Photos pro Versuch in verschiedenen Kombinationen einer PIV-Berechnung unterzogen, um zunächst die relevanten Verformungsbereiche erkennen zu können. Dabei werden einerseits alle jeweils „benachbarten“ Bilder rechnerisch miteinander verglichen, andererseits wird bis zu einer Verformung von 5 mm die Auswertung auf das Ausgangsbild bezogen. Um sicherzugehen, dass die maßgebenden Vorgänge in jedem Fall erkannt werden, wird zusätzlich noch jedes Bild mit dem jeweils übernächsten zusammen ausgewertet.

Nach Sichtung sämtlicher Auswertungsbilder (für alle untersuchten Kombinationen) können für die Auswertung jeweils zwei relevante Verformungszustände bestimmt werden.

Zustand I: von **0 bis 0,5 mm** Kopfpunktverformung der lastseitigen Wand (0,5 mm entspricht etwa 0,2 % der Wandhöhe bei gelenkig und 0,18 % bei eingespannt gelagerter Wand), um die Vorgänge zu Beginn der Bewegung unter einer sehr geringen Belastung zu erfassen und

Zustand II: von **1,5 bis 3 mm** Kopfpunktverformung (3 mm entspricht etwa 1,3 % der Wandhöhe bei gelenkig und 1,15 % bei eingespannt gelagerter Wand), weil sich die generellen Vorgänge im Innern der Bodenfüllung danach nicht mehr ändern; es wird lediglich ein immer größerer Bodenbereich (über die Höhe) bei steigender Last/Verformung in die Bewegung mit einbezogen.

Im Folgenden sind die Ergebnisse der PIV-Untersuchungen dargestellt. In den graphischen Darstellungen wurde die Farbskalierung derart angepasst, dass alle Verformungen unterhalb der „Genauigkeitsschranke“ von 0,1 mm in einheitlicher (dunkelblauer) Farbe angezeigt werden. Dieser Bereich wird als nahezu unbewegt betrachtet, was für die Deutung der Ergebnisse von Belang ist.

Es werden sowohl für die gelenkige als auch für die eingespannte Fußpunktagerung die Ergebnisse aller 6 Wandabstände für beide Füllmedien im Zustand I und Zustand II vergleichend gegenübergestellt, um die prinzipiellen Vorgänge besser sichtbar zu machen. Zusätzlich werden für ausgewählte Versuche sowohl die Größe (farbig) als auch die Richtung (Vektorpfeile) der Bewegungen in der Bodenfüllung gleichzeitig dargestellt.

### 6.5.2 Gelenkige Fußpunktagerung

Bei den am Wandfuß gelenkig gelagerten Systemen kann (auf Grund der kinematischen Lagerung) lediglich der Widerstand innerhalb der Sandfüllung der Verformung entgegen wirken. Daher sind die Kopfverformungen der Wände nahezu identisch. Dabei sind die Anker zu jedem Zeitpunkt gespannt, wenn auch die Kraft, die infolge des Einfüllvorganges im Ausgangszustand vorhanden ist, zunächst leicht abfällt (siehe Abschnitt 4).

Lediglich bei den beiden größten Wandabständen (283 und 197 mm, entsprechend  $b/h > 0,8$ ) ist im Verformungszustand I (0,5 mm) noch keine durchgehende Bewegung der Bodenfüllung zu erkennen (Abb. 6-11 zeigt beispielhaft den Versuch 283\_G\_S) – es bilden sich ein aktiver (auf der Luftseite) und ein passiver Gleitkeil (auf der Lastseite) aus. Diese sind auch noch beim Wandabstand von 140 mm zu beobachten, wobei sich dort die Bodenbewegung auch bei kleiner aufgebrachtener Kopfverformung bereits über die gesamte Breite der Bodenfüllung erstreckt.

Bei den übrigen (kleineren) Wandabständen vergleichmäßig sich die Bewegung der Bodenpartikel immer mehr, die beiden „Gleitkeile“ sind nicht mehr klar zu identifizieren. Im Zustand II wird die Verformung der lastseitigen Wand für alle Wandabstände auf die luftseitige Wand übergeleitet, wie Abb. 6-12 wiederum beispielhaft für den Versuch 283\_G\_S zeigt. In den Abbildungen Abb. 6-11 und Abb. 6-12 sind neben den absoluten Verformungsgrößen auch die Bewegungsrichtungen durch die Darstellung der Vektorpfeile zu erkennen.

Abb. 6-13 bis Abb. 6-16 zeigen die Ergebnisse der gelenkig gelagerten Systeme für alle Wandabstände im Zustand I und Zustand II - sowohl für die Füllung mit Sand als auch mit dem Schneebeli-Modell - im Vergleich.

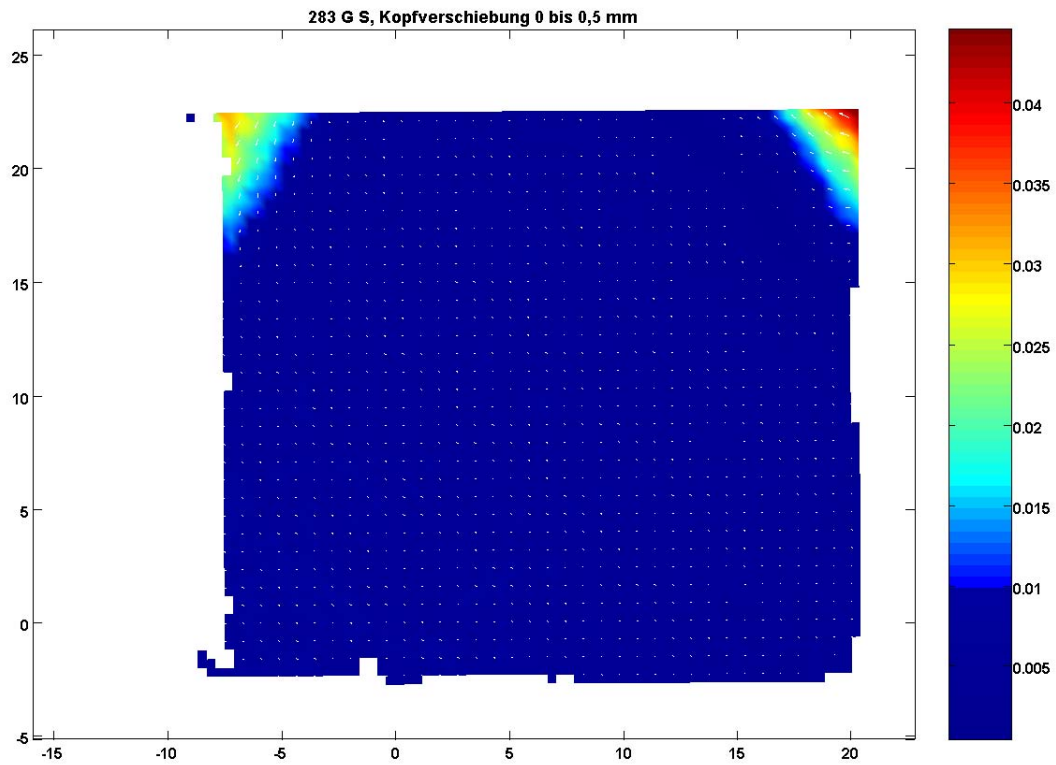


Abb. 6-11: Verschiebungsgrößen und -richtungen in der Bodenfüllung für den Versuch 283\_G\_S (Zustand I)

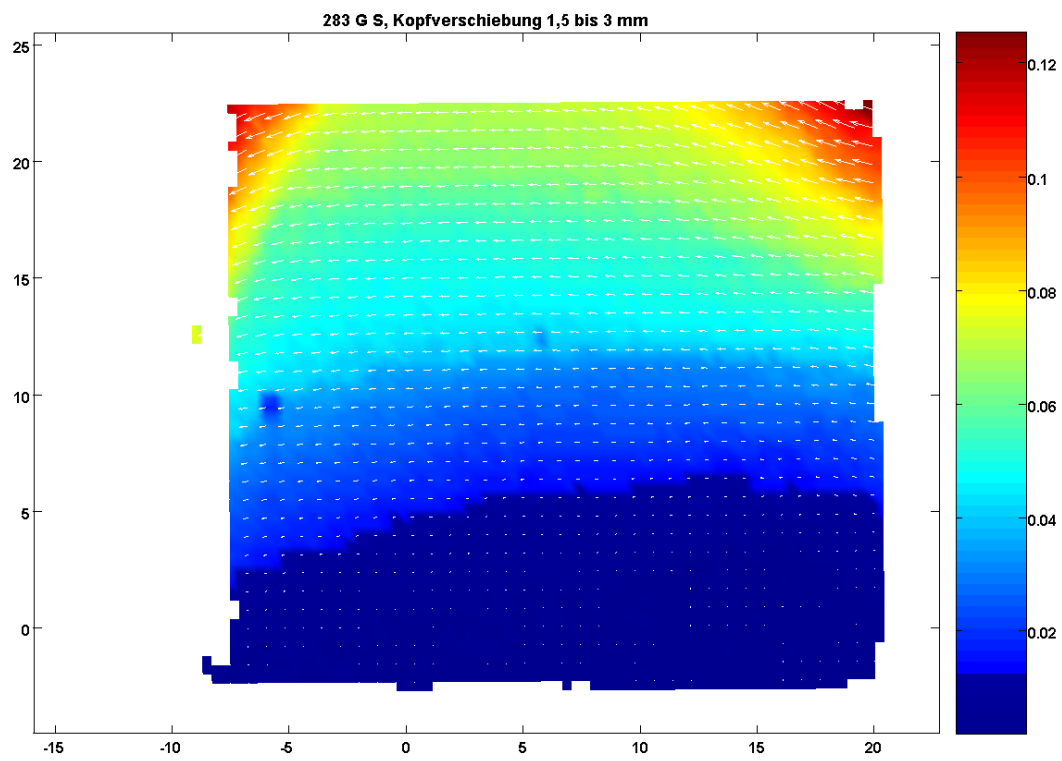


Abb. 6-12: Verschiebungsgrößen und -richtungen in der Bodenfüllung für den Versuch 283\_G\_S (Zustand II)

### SAND

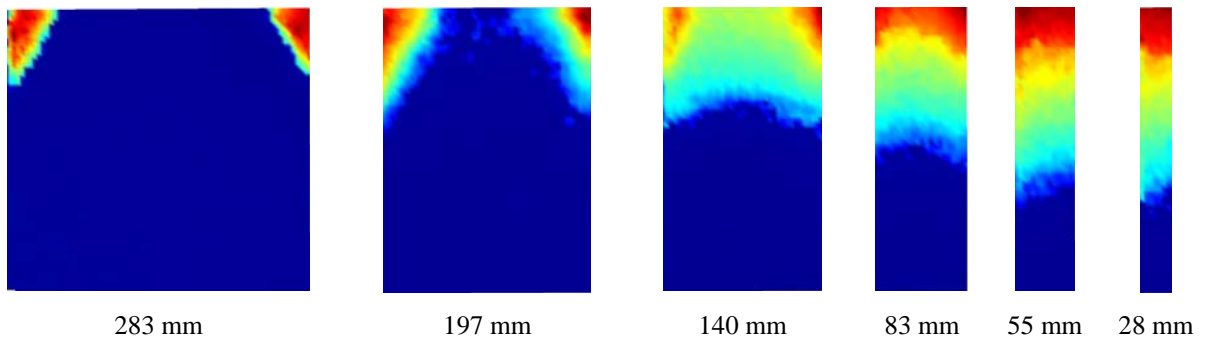


Abb. 6-13: Verschiebungen im Zustand I, Sand, gelenkige Fußlagerung

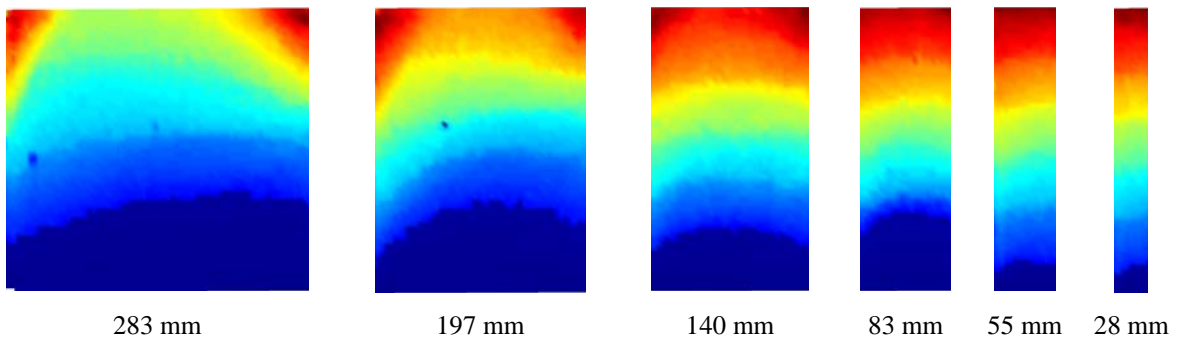


Abb. 6-14: Verschiebungen im Zustand II, Sand, gelenkige Fußlagerung

### SCHNEEBELI-Modell

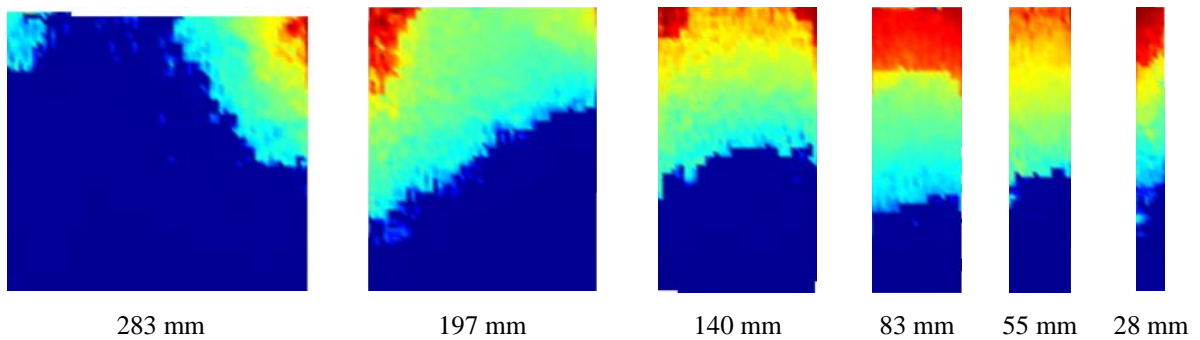


Abb. 6-15: Verschiebungen im Zustand I, Schneebeli-Modell, gelenkige Fußlagerung

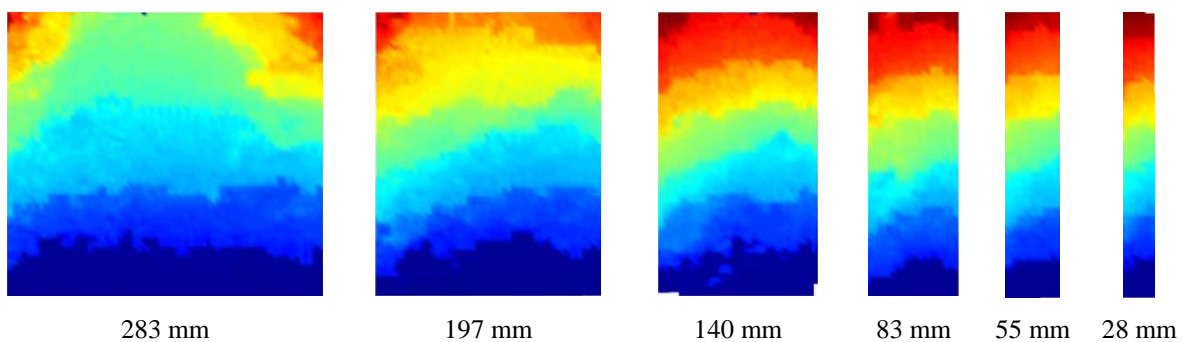


Abb. 6-16: Verschiebungen im Zustand II, Schneebeli-Modell, gelenkige Fußlagerung

Folgende Beobachtungen können für die gelenkigen Systeme festgehalten werden:

- Es bilden sich bereits im Zustand I (Kopfverformung 0,5 mm) Gleitkeile sowohl an der Last- (Aufgleiten) als auch an der Luftseite (Abgleiten) aus, die für kleiner werdende Wandabstände nicht mehr zu erkennen sind, da sich die Bewegungen immer mehr vergleichmäßigen und den gesamte Bodenkörper erfassen. Beim Schneebeli-Modell bilden sich die Gleitbereiche nicht so deutlich aus, was auf die wesentlich größere „Korngröße“ der Aluminiumstäbchen und auf die mangelnde Kompressibilität einer Schneebeli-Füllung im Vergleich zu Sand zurückzuführen ist.
- Die Verschiebungsvektoren sind (abgesehen von den erwähnten „Gleitkeilen“) an der Lastseite weitestgehend horizontal und neigen sich zur Luftseite hin leicht nach unten (Abb. 6-17); diese Neigung ist selbst beim kleinsten Wandabstand in der Darstellung der Vektorpfeile noch zu erkennen. Beim Sand ist dieses Phänomen noch wesentlich deutlicher zu sehen als beim Schneebeli-Modell.
- Die Bewegung erfolgt jeweils auf einer unteren Gleitfuge, die leicht nach oben gekrümmt ist und sich zum Fußpunkt der luftseitigen Wand nach unten neigt. Die Höhenlage dieser unteren Gleitfuge „wandert“ mit kleiner werdendem Wandabstand und mit steigender Verformung weiter zum Fuß der Füllung. Mit steigender Verformung - bezogen auf die Bauwerksbreite - gerät ein immer größerer Bodenbereich in Bewegung. Dieses gilt identisch für beide Füllmedien.
- Bei (fast) allen Versuchen wird die eingeleitete Verformung direkt über den Boden an die luftseitige Wand weitergegeben; die Kopfverformungen beider Wände sind nahezu gleich (wiederum identisch für beide Füllmedien).

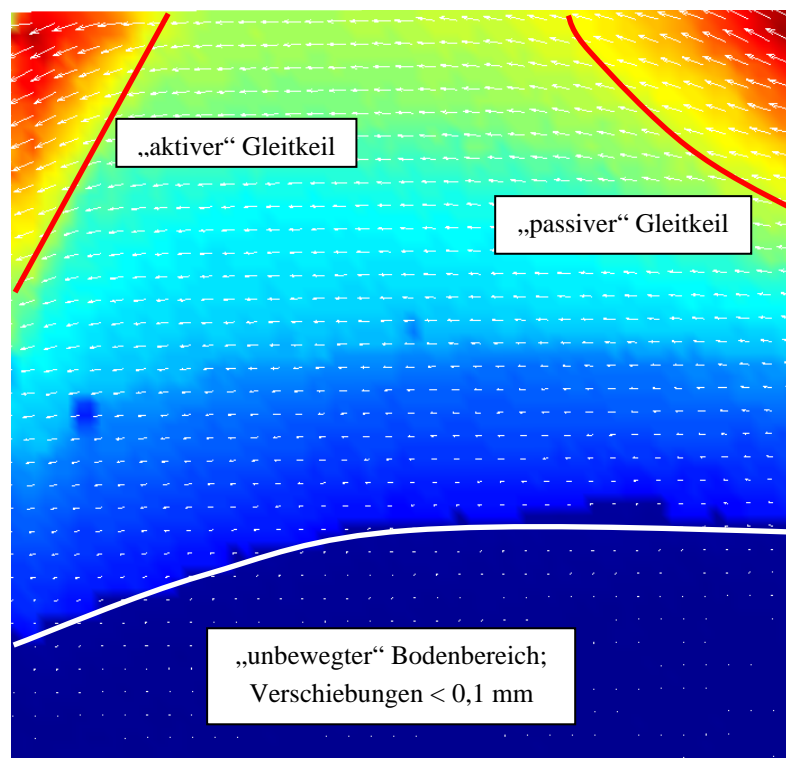


Abb. 6-17: Verlauf innerer Gleitlinien und Richtung der Verschiebungen im Zustand II

Abb. 6-17 zeigt für den Versuch 283\_G\_S im Zustand II die zuvor beschriebenen Gleitkeile, die „unterste“ Gleitfuge sowie die Richtungen der Verschiebungsvektoren im Innern.

### 6.5.3 Eingespannte Fußpunktlagerung

Bei den am Fuß eingespannten Systemen ergibt sich ein völlig anderer Bewegungsmechanismus. Hier muss zur Verformung des Verbundquerschnittes eine wesentlich größere Kraft eingeleitet werden, da zusätzlich zum Widerstand der Bodenfüllung die Biegesteifigkeit der Wände, die als Kragarm wirken, überwunden werden muss. Die Verformung der lastseitigen Wand wird nicht wie zuvor direkt auf die luftseitige Wand durchgeleitet, sondern zunächst über Kompression der Bodenfüllung abgebaut.

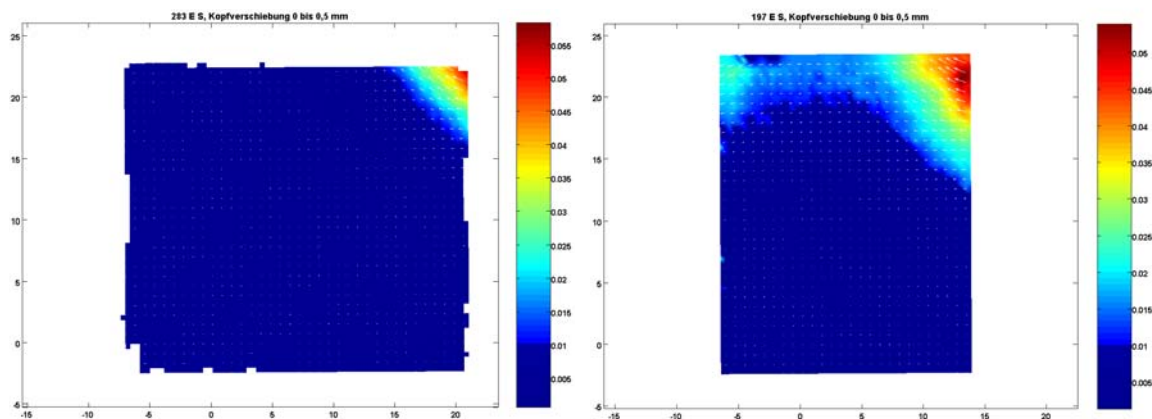


Abb. 6-18: Verschiebungen der Bodenfüllung für die Versuche 283\_E und 197\_E (Zustand I)

Mit größerem Wandabstand verstärkt sich dieser Effekt. Die Verformung der luftseitigen Wand nimmt bei größerem Wandabstand ab (Abb. 6-18), was besonders im Zustand I sichtbar ist. Im Verformungszustand II kann bereits von einer gegenseitigen Beeinflussung der Wände für alle Abstände gesprochen werden. Beim größten Wandabstand (283 mm) ist deutlich das Aufgleiten eines passiven Erddruckkeils zu beobachten; gleiches gilt beim Wandabstand von 197 mm, jedoch wird hier die luftseitige Wand schon nach kleinerer Verschiebung mit beeinflusst (Abb. 6-19).

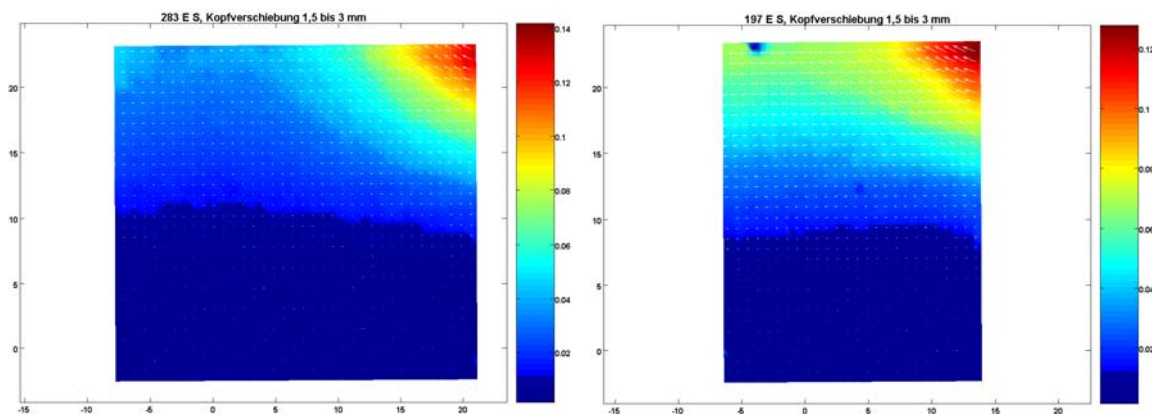


Abb. 6-19: Verschiebungen der Bodenfüllung für die Versuche 283\_E und 197\_E (Zustand II)

Abb. 6-20 bis Abb. 6-23 zeigen wiederum die Verformungen in der Bodenfüllung für Zustand I und II für beide Füllmedien.



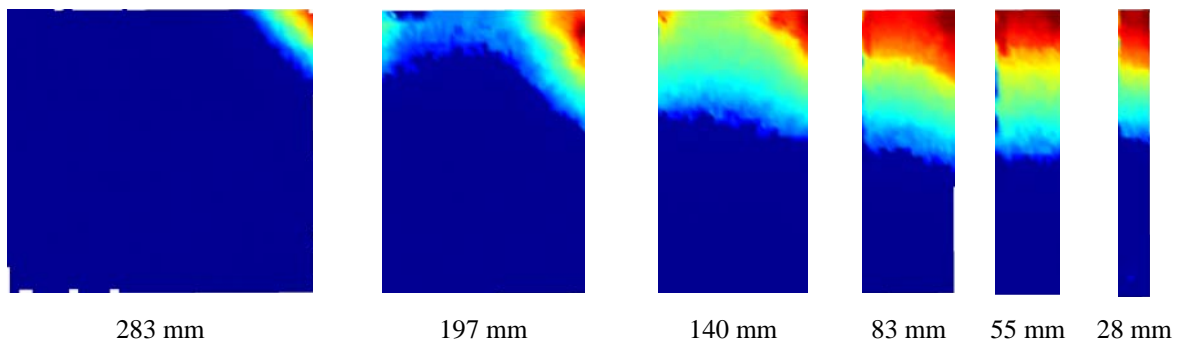
**SAND**

Abb. 6-20: Verschiebungen im Zustand I, Sand, eingespannte Fußlagerung

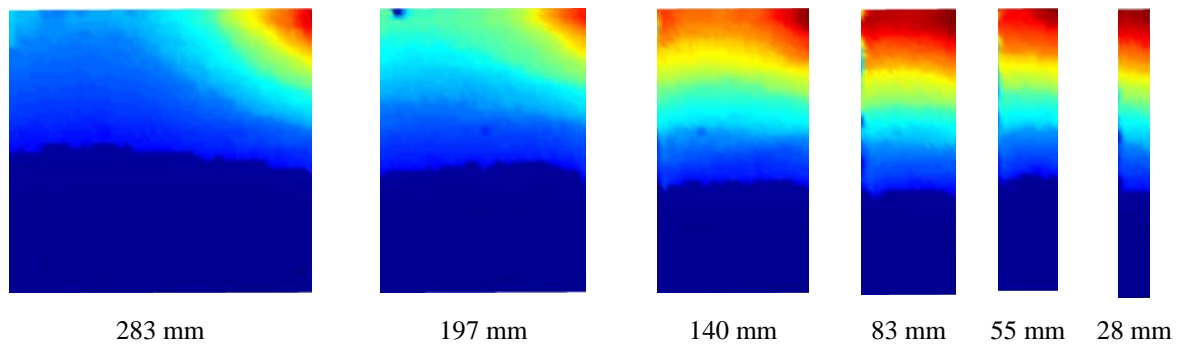


Abb. 6-21: Verschiebungen im Zustand II, Sand, eingespannte Fußlagerung

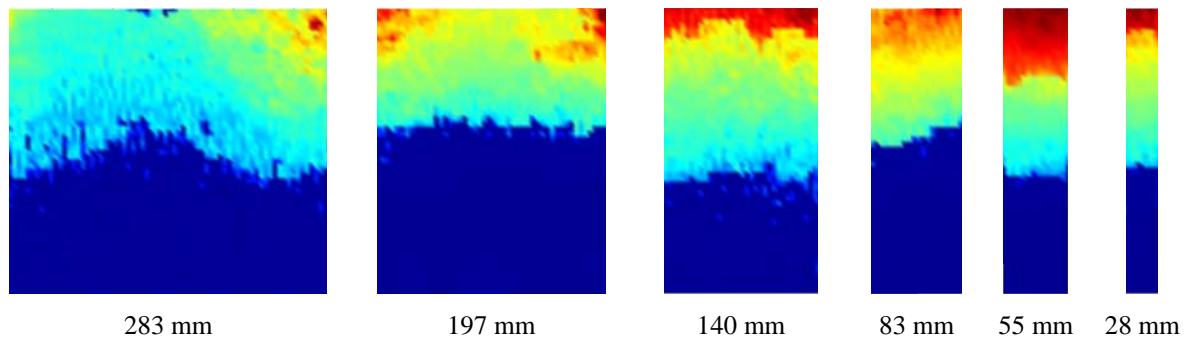
**SCHNEEBELI-Modell**

Abb. 6-22: Verschiebungen im Zustand I, Schneebeli-Modell, eingespannte Fußlagerung

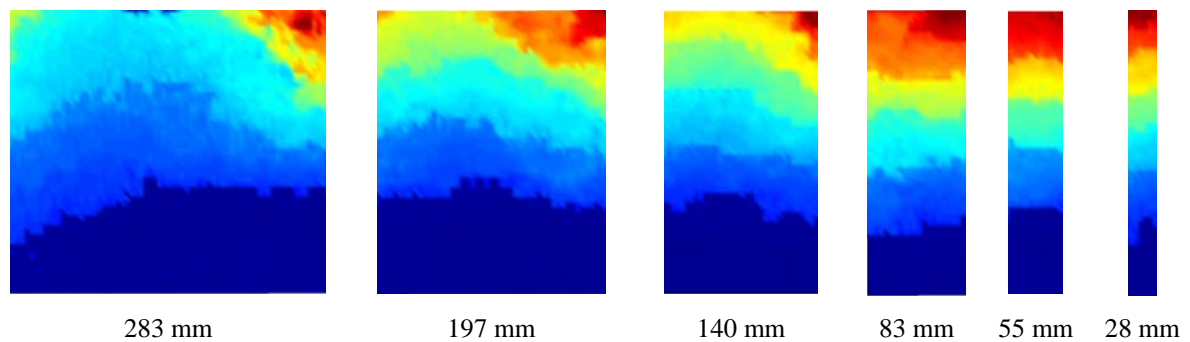


Abb. 6-23: Verschiebungen im Zustand II, Schneebeli-Modell, eingespannte Fußlagerung

Bei den kleineren Wandabständen tritt der passive Gleitkeil immer weniger deutlich hervor, da sich die Bewegung vergleichmäßigt, die Wände sich gegenseitig beeinflussen und die Verschiebungsrichtungen weitestgehend horizontal werden. Insgesamt können für die eingespannten Systeme folgende Beobachtungen festgehalten werden:

- Im Zustand I kann bei großem Wandabstand ( $b/h > 0,5$ ) noch kein durchgängig vorhandener Bewegungsmechanismus ausgemacht werden. Lediglich beim Schneebeli-Modell werden die Bewegungen der lastseitigen Wand bereits hier an die luftseitige Wand weitergegeben, was durch die mangelnde Zusammendrückbarkeit dieser Füllung im Vergleich zum Sand erklärt werden kann.
- Im Verformungszustand II kann für beide Füllmedien von einer gegenseitigen Beeinflussung der Wände und einer Weitergabe der Verformungen gesprochen werden. Dabei ist insbesondere bei den größeren Wandabständen das Aufgleiten eines „passiven“ Gleitkeiles im Bereich der Lasteinleitung zu beobachten.
- Die Verschiebungsvektoren im Innern der Füllung sind weitestgehend horizontal; lediglich im Bereich der passiven Gleitkeile sind diese leicht nach oben geneigt. Mit kleiner werdendem Wandabstand vergleichmäßigen sich wiederum die Bewegungen.
- Die Bewegung im Innern erfolgt wiederum über eine untere Gleitfläche, die im Zustand II für beide Füllmedien nahezu identisch verläuft und weitestgehend horizontal ist. Mit kleinerem Wandabstand nimmt auch hier die Höhe des bewegten Bodenbereiches leicht zu.
- Im Vergleich der beiden Füllmedien fällt auf, dass (speziell im Zustand I) die „Übergänge“ von bewegtem zu unbewegtem Bereich beim Schneebeli-Modell wesentlich deutlicher hervortreten. Dieses kann wiederum mit der „Korngröße“ der Aluminiumstäbchen im Vergleich zum Sand zusammenhängen.

Ansonsten zeigen sich qualitativ vergleichbare Bewegungen in der Füllung sowohl beim Sand als auch beim Schneebeli-Modell – lediglich der Verlauf der unteren Gleitfläche für den Versuch 283\_E (Abb. 6-24 und Abb. 6-25) bildet dabei eine Ausnahme und wird daher als zufällige Abweichung betrachtet.

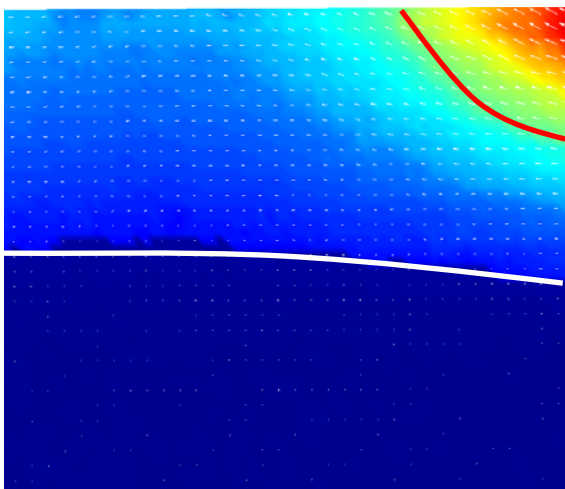


Abb. 6-24: Gleitlinien und Richtung der Vektoren für 283\_E\_S im Zustand II

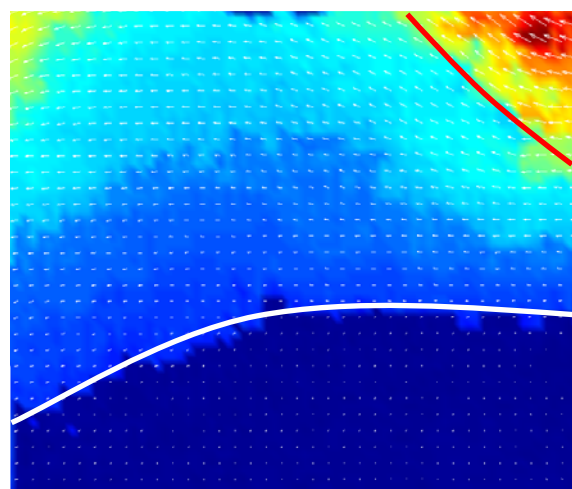


Abb. 6-25: Gleitlinien und Richtung der Vektoren für 283\_E\_Sch im Zustand II

### 6.5.4 Visuelle Auswertung der Schneebedi-Versuche

Zusätzlich zu der PIV-Analyse wurden Versuche mit dem Schneebedi-Modell mit Hilfe einer weiteren visuellen Methode ausgewertet. Dabei wurden 2 Fotos unterschiedlicher Verformungsstufen im Bildbearbeitungsprogramm Photoshop in zwei Ebenen überlagert und über die Transparenzeinstellung gleichzeitig sichtbar gemacht. Ziel war es, durch Unterscheidung unscharfer und scharfer Bereiche im „vermischten“ Bild bewegte und unbewegte Zonen innerhalb der Bodenfüllung gegeneinander abzugrenzen.

Bereiche, die nicht offensichtlich in Bewegung geraten waren (also im überlagerten Bild weiterhin scharf abgebildet waren), wurden nicht mit einer Farbmarkierung versehen, die unscharfen Bereiche wurden hingegen mit gelber Färbung als bewegt markiert. Bei den größeren Wandabständen war es zudem möglich, innerhalb des bewegten Bereiches eine weitere Differenzierung vorzunehmen: mittels der roten Färbung sind Bereiche größerer Bodenbewegungen (große Unschärfe) dargestellt, die auf die Ausbildung von Gleitkeilen hindeuten. Ein Beispiel ist in Abb. 6-26 zu sehen.

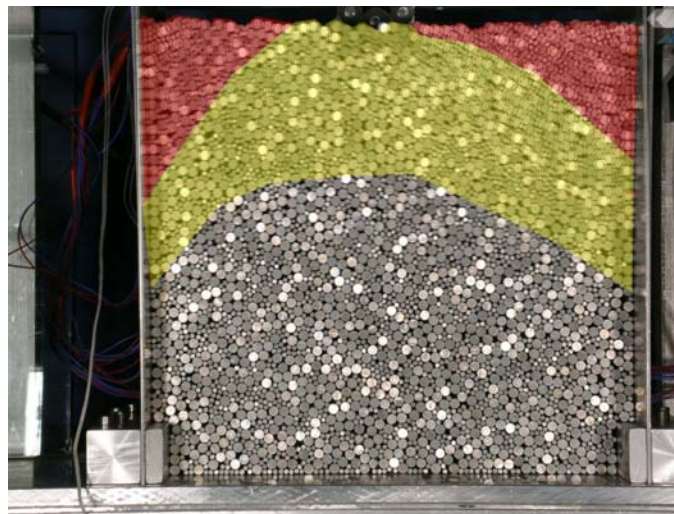


Abb. 6-26: farbige Bereiche zur Markierung der Bewegungen in der Bodenfüllung

Die für die Visualisierung der Vorgänge erforderliche Wandbewegung war hierbei jedoch wesentlich größer als bei der PIV-Methode. Als erstes Bild wurde jeweils der verformungsfreie Ausgangszustand gewählt. Als zweites Bild wurde bei den gelenkig gelagerten Wänden die Aufnahme nach 2 mm Kopfverformung, bei den eingespannten nach 5 mm überlagert. Hierbei sind die Bewegungen bzw. unscharfen Bereiche auch mit bloßem Auge erkennbar.

In den Abb. 6-27 und Abb. 6-28 sind die Ergebnisse der visuellen Auswertung für alle sechs Wandabstände und beide Wandfußlagerungen dargestellt und jeweils der PIV-Auswertung zum Vergleich gegenübergestellt.

Wenn auch der prinzipielle Verformungsmechanismus erkannt werden kann, so sind dennoch die von der Bewegung erfassten Höhenbereiche der Füllung nicht korrekt wiedergegeben. Dies kann gegebenenfalls mit der größeren erforderlichen Bewegung erklärt werden, die bei dieser Methode zur Visualisierung nötig ist.

### Gelenkige Lagerung der Wände

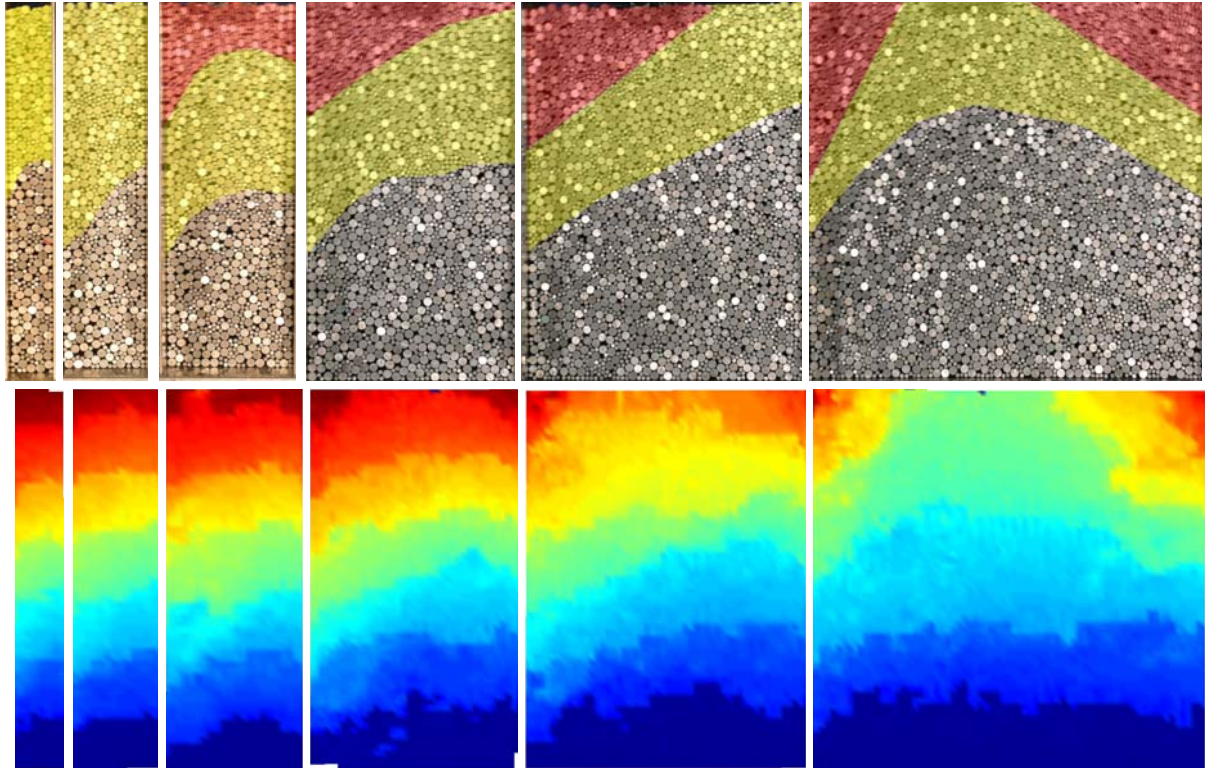


Abb. 6-27: Verschiebungen bei gelenkiger Lagerung (visuelle Auswertung - Vergleich PIV)

### Wände mit Fußspannung

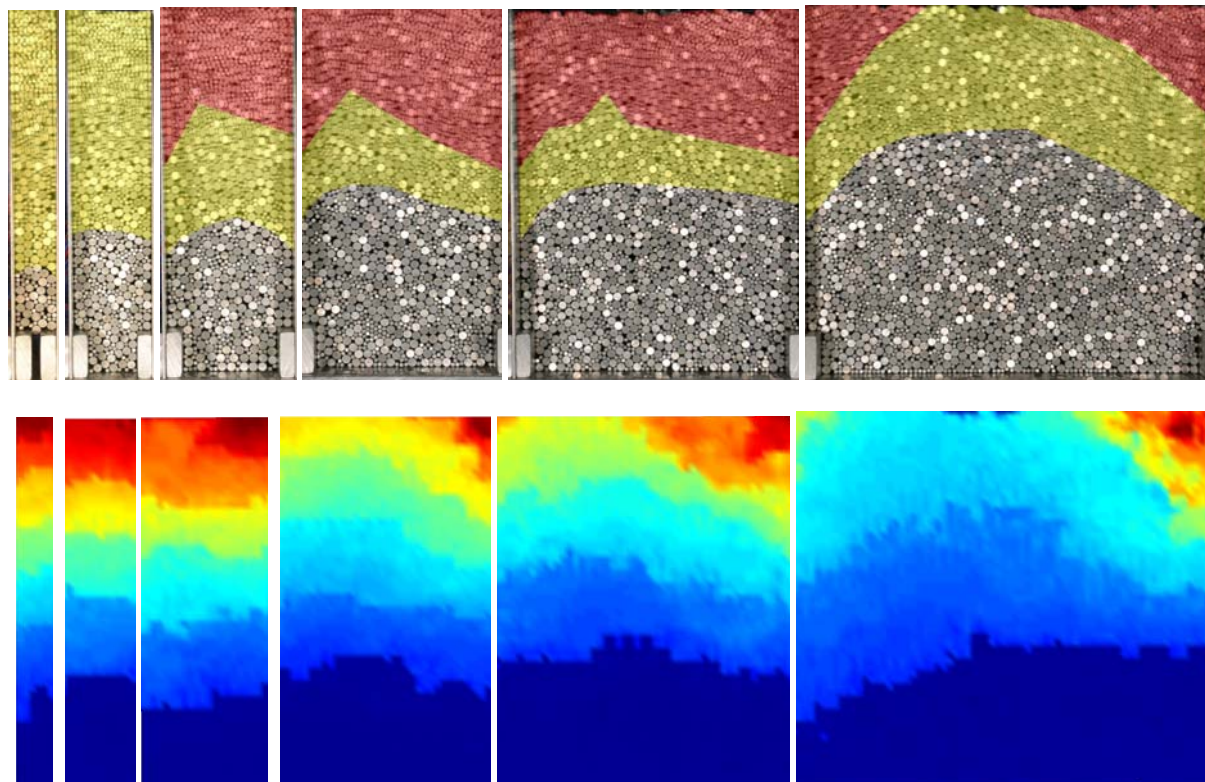


Abb. 6-28: Verschiebungen bei eingespannter Lagerung (visuelle Auswertung - Vergleich PIV)

### 6.5.5 Visualisierung von Scherflächen

Die Auswertung der Farbflächen, auf deren Grundlage die PIV-Ergebnisse interpretiert wurden, lässt keine sichere Beurteilung darüber zu, ob definierte Scherflächen bzw. Scherzonen im Innern der Bodenfüllung existieren. Es kann lediglich eine unterste Fläche festgelegt werden, auf der ein Teil der Bodenfüllung gleitet und unterhalb derer die Bewegungen vernachlässigbar sind. Zudem sind für große Wandabstände aktive und passive Gleitkeile am Wandkopf sichtbar.

Die Analyse der Verschiebungsvektoren erlaubt jedoch keine Aussage über den Verlauf und vor allem die Anzahl der inneren Scherflächen bzw. Scherzonen. Zur eindeutigen Visualisierung dieser inneren Gleitflächen wird daher der Gradient des Verschiebungsvektorfeldes ermittelt und in einem 3D-Plot dargestellt.

Der Gradient des Feldes der Verschiebungsvektoren  $u$  und  $v$  ist definiert durch die partiellen Ableitungen dieser Vektoren nach den Koordinatenrichtungen  $x$  und  $y$ . Der Gradient ist somit ein Maß für die relative Verschiebungsänderung zweier benachbarter Vektoren in horizontaler bzw. vertikaler Richtung. Das bedeutet, dass im Falle einer Starrkörperbewegung der Gradient in diesem Bereich näherungsweise Null ist, wohingegen eine sprunghafte Änderung des Wertes auf das Vorhandensein einer Scherfläche hindeutet, an der sich zwei Starrkörper relativ zueinander verschieben.

Die folgenden Abbildungen zeigen jeweils die Verschiebungsänderungen in horizontaler Richtung (entsprechend der partiellen Ableitung der Verschiebungsvektoren in vertikaler Richtung) im Verformungszustand II (1,5-3 mm Kopfbewegung) – zum Vergleich sind die entsprechenden farbigen Darstellungen der Verschiebungsvektoren aus Abschnitt 6.5 zu sehen. Bereiche, in denen der Gradient einen Wert ungleich Null annimmt, sind als „Tal“ bzw. Gebirge in der dreidimensionalen Abbildung zu erkennen.

Am Beispiel des Versuchs 283\_G\_S (Abb. 6-29) ist deutlich das Vorhandensein von 3 weitestgehend horizontal verlaufenden Gleitflächen sowie eines aktiven und passiven Gleitkeils am Wandkopf zu erkennen. Die Höhenlage der untersten Gleitfläche deckt sich mit derjenigen, die zuvor durch Auswertung der Farbflächen ermittelt werden konnte.

Im Falle einer Fußeinspannung (Abb. 6-30) sind mehrere passive Gleitflächen sowie eine über die Breite des Bauwerks durchgehende, horizontale Gleitfläche zu erkennen. Die passiven Gleitflächen bilden sich mit steigender Verformung der lastseitigen Wand nacheinander aus und münden an der Bodenoberkante, solange sich die luftseitige Wand nicht nennenswert bewegt. Die unterste Gleitfläche wird dagegen durch Nachgeben der luftseitigen Wand nach unten abgelenkt, wodurch sich ein nahezu horizontaler Verlauf ergibt.

Der Vergleich beider Lagerungsarten macht deutlich, dass die jeweilige Scherfugengeometrie vor allem auf die unterschiedliche Art der Bewegung der lastseitigen und der luftseitigen Wand zurückzuführen ist. Bei gelenkiger Lagerung sind die Bewegungen der luftseitigen Wand größer als im eingespannten Fall. Somit treten keine passiven Gleitflächen an der Oberfläche auf – sie werden auf Grund der luftseitigen Wandbewegung nach unten abgelenkt, bevor sie an der Oberfläche der Bodenfüllung austreten können.

Bei einer Einspannung der Wände findet die Ablenkung der inneren Gleitflächen nach unten erst bei größerer Bewegung der lastseitigen Wand statt, wenn auch die Bewegung der luftseitigen Wand einsetzt (unterste Gleitfläche der Abb. 6-30).

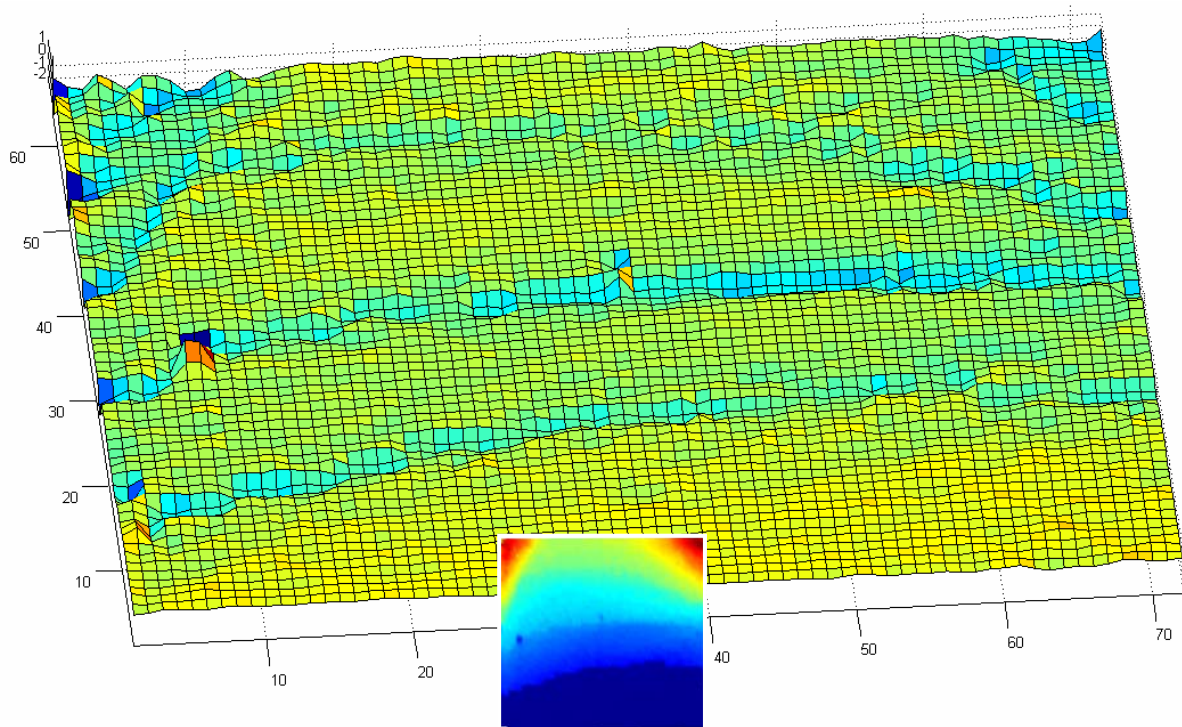


Abb. 6-29: Verschiebungsänderung in horizontaler Richtung als 3D-Plot (Versuch 283\_G\_S)

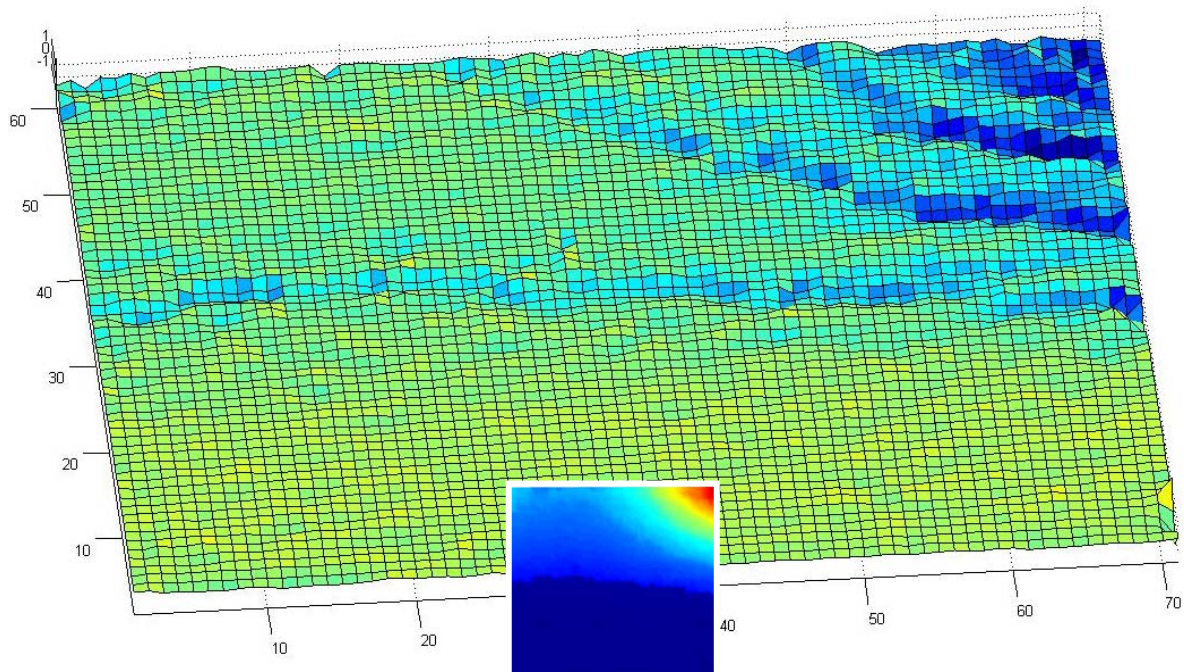


Abb. 6-30: Verschiebungsänderung in horizontaler Richtung als 3D-Plot (Versuch 283\_E\_S)

Für kleinere Wandabstände ist die Ausbildung passiver Gleitflächen, die an der Oberkante austreten, gar nicht mehr möglich, da die Wände einer direkten gegenseitigen Beeinflussung unterliegen. Auch die aktiven und passiven Gleitkeile im Bereich der Wandköpfe sind nicht mehr vorhanden, es sind lediglich nahezu horizontale Gleitflächen in der Bodenfüllung er-

kennbar. Ihre Zahl steigt mit zunehmender Wandbewegung an, und ihre Höhenlage ist wiederum von der Größe der Wandbewegung abhängig. Abb. 6-31 zeigt dies beispielhaft für den Wandabstand von 83 mm (ebenfalls im Verformungszustand II). Im Falle einer gelenkigen Lagerung verläuft die unterste Gleitfläche in der Nähe des Wandfußes. Bei Fuß einspannung liegt die unterste Gleitfläche wiederum wesentlich höher.

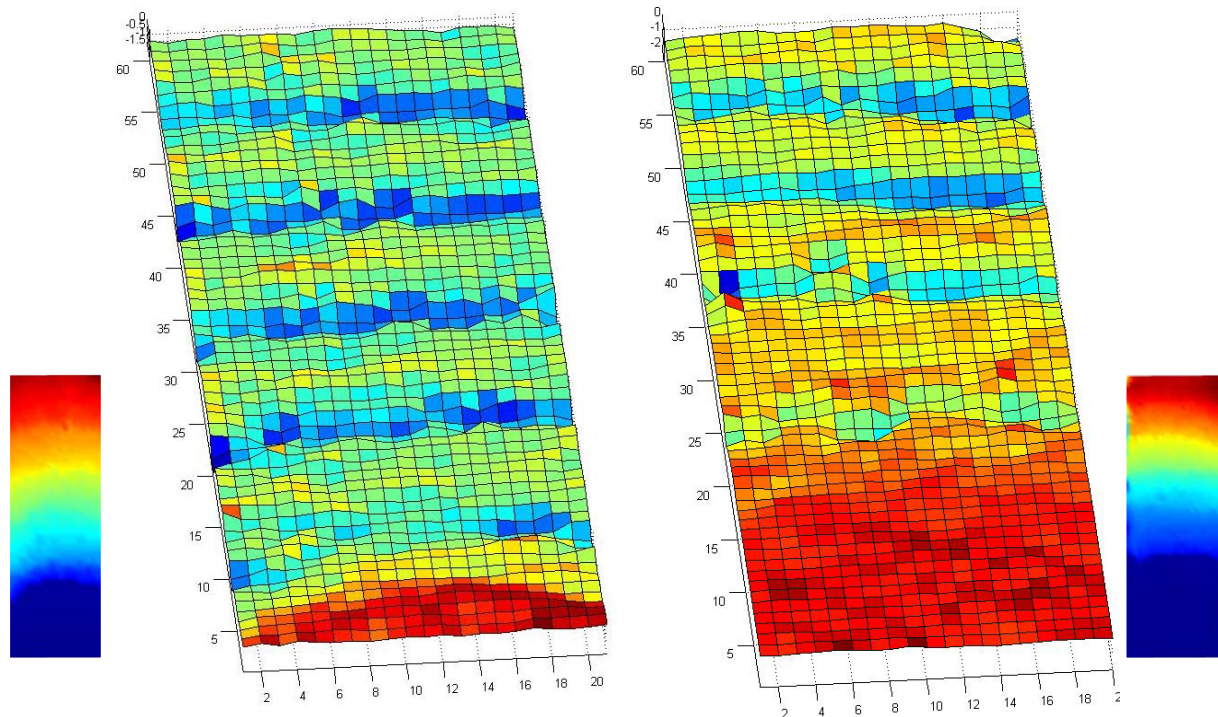


Abb. 6-31: Gradienten für die Versuche 83\_G\_S (links) und 83\_E\_S (rechts)

Die qualitative Auswertung der Gradienten mit Hilfe der 3D-Oberflächenplots zeigt, dass die Anzahl und die Lage der Scherflächen im Innern der Bodenfüllung maßgeblich abhängig sind von Wandabstand, Fußauflagerung und von der Größe der Wandbewegung.



Abb. 6-32: Versuchsaufbau mit großem Wandabstand ( $b/h = 1,75$ )

Durch Betrachtung der Gleitlinien bei einem Versuch mit sehr großem Wandabstand sollen insbesondere der Einfluss des Wandabstandes und der Größe der Deformationen belegt werden. Der Versuchsaufbau in Abb. 6-32 hat einen Wandabstand von 44 cm (entsprechend  $b/h \approx$

1,75), wobei die Wände gelenkig gelagert sind. In der Ergebnisauswertung für den Zustand II (Abb. 6-33) ist ersichtlich, dass hier noch keine gegenseitige Beeinflussung beider Wände vorliegt und somit die auftretenden Gleitflächen nicht abgelenkt werden. An der Luftseite bildet sich in Folge der Wandbewegung zwar ein aktiver Gleitkeil aus, eine über die Bauwerksbreite durchgehende Scherfläche ist bei dieser Verformung jedoch noch nicht vorhanden, wie der Plot der horizontalen Gradienten zeigt (Abb. 6-33 unten).

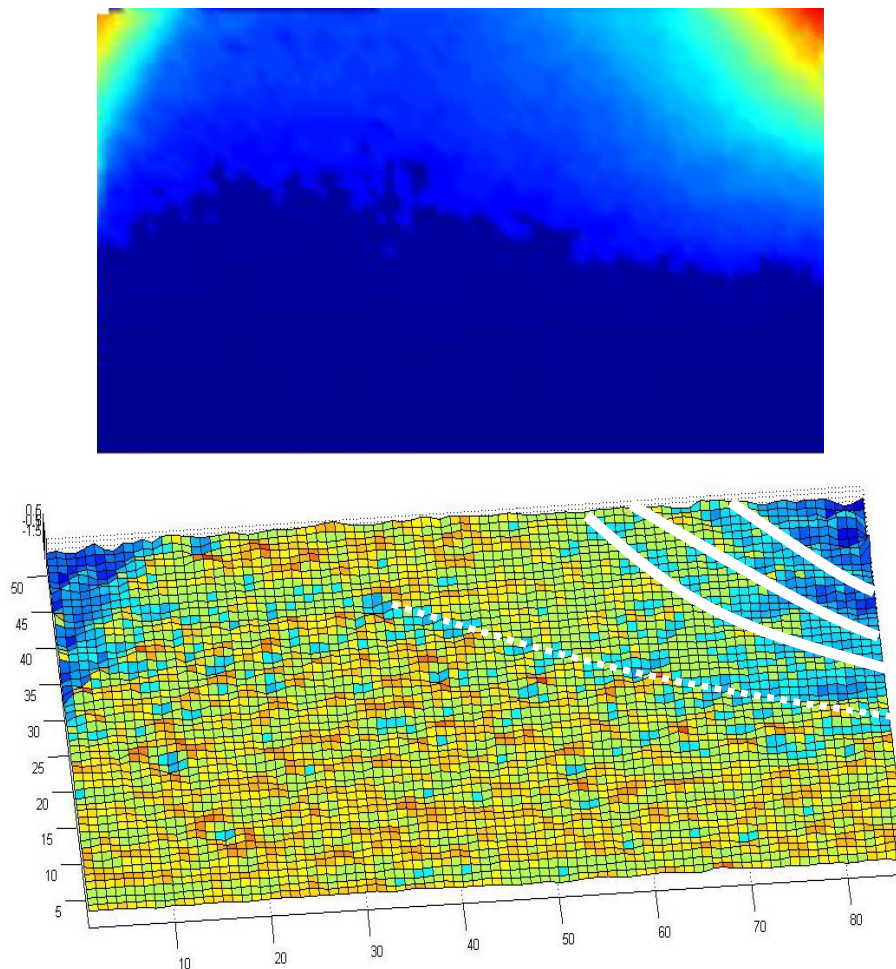


Abb. 6-33: Versuchsergebnisse ( $b/h = 1,75$ )

An der Lastseite sind mehrere passive Gleitlinien zu erkennen, die an der Bodenoberfläche austreten. Ihre Zahl nimmt mit steigender Wanddeformation (Kopfverformung) zu, während die Höhenlage der Anfangspunkte an der Wand weiter nach unten wandert. Je größer die Wandbewegung ist, desto tiefer beginnt die Gleitlinie und desto weiter von der Wand entfernt tritt sie an der Oberfläche der Bodenfüllung wieder aus. Die Ausbildung eines einzigen monolithischen passiven Gleitkeils ist hier nicht zu erkennen, vielmehr ist die Geometrie des Keiles mit der Wandbewegung (Drehung um den Fußpunkt) veränderlich. Für diesen Versuch lässt sich (analog zu Abschnitt 5.7) ein Vergleich zu den Untersuchungen von BARTL (2004) zur Mobilisierung des passiven Erddrucks bei Fußpunktdrehung einer Wand ziehen. Er schreibt:

*„Bei den Versuchen war zu beobachten, dass sich mit fortschreitender Wandbewegung (Kopfverschiebung) an der Geländeoberkante nach dem Auftauchen einer ersten ‚wandnahen‘ Gleitflächenaustrittskante immer weitere Geländeaustrittskanten ausbildeten. Eine durch-*



*gängige ‚äußere‘ Gleitfläche, beginnend am Wandfuß, wie bei der Parallelverschiebung und der Kopfpunktdrehung bildete sich bei den Versuchen mit Fußpunktdrehung nicht aus.“*  
[BARTL (2004), S. 99]

## 6.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

### 1. Verformungsabhängigkeit

Die für den Zustand II erläuterten Beobachtungen haben auch im weiteren Verlauf des Versuchs, d.h. bei steigender Wanddeformation, Bestand. Es beteiligt sich lediglich ein immer größerer Bodenbereich (über die Höhe) an der Bewegung, d.h. die unterste Gleitfläche wandert zum Wandfuß hin. Dies gilt bis zu einer bestimmten Wandkopfbewegung, die von den Versuchsrandbedingungen (Wandabstand, Lagerung) abhängig ist. In Abb. 6-34 sind beispielhaft die Bodenbewegungen für die beiden größten Wandabstände (283 und 197 mm) für Kopfverformungen von 5 und 8 mm dargestellt; weiß eingezeichnet ist jeweils der Verlauf der untersten Scherfläche im Innern der Bodenfüllung.

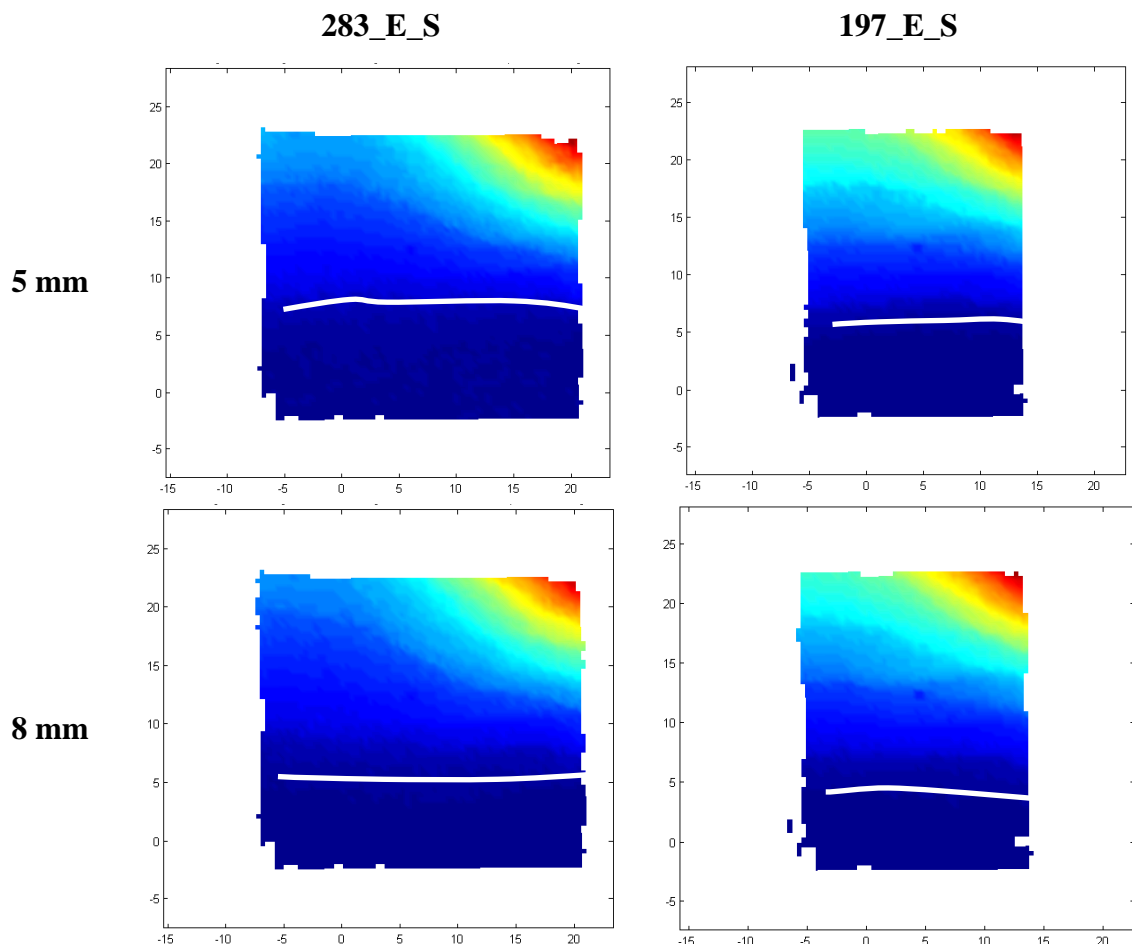


Abb. 6-34: Vergleich der Verschiebungen der Versuche 283\_E\_S und 197\_E\_S nach 5 und 8 mm

### 2. Gelenkige Fußauflagerung:

Bei der PIV-Versuchsreihe mit gelenkiger Lagerung der Wände ist ein nahezu verformungsunabhängiger Bewegungsmechanismus in der Bodenfüllung erkennbar. Schon bei

kleiner Bewegung der lastseitigen Wand ist ein von Wandabstand und Größe der Verschiebung abhängiger Bereich des Bodens in Bewegung und gleitet auf einer leicht nach oben durchgebogenen Fuge, die an der lastabgewandten Seite in Richtung Fußpunkt verläuft. Es werden nur kleine Verformungen benötigt, um den beschriebenen Ablauf in Gang zu setzen, sodass dieser im Zustand II für alle Wandabstände vorhanden ist.

### 3. **Fußspannung:**

In den Versuchen, bei denen die Wände am Fuß eingespannt sind, ist bei den größeren Wandabständen das Aufgleiten eines passiven Bodenkeils in der Nähe der Lasteinleitung zu beobachten, die Verschiebungsvektoren verlaufen nach oben geneigt. Die Verschiebungsvektoren in der restlichen Bodenfüllung verlaufen nahezu horizontal. Die Vorgänge im Innern der Bodenfüllung werden mit steigender Verformung und kleinerem Wandabstand immer gleichmäßiger. Die inneren Bewegungen deuten auf einen Gleitmechanismus hin, bei dem einzelne zusammenhängende Bodenbereiche auf horizontalen Scherflächen relativ zueinander verschoben werden. Allerdings sind hierzu bei einer Einspannung größere Verformungen erforderlich als im Fall der gelenkigen Lagerung.

### 4. **Ausbildung von Gleitflächen:**

Die Beobachtung (Abschnitt 4), dass der (Boden-) Widerstand mit steigender Verformung anwächst und nicht etwa nach einer kurzen „Mobilisierungsphase“ bei geringem Verschiebungsweg auf einem festen Wert verbleibt, lässt sich nun mit Hilfe der PIV-Versuche erklären (vgl. Abschnitt 4). Mit steigender Wandbewegung wird ein immer größerer Anteil der Bodenfüllung verformt - die Gleitflächen wandert nach unten (siehe 1.) - wodurch ein zunehmender Verformungswiderstand geweckt wird. Der innere Verformungszustand in der Bodenfüllung ist abhängig vom äußeren Verformungszustand der Wände.

Das Maximum des Verformungen unterliegenden Bodenbereichs liegt für die Einspannung bei ca. 80%, bei gelenkiger Lagerung bei ca. 90 % der Wandhöhe, wobei der Maximalwert bei geringem gegenseitigen Abstand der Wände schon für kleine Verformungen erreicht wird.

### 5. **Visualisierung der Gleitflächen:**

Die Auswertung des Gradientenfeldes (Abschnitt 6.5.5) ermöglicht das Erkennen diskreter Scherflächen im Innern der Bodenfüllung. Während die Werte im Gradientenfeld für eine Starrkörperbewegung näherungsweise konstant sind, treten die Scherflächen in der 3D-Darstellung als „Täler“ hervor (Abb. 6-35). Es tritt eine endliche und mit größerer Wandbewegung steigende Anzahl von Scherflächen im Innern der Bodenfüllung auf, sodass nicht die gesamte Bodenfüllung gleichmäßig verformt wird, sondern sich mehrere Starrkörper gegeneinander verschieben. Mit Beginn der Verformung bilden sich zunächst an der lastseitigen Wand passive Gleitflächen aus, die an der Bodenoberfläche austreten. Abhängig von der Bewegung der luftseitigen Wand werden diese **passiven Gleitflächen** jedoch im Innern der Bodenfüllung nach unten abgelenkt. Diese Ablenkung tritt bei gelenkiger Lagerung auf Grund der größeren Bewegung der luftseitigen Wand unmittelbar auf. Die untere Gleitfläche verläuft in Richtung des Fußpunktes der luftseitigen Wand.

Bei Einspannung der Wände ergibt sich für die unterste Gleitfläche eher ein horizontaler Verlauf; die Gleitfläche liegt hier jeweils höher als im Versuch mit gelenkiger Wandlagerung. Die Art der **Ausbildung innerer Gleitflächen** ist vom Wandabstand und von den Bewegungen der luftseitigen Wand abhängig. Für einen größeren Wandabstand bilden sich an der Lastseite lediglich passive Gleitflächen aus (vgl. Abschnitt 6.5.5), die an der Geländeoberkante austreten. Sobald die gegenseitige Beeinflussung beider Wände gegeben ist, werden die Gleitfugen nach unten abgelenkt und verlaufen über die gesamte Bauwerksbreite.

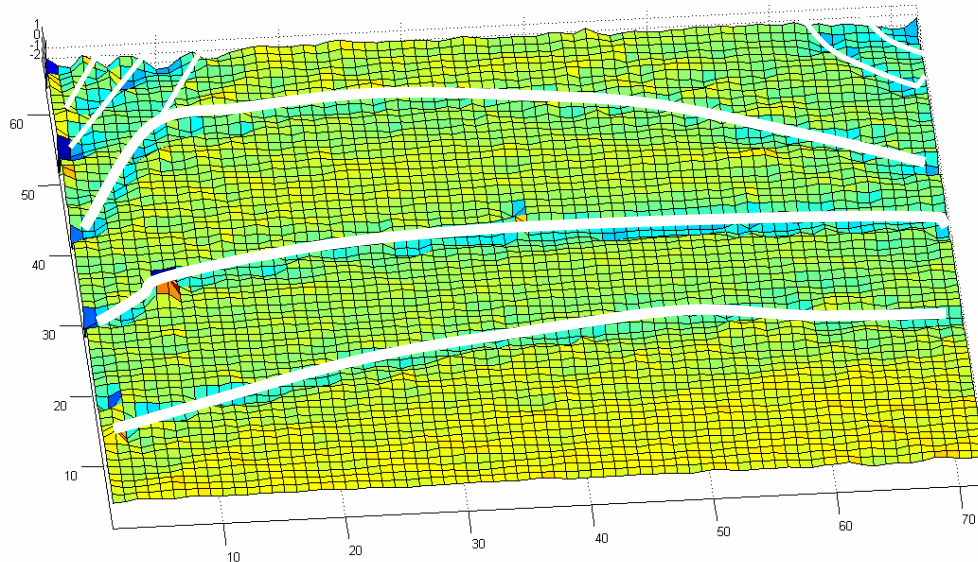


Abb. 6-35: Innere Scherflächen

## 7 Numerische Berechnungen

### 7.1 Allgemeines

Die in diesem Abschnitt beschriebenen numerischen Berechnungen werden mit der zweidimensionalen Version des Programms PLAXIS 8 durchgeführt. Ziel der Berechnungen ist einerseits die Visualisierung der Hauptspannungen in der Bodenfüllung, andererseits sollen Parametervariationen ermöglicht werden, die im kleinmaßstäblichen Modellversuch nicht oder nur mit Schwierigkeiten realisiert werden können. Hierzu zählen der Einfluss der Rauigkeit der Modellwände sowie die Aufbringung einer für einen Fangedamm realistischen Belastungsfigur (Dreieckslast).

Die Untersuchungen werden für ein FE-Modell durchgeführt, welches von seinen Abmessungen her denen der bodenmechanischen Modellversuche exakt entspricht. In den numerischen Berechnungen werden die bodenmechanischen Modellversuche derart reproduziert, dass sich ein vergleichbarer Verlauf der Last-Verformungs-Kurven erzielen lässt. Das wird durch geeignete Berechnungsparameter und insbesondere durch die Wahl der Eingangswerte für das Bodenmodell erreicht.

Zunächst werden in Abschnitt 7.2 die wichtigsten Eingabeparameter für das verwendete Hardening-Soil-Bodenmodell sowie die Modellierung des Systems im Programm PLAXIS beschrieben.

Anhand einiger beispielhafter Ergebnisse wird belegt, dass eine Nachbildung der Modellversuche mit der FE-Methode möglich ist und dass dabei qualitativ die gleichen Beobachtungen zu machen sind hinsichtlich der Last-Verformungs-Kurven, der Verschiebungen in der Bodenfüllung im Vergleich mit den Ergebnissen aus der Analyse mittels MatPIV und hinsichtlich der Erddruckspannungen, die den aus der inversen FE-Methode gewonnenen Ergebnissen gegenübergestellt werden (Abschnitt 7.3.2).

Die Visualisierung der Hauptspannungen (Abschnitt 7.3.3) in der Bodenfüllung dient dazu, die Überleitung der Belastung von der lastseitigen Wand auf die luftseitige Wand bzw. in den Untergrund zu analysieren.

In Abschnitt 7.3.4 wird der Einfluss der Wandrauigkeit auf das Last-Verformungs-Verhalten untersucht, da dies im Modellversuch (vgl. Abschnitt 4.8) nicht zufrieden stellend möglich war.

Abschließend werden in Abschnitt 7.3.5 einige Berechnungen mit einer dreieckförmigen Belastungsfigur, die einen einseitig wirkenden Wasserdruck abbildet, durchgeführt.

## 7.2 FE-Modellierung

### 7.2.1 Bodenmodell

Die Berechnungen im FE-Programm werden unter Verwendung des „Hardening-Soil“-Modells durchgeführt, um das lastabhängige Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens zu erfassen. Dieses elasto-plastische Bodenmodell beinhaltet einen hyperbolischen Ansatz für die Beziehung zwischen der vertikalen Stauchung und der Deviatorspannung in der Erstbelastung im Triaxial-Versuch (PLAXIS, 2003). Die für das Bodenmodell erforderlichen Eingabeparameter wurden aus mehreren Oedometerversuchen, die mit dem Boden der Modellversuche durchgeführt wurden, gewonnen. Die nichtlineare Angleichung der Ergebnisse aus dem Oedometerversuch erfolgt mit Hilfe einer Potenzfunktion (Abb. 7-1), wodurch sich die Stauchung der Probe in Abhängigkeit von der Auflastspannung ausdrücken lässt.

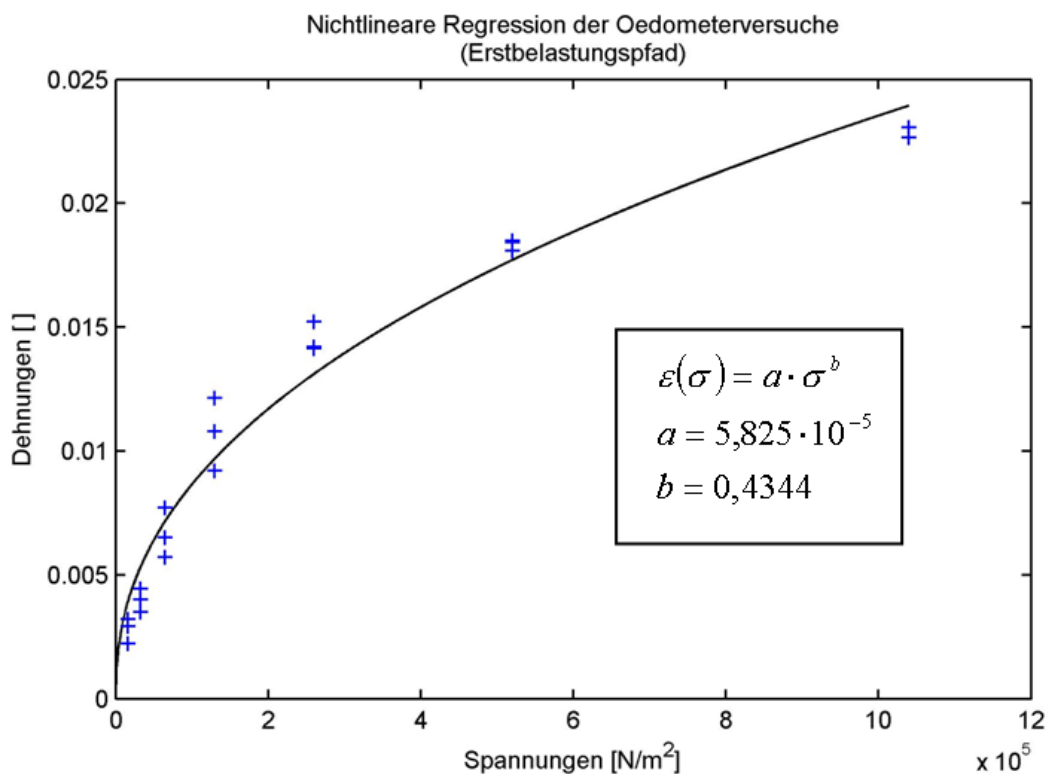


Abb. 7-1: Nichtlineare Regressionsanalyse der Oedometerversuche

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der gesuchten Eingangsparameter für das Bodenmodell wird im Folgenden kurz beschrieben.

Die nichtlineare Regression der Laborversuchswerte liefert (nicht dimensionsrein):

$$\epsilon(\sigma) = 5,825 \cdot 10^{-5} \cdot \sigma^{0,4344} .$$

Die Umkehrfunktion

$$\sigma(\varepsilon) = \left( \frac{\varepsilon}{5,8249 \cdot 10^{-5}} \right)^{\frac{1}{0,4344}} = 5,6029 \cdot 10^9 \cdot \varepsilon^{2,302}$$

wird gebildet und abgeleitet, wodurch sich ein spannungsabhängiger  $E$ -Modul ausdrücken lässt:

$$E(\varepsilon) = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = 1,2898 \cdot 10^{10} \cdot \varepsilon^{1,3020}.$$

Ersetzen von  $\varepsilon$  durch  $\sigma$  ergibt

$$E(\sigma) = 3,9530 \cdot 10^4 \cdot \sigma^{0,5656}.$$

Der Exponent (0,5656) ist der so genannte Krümmungsfaktor, der in das Bodenmodell mit einfließt.

Im Programm PLAXIS wird der spannungsabhängige  $E$ -Modul (in kohäsionslosem Boden) wie folgt formuliert:

$$E(\sigma) = E_{oed}^{ref} \cdot \left( \frac{\sigma}{p_{ref}} \right)^m = \frac{E_{oed}^{ref}}{p_{ref}^m} \cdot \sigma^m.$$

Daraus folgt

$$\frac{E_{oed}^{ref}}{p_{ref}^m} = 3,9530 \cdot 10^4.$$

Für den hier ermittelten Krümmungsfaktor  $m = 0,566$  folgt für die Tangentensteifigkeit des Erstbelastungspfades  $E_{oed}^{ref}$  bei einer Referenzspannung  $p_{ref} = 10000 \text{ N} / \text{m}^2$ :

$$E_{oed}^{ref} = 7,26 \cdot 10^6 \text{ N} / \text{m}^2.$$

$E_{oed}^{ref}$  bezeichnet dabei die Tangentensteifigkeit auf dem Erstbelastungspfad bei einer bestimmten Referenzspannung  $p_{ref}$  (Abb. 7-2).

Der Ent- und Wiederbelastungsmodul  $E_{ur}^{ref}$  wird festgelegt zu:

$$E_{ur}^{ref} = 2 \cdot E_{oed}^{ref}.$$

Das bedeutet, dass sich der Boden bei der Wiederbelastung doppelt so steif verhält wie bei der Erstbelastung. Ein weiterer Eingabeparameter für das Bodenmodell ist  $E_{50}^{ref}$ , der den Zusammenhang zwischen Deviatorspannung und vertikaler Kompression im Triaxialversuch beschreibt. In Anlehnung an SCHANZ (1998) wird dieser Wert gewählt zu:

$$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}.$$

Mit diesen Parametern für das Hardening-Soil-Bodenmodell ergibt sich in der PLAXIS-Simulation des Oedometersversuchs der in Abb. 7-3 dargestellte Verlauf der Last-Dehnungs-Kurven, der eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Laborversuche zeigt.

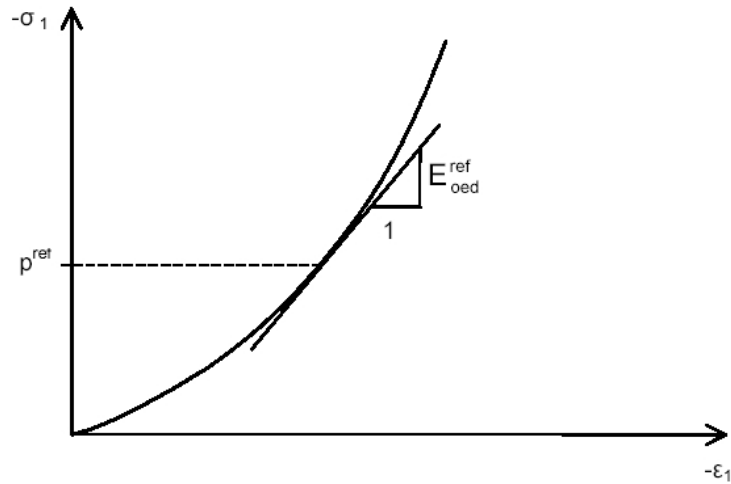


Abb. 7-2: Definition von  $E_{oed}^{ref}$  [PLAXIS (2003)]

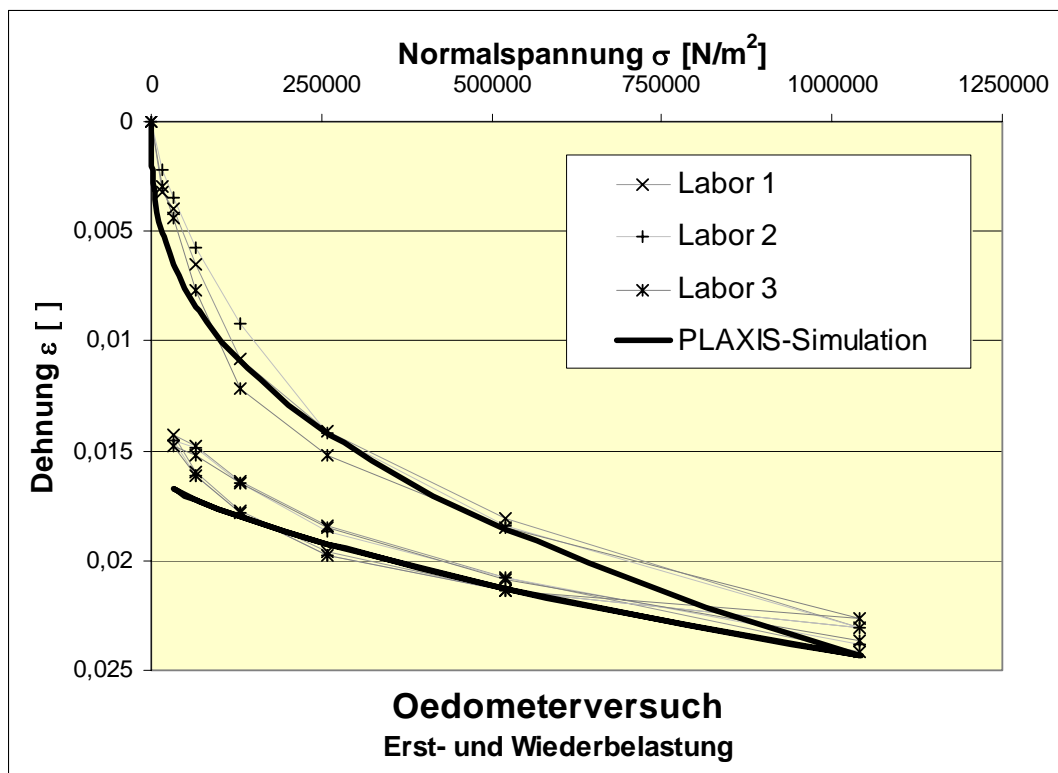


Abb. 7-3: Vergleich der Oedometersversuche mit der PLAXIS-Simulation

### 7.2.2 System und Berechnungsparameter

Um die Last-Verformungs-Kurven der Modellversuche in den FE-Simulationen möglichst realistisch wiedergeben zu können, ist es neben der Berücksichtigung eines spannungsabhängigen  $E$ -Moduls erforderlich, den Einbauvorgang des Modellversuchs nachzubilden. Zu die-

sem Zweck wird die Bodenfüllung auch in der numerischen Simulation lagenweise (in 5 Schichten) eingebaut und jeweils mit einer Auflast ( $3000 \text{ N/m}^2$ ) verdichtet, die in etwa der im Modellversuch aufgetragenen Spannung entspricht. Dadurch wird die Belastungsgeschichte des Bodens erfasst und eine realistische Abbildung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Bodens in der Simulation gewährleistet. Abb. 7-4 zeigt, dass sich durch diese Vorgehensweise ein Verdichtungserddruck einstellt, der den realen Verhältnissen im Modellversuch gut entspricht. Aus der Rückrechnung der Spannungsordinaten ergibt sich ein Erddruckbeiwert zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck.

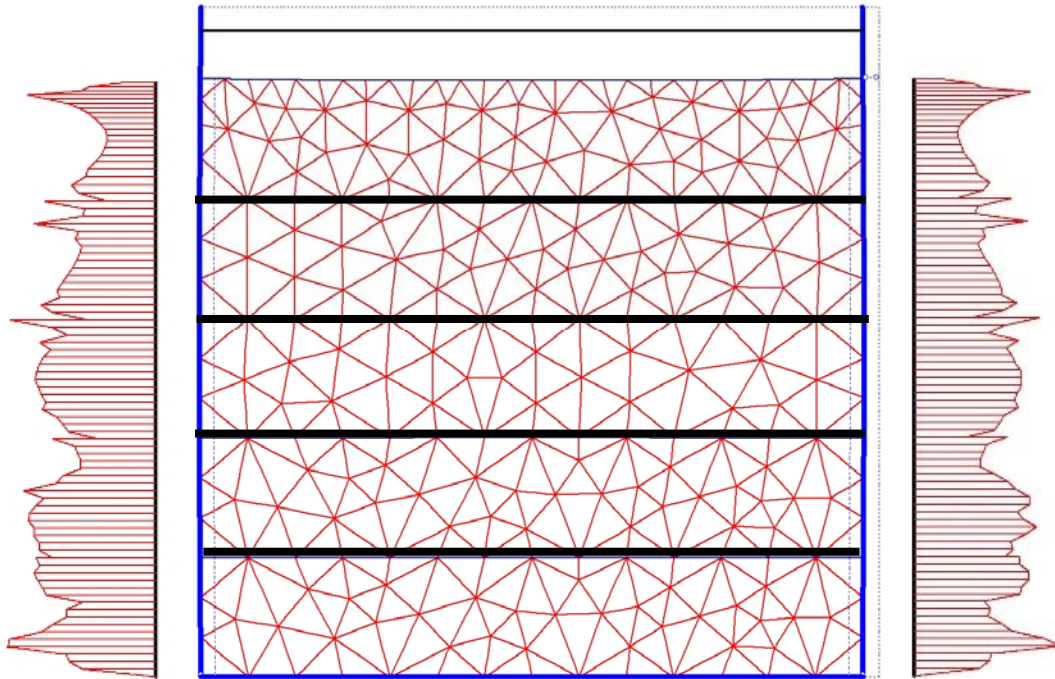


Abb. 7-4: Erddruckspannungen in Folge des lagenweisen Einbaus

Für die numerischen Simulationen wird ein gegenüber dem Scherversuch (vgl. Abschnitt 2.4) erhöhter Reibungswinkel des Versuchsbodens unterstellt. Untersuchungen zum Einfluss des Spannungsniveaus - z.B. PULSFORT (1986), KREMER (1998) und WALZ ET AL. (1997) - zeigen, dass in kleinmaßstäblichen Modellversuchen rechnerische Reibungswinkel von bis zu  $55^\circ$  auftreten können. Mit Blick auf das niedrige Spannungsniveau im Modellversuch wird für die numerischen Simulationen ein Reibungswinkel von  $\varphi = 45^\circ$  gewählt. Gemäß dem PLAXIS-Handbuch (2003) wurde für den Dilatanzwinkel ein Wert von  $\psi = 15^\circ$  gewählt. Unter Berücksichtigung eines Porenanteiles von  $n = 0,4$  ergibt sich eine Bodenwichte von  $\gamma = 15900 \text{ N/m}^3$ .

Für den Anker, der die beiden Wände am Kopf verbindet und nur auf Zug wirksam ist, wird eine ( $EA = 25000 \text{ N}$ ) hohe Dehnsteifigkeit angenommen.

Die Steifigkeit der Wände wird in der Simulation analog zu den Aluminium-Modellwänden gewählt.

Die Lasteinleitung wird in der FE-Simulation durch einen an der Außenseite der lastseitigen Wand angebrachten Belastungsstempel simuliert (Abb. 7-5). Dieser wird mit (unendlich steifen) Balkenelementen modelliert und allseits gelenkig angeschlossen. Der vertikale Stab wird



um einen definierten Betrag in horizontaler Richtung verschoben (siehe vergrößerten Ausschnitt). Diese Verformung wird durch den horizontalen Stab auf die Wand weitergegeben, wodurch diese mit einer Punktlast belastet wird.

Eine Auflagerung des Belastungsstempels in vertikaler Richtung gewährleistet, dass der Vor Schub nur in horizontaler Richtung erfolgen kann. Die Größe der für eine bestimmte Wandbewegung erforderlichen Last kann bei dieser Art der Lasteinleitung durch Abfrage der Normalkraft im horizontalen Stab bestimmt werden. Hierdurch können für alle Versuche einheitliche und vergleichbare Verformungszustände generiert werden.

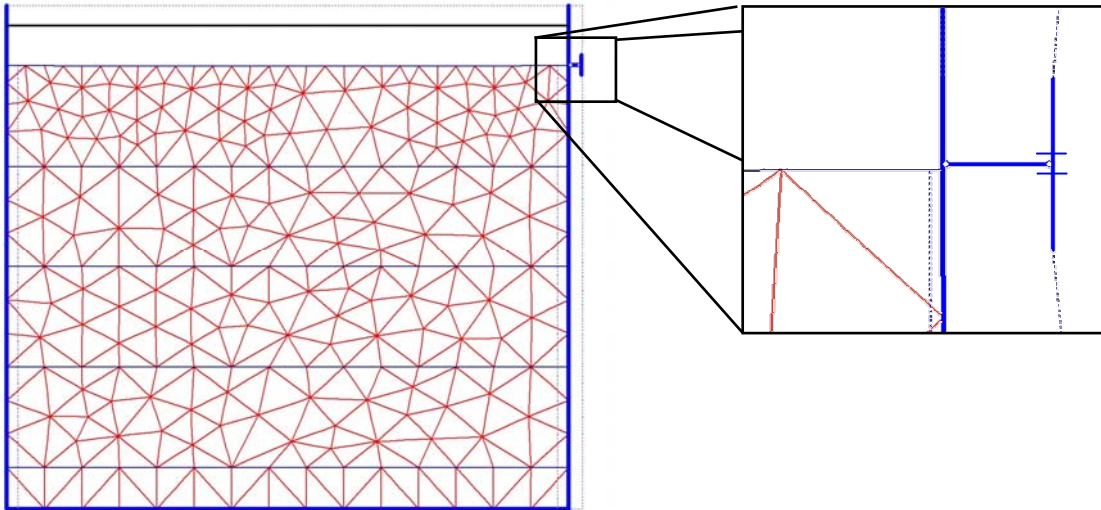


Abb. 7-5: System und Detail der Belastungsvorrichtung

## 7.3 Untersuchungen

### 7.3.1 Umfang der Untersuchungen

Die numerischen Berechnungen werden für alle 6 im Modellversuch verwendeten Wandabstände jeweils mit eingespannter und gelenkiger Lagerung des Fußpunktes in 22 Verformungsschritten bis zu einer Gesamtverschiebung von 20 mm durchgeführt. Dabei wird die am Kopf der lastseitigen Wand eingeprägte Verformung in 1 mm-Schritten gesteigert. Im Anfangsbereich (zwischen 0 und 2 mm) beträgt die Steigerung im Interesse einer genaueren Auflösung jeweils nur  $\frac{1}{2}$  mm. Der Reibungsbeiwert in der Kontaktfläche zwischen Wand und Bodenfüllung (im Programm PLAXIS als Interfacefestigkeit  $R_{inter}$  bezeichnet) wird zusätzlich in 4 Stufen variiert - von relativ glatt bis sehr rau (siehe Tabelle 7-1).

Rauigkeit	<i>glatt</i>	➔			<i>rau</i>
$R_{inter}$	0,33	0,5	0,67	0,9	

Tabelle 7-1: Werte für den Rauigkeitsbeiwert  $R_{inter}$

Zwischen Wandreibung und Interfacefestigkeit besteht der Zusammenhang:

$$R_{inter} = \frac{\delta_a}{\varphi}, \text{ d.h. für } R_{inter} = 0,67 \text{ gilt: } \delta_a = \frac{2}{3} \cdot \varphi.$$

Insgesamt werden numerische Berechnungen für 48 verschiedene Systeme durchgeführt. Hinzu kommen noch weitere Simulationen, bei denen beispielhaft eine realistische Belastung in Form einer Dreieckslast auf das System aufgebracht wird (siehe 7.3.4).

### 7.3.2 Simulation der Laborversuche

Die folgenden Ergebnisdarstellungen beziehen sich auf einen Reibungsbeiwert  $R_{inter}$  von 0.67, da hier die beste Übereinstimmung mit den Kurvenverläufen der Modellversuche besteht und dieser Wert der in Abschnitt 2.4.2.2 ermittelten Größe der Reibung in der Kontaktfläche zwischen Aluminiumwand und Sandfüllung am nächsten kommt.

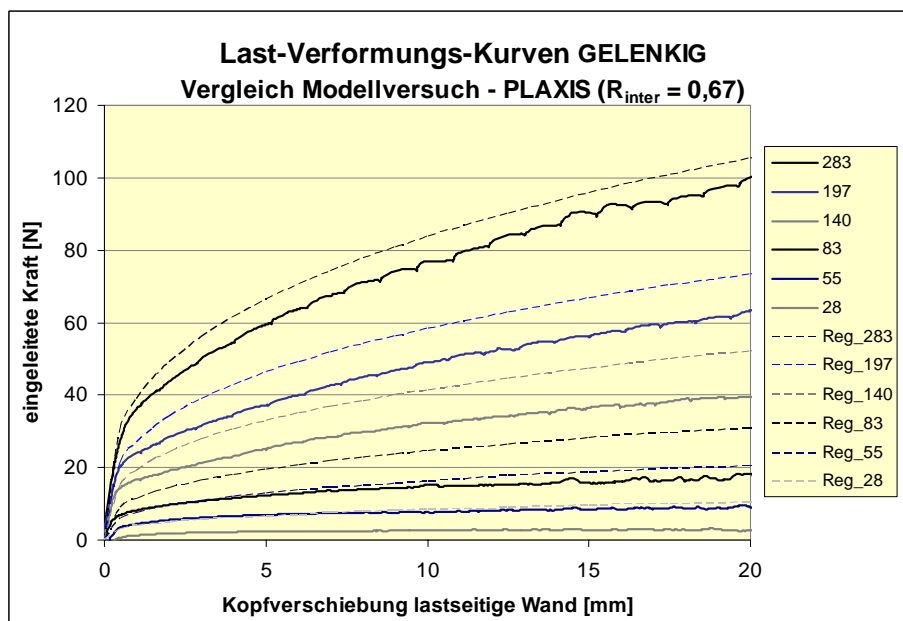


Abb. 7-6: Vergleich der Ergebnisse bei gelenkiger Lagerung

Der Vergleich der Last-Verformungs-Kurven der numerischen Berechnungen und der Modellversuche für den Fall der gelenkigen Wandlagerung lässt im qualitativen Verlauf eine sehr gute Übereinstimmung erkennen (Abb. 7-6). Die gestrichelt dargestellten Linien resultieren aus der Regressionsanalyse der Versuche mit dem Füllmedium Sand (vgl. Abschnitt 4.3), die durchgängigen Kurven entstammen der numerischen Berechnung.

Nach einem steilen Anstieg der eingeleiteten Kraft bei sehr kleinem Verschiebungsweg (bis etwa 1 mm) nimmt der Widerstand bei weiterer Verformung nahezu linear zu. Die Steigung, die mit zunehmendem Wandabstand größer wird, entspricht derjenigen des Modellversuchs.

Beim Vergleich der Last-Verformungs-Kurven ist zu beachten, dass sich das System in der numerischen Berechnung weicher verhalten muss als im Modellversuch. Durch den konstanten Vorschub in Folge Drehung der Spindel wird im Modellversuch im Boden ein erhöhter Verformungswiderstand geweckt, der nach Unterbrechung des Vorschubs schnell um etwa 10 % abfällt (vgl. Abschnitt 4.9). Im Modellversuch wird bei gleicher eingeleiteter Kraft gegenüber der numerischen Berechnung eine kleinere Wandbewegung hervorgerufen.

Die Eigenschaften der Bodenfüllung können also recht zutreffend modelliert werden. Lediglich bei den kleinen Wandabständen ( $b/h < 0,4$ ) sind die Abweichungen beträchtlich. Jedoch muss beachtet werden, dass hier die FE-Berechnungen bei größerer Wandbewegung kaum noch konvergieren und somit die Ergebnisse weniger zuverlässig sind, da die Bodenfüllung bei Aufbringen der Verformung komplett plastifiziert (z.B. beim Versuch 28\_G).

Vergleicht man die Ergebnisse für den Fall einer Fußspannung, zeigen sich ebenfalls gute Übereinstimmungen der Kraft-Verformungslinien von Laborversuch und numerischer Simulation, sowohl für die lastseitige Wand (Abb. 7-7) als auch für die luftseitige Wand (Abb. 7-8).

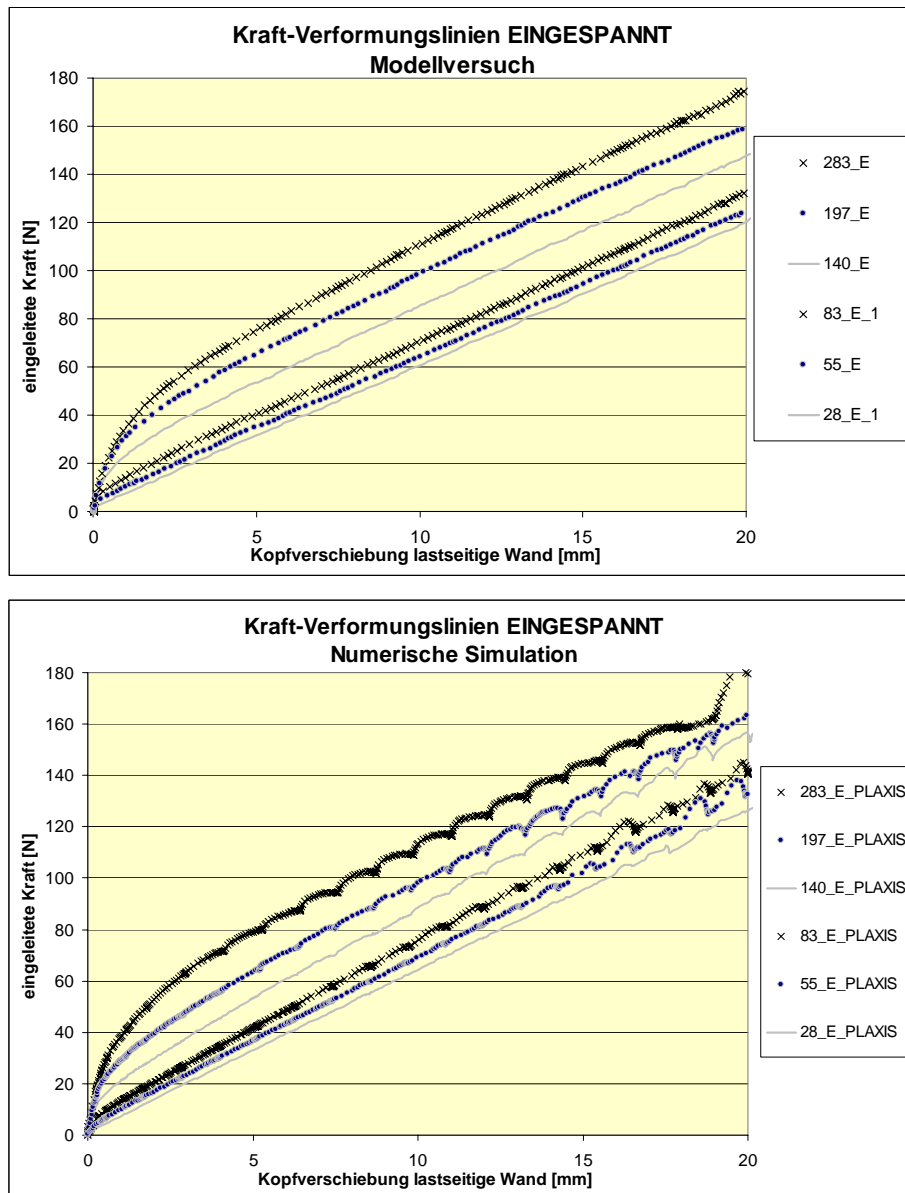


Abb. 7-7: Vergleich der Ergebnisse der lastseitigen Wand bei Einspannung

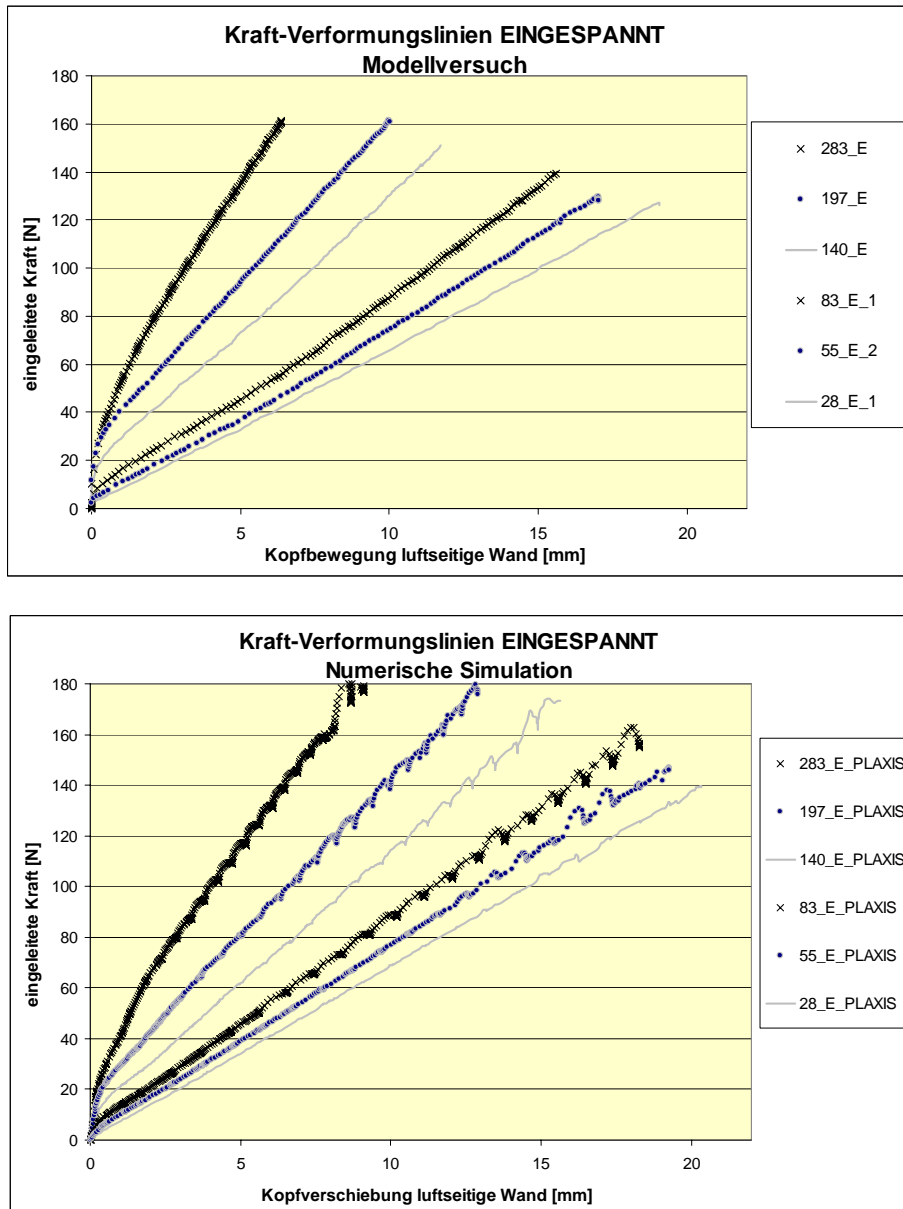


Abb. 7-8: Vergleich der Ergebnisse der luftseitigen Wand bei Einspannung

Die Darstellung der Bodenbewegungen als Farbflächen (beispielhaft in Abb. 7-9) lässt ähnliche Beobachtungen zu wie die MatPIV-Auswertungen. Für große Wandabstände sind sowohl die aktiven und passiven Gleitkeile am Wandkopf als auch die untere Gleitfläche zu erkennen, die bei gelenkiger Lagerung in Richtung des Fußpunktes der luftseitigen Wand hin geneigt ist. Bei kleinen Wandabständen bilden sich im Innern die nahezu horizontal verlaufenden Gleitflächen aus. Für eine Analyse der exakten Lage der Scherflächen ist die hier gezeigte Darstellung der inkrementellen Verformungen jedoch nur bedingt geeignet, da jeweils nur die Relativverformungen von einem Rechenschritt zum nächsten dargestellt werden. Somit sind die Verformungen extrem klein und können für verschiedene Plots in unterschiedlichen Größenordnungen liegen.

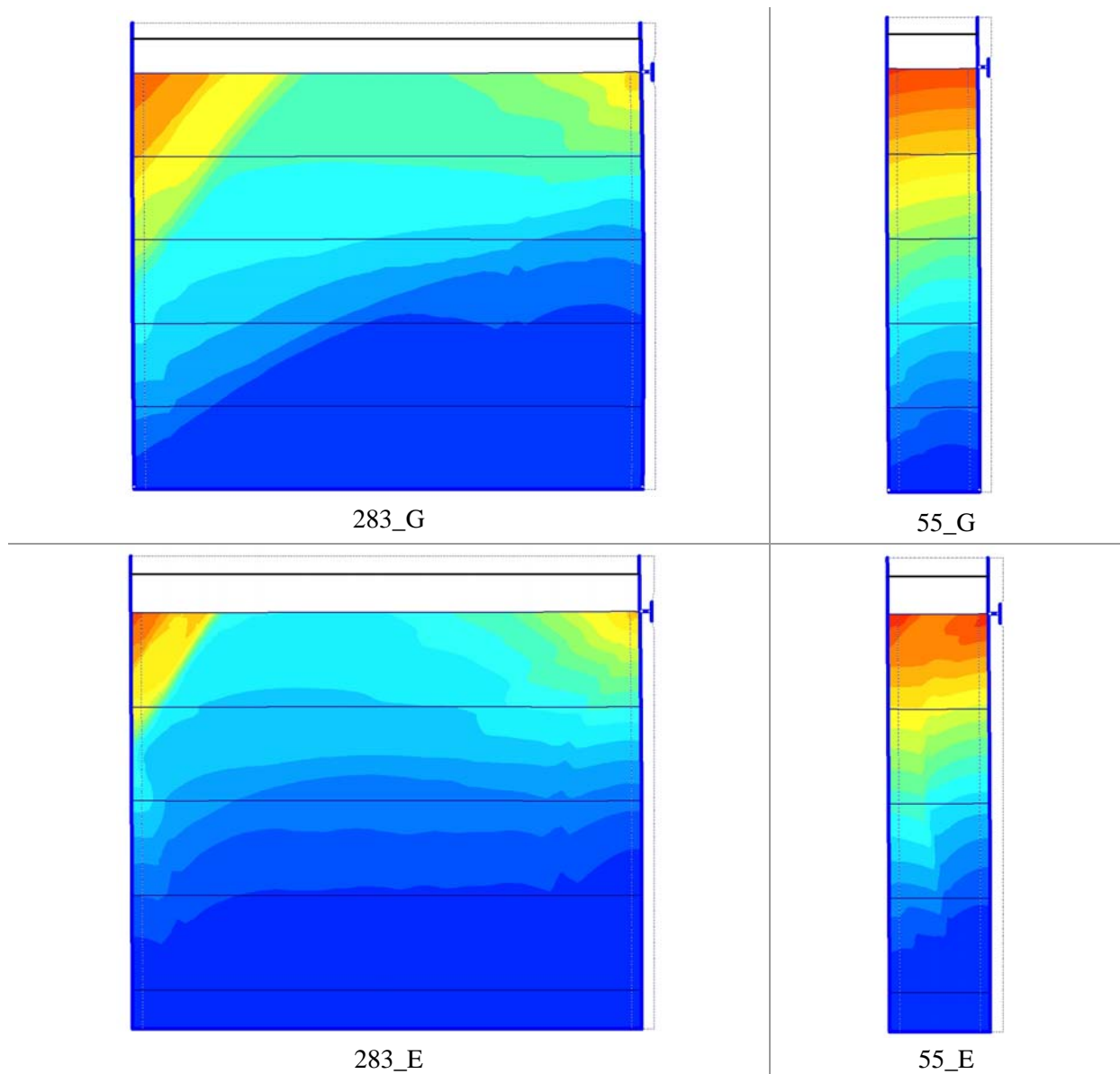


Abb. 7-9: Plot der inkrementellen Bodenbewegungen nach eingprägter Verformung von 1,5 mm

Ein weiteres Kriterium zur Beurteilung der Güte der Ergebnisse der numerischen Simulation ist der Vergleich der Erddruckspannungen. Hier sind gute qualitative Übereinstimmungen zwischen PLAXIS und den Ergebnissen der inversen FE-Methode zu erkennen (Tabelle 7-2). Die absolute Größe der Bodenspannungen kann jedoch nicht in allen Fällen mit den im Laborversuch gemessenen Werten identisch sein, da diese insbesondere im Einbauzustand stark von der geleisteten Verdichtungsarbeit abhängt.

In Tabelle 7-2 sind beispielhaft die Erddruckspannungen für einen Versuch mit gelenkiger Fußauflagerung bei einem Wandabstand von 283 mm (283\_G) dargestellt. Zusätzlich eingetragen sind die Erddruckresultierenden und ihr jeweiliger Angriffspunkt, wodurch die Veränderungen in Folge der Lasteinleitung deutlicher sichtbar werden. Unterhalb der (nicht maßstäblichen) Ergebnisplots aus dem Programm PLAXIS ist jeweils die maximale Spannungsordinate bereits in N/mm angegeben, um einen direkten Vergleich mit den Spannungen aus der inversen FE-Methode zu ermöglichen.

Versuch 283_G	Verformung am Wandkopf der lastseitigen Wand				
	0 mm	0,5 mm	1 mm	2 mm	5 mm
<b>Lastseite Plaxis</b>	 max. 0,3 N/mm	 max. 0,3 N/mm	 max. 0,69 N/mm	 max. 0,99 N/mm	 max. 1,16 N/mm
<b>Lastseite iFEM</b>	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]
<b>Luftseite Plaxis</b>	 max. 0,3 N/mm	 max. 0,3 N/mm	 max. 0,17 N/mm	 max. 0,25 N/mm	 max. 0,5 N/mm
<b>Luftseite iFEM</b>	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]	 Erddruckspannungen [ $10^{-2}$ N/mm]

Tabelle 7-2: Vergleich der Erddruckspannungen (PLAXIS - iFEM) für den Versuch 283\_G

Die Erddruckspannungen liegen insbesondere im Ausgangszustand für alle Versuche in einer ähnlichen Größenordnung. Die qualitativen Veränderungen mit steigender eingepprägter Verschiebung werden gut wiedergegeben. Lediglich im Bereich der Lasteinleitung liefert die PLAXIS-Berechnung größere Spannungsspitzen, die mit der punktuellen Einleitung der Last zu erklären sind. In der iFEM-Berechnung treten derartige Spannungsspitzen nicht auf, der

Verlauf der Erddruckspannungen zwischen zwei Messstellen ist kontinuierlich. Zudem stimmen insbesondere an der Luftseite die Erddruckspannungen im Einbauzustand zwischen numerischer Berechnung und Modellversuch nicht exakt überein, wodurch sich unterschiedliche Höhenlagen der Resultierenden ergeben. Es muss beim Vergleich der Spannungen auch berücksichtigt werden, dass diese in den Modellversuchen aus lediglich 8 Dehnungsmesswerten gewonnen wurden und die iFEM-Ergebnisse mit den zuvor beschriebenen Unsicherheiten behaftet sind. Als weiterer Unterschied ist zu erkennen, dass das System in der numerischen Berechnung auf eine äußerlich aufgebrachte Verformung von 0,5 mm kaum reagiert. Dies ist mutmaßlich durch die Art der Lasteinleitung über den Vorschubstempel zu begründen.

Insgesamt können aber für den hier dargestellten Versuch mit beiden Verfahren auf der Lastseite gut die zunehmenden Bodenspannungen in Folge der Lasteinleitung erkannt werden. An der luftseitigen Wand zeigen sich jeweils die Entlastung sowie die Umlagerung der Erddruckspannungen zum Wandfuß hin. Die gute qualitative und quantitative Übereinstimmung der Ergebnisse von PLAXIS und iFEM zeigt sich auch für andere Wandabstände sowie bei Einspannung der Wände (hier nicht dargestellt).

In der Kontaktfläche zwischen Wand und Boden wird die Wandreibung in jedem der 5 Verformungszustände durch die Scherspannungen (Relative Shear Forces) nahezu komplett in Anspruch genommen. Tabelle 7-3 zeigt graphisch den Ausnutzungsgrad der Scherspannungen an der lastseitigen Wand für 4 verschiedene Versuche. Dabei wird der Maximalwert von 1,0 (Scherfestigkeit ist voll mobilisiert) schon bei kleinsten Wandbewegungen, die durch den Einbauvorgang zu Stande kommen, fast über die gesamte Wandhöhe erreicht. Für den größten Wandabstand ist dann spätestens nach 5 mm Wandbewegung eine vollständige Mobilisierung erreicht, für kleinere Wandabstände schon wesentlich früher. An der luftseitigen Wand werden prinzipiell die gleichen Ergebnisse ermittelt.

Da die Richtung der Scherspannungen den Ergebnisdarstellungen der Tabelle 7-3 nicht entnommen werden kann, müssen diese so gedeutet werden, dass im Ausgangszustand die mobilisierten Scherspannungen in Folge von Einbau und Verdichtung nach unten gerichtet sind. Nach Beginn der Wandbewegung zeigen die Schubspannungen in den Interfaceelementen in Richtung des Wandkopfes.

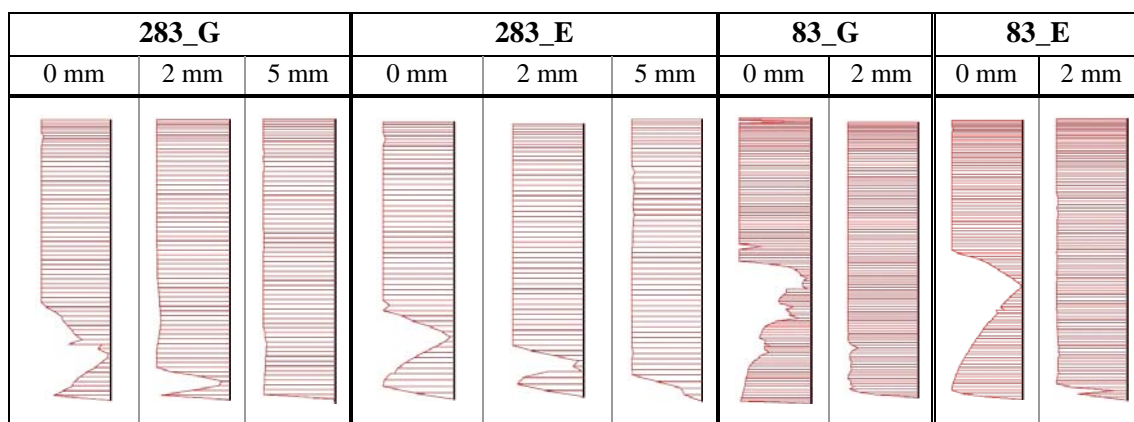


Tabelle 7-3: In Anspruch genommene Scherspannungen (Relative Shear Forces) an der lastseitigen Wand

Mit der Darstellung der Erddruckresultierenden und deren Höhenlagen können die Übereinstimmungen bzw. Unterschiede zwischen numerischer Berechnung und iFEM-Berechnung

(analog zu Abschnitt 5.7) noch deutlicher herausgearbeitet werden. Zum Vergleich wird der Modellversuch mit dem Wandabstand von 283 mm (Abb. 7-10) und die entsprechenden Ergebnisse der PLAXIS-Simulation (Abb. 7-11) herangezogen.

Die Erddruckresultierenden auf der Lastseite stimmen sowohl bezüglich ihrer absoluten Größe als auch der Höhenlage ihres Angriffspunktes zwischen Modellversuch und numerischer Simulation gut überein.

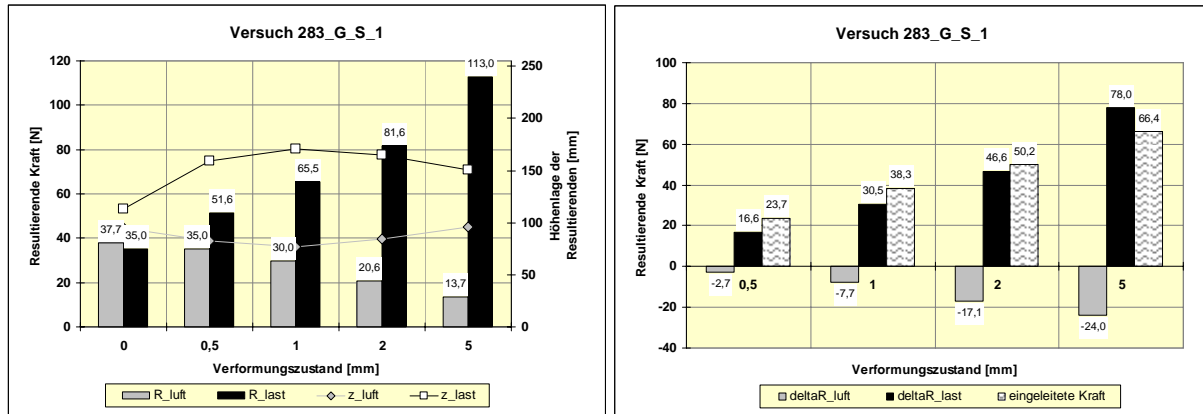


Abb. 7-10: Analyse der Erddruckresultierenden - Versuch 283\_G\_S (Modellversuch)

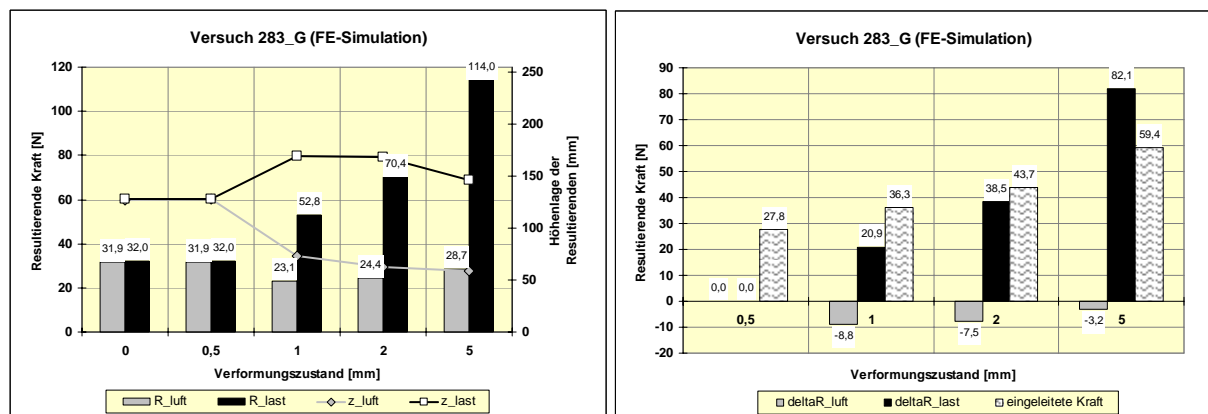


Abb. 7-11: Analyse der Erddruckresultierenden - Versuch 283\_G (PLAXIS-Simulation)

Bei großen Deformationen fällt die Abnahme des Erddrucks auf die Luftseite bei der FE-Simulation nicht so deutlich aus wie in den iFEM-Berechnungen, wohingegen die Umlagerung der Erddruckspannungen zum Wandfuß hin stark ausgeprägt ist (geringere Höhenlage des Angriffspunktes der Erddruckkraft).

### 7.3.3 Visualisierung des Verlaufs der Hauptspannungen in der Bodenfüllung

Nachdem in 7.3.2 gezeigt werden konnte, dass die Ergebnisse der numerischen Berechnungen qualitativ und auch weitestgehend quantitativ denen der Modellversuche entsprechen, können die gewählten Bodenparameter als zutreffend angesehen werden. Demzufolge wird auch der hier mit der FE-Berechnung ermittelte dargestellte Verlauf der Hauptspannungen als qualitativ richtig erachtet.

Im Ausgangszustand verlaufen die Hauptspannungen für alle Versuche weitestgehend vertikal. Lediglich im Bereich der Wände ist eine Gewölbebildung zu erkennen, die auf die gerin-



ge Durchbiegung der Wände in Folge von Einbau und Verdichtung zurückzuführen ist (Abb. 7-12).

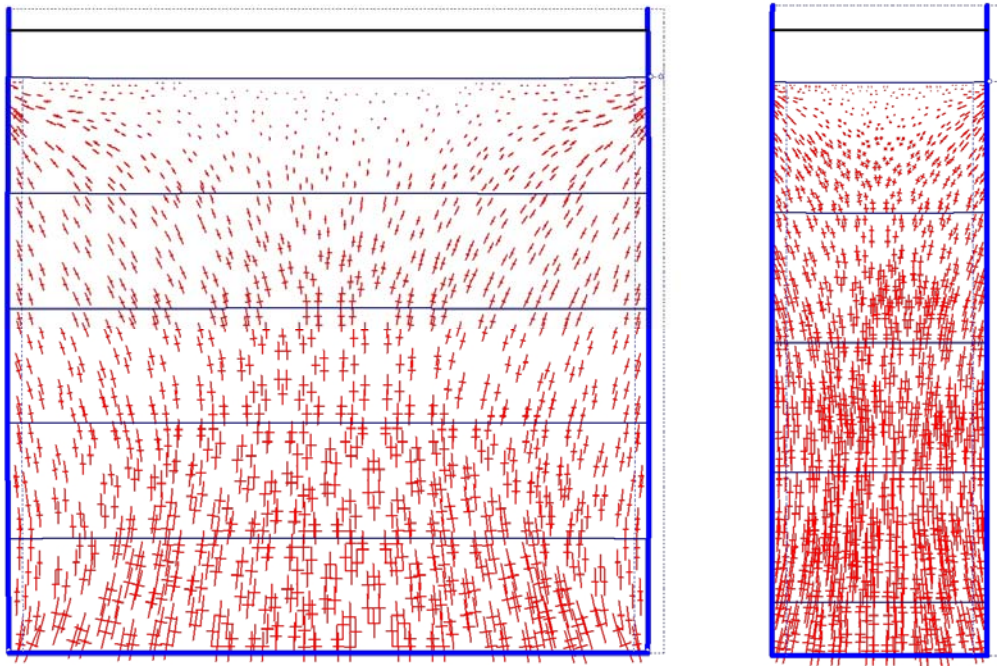


Abb. 7-12: Hauptspannungsrichtungen im Ausgangszustand; Versuche 283\_G (links) und 83\_E (rechts)

Mit Beginn der Lasteinleitung verändert sich das Bild der Hauptspannungen im Innern der Bodenfüllung. Da sich die Richtung der Hauptspannungen bei weiterer Steigerung der Last qualitativ nicht mehr ändert, beziehen sich die folgenden Abbildungen auf eine eingeprägte Wandverformung von 1 mm.

Gemäß Tabelle 7-4 sind die Hauptspannungsrichtungen von der Art der Fußauflagerung unabhängig - qualitative Unterschiede sind nicht erkennbar. Erhebliche Unterschiede zeigen sich jedoch erwartungsgemäß bei der quantitativen Auswertung der maximalen Hauptspannungen im Boden. Im Falle einer gelenkigen Lagerung liegen diese zwischen 43% (bei 283 mm) und 200% (bei 55 mm) höher als beim gleichen Versuch mit Fuß einspannung der Wand und bei gleicher Kopfverformung der lastseitigen Wand (hier nicht dargestellt).

Für große Wandabstände ( $b/h > 0,5$ ) verursacht die über die lastseitige Wand eingeleitete Kraft zunächst horizontale Hauptspannungen im Boden, die jedoch durch das Eigengewicht des Bodens nach unten in Richtung Bauwerkssohle und Fußpunkt der luftseitigen Wand abgelenkt werden; in den Abbildungen der Tabelle 7-4 ist dies durch eingezeichnete Linien verdeutlicht. Der obere Bereich der luftseitigen Wand zeigt eine deutliche Spannungsabnahme.

Bei kleineren Wandabständen ( $b/h < 0,4$ ) kann die eingeleitete Kraft nicht mehr zum Fuß hin umgeleitet oder in den Untergrund abgeleitet werden, da die Spannungen zuvor auf die luftseitige Wand treffen. Hier kann von einer nahezu horizontalen Durchleitung durch den Bodenkörper gesprochen werden.

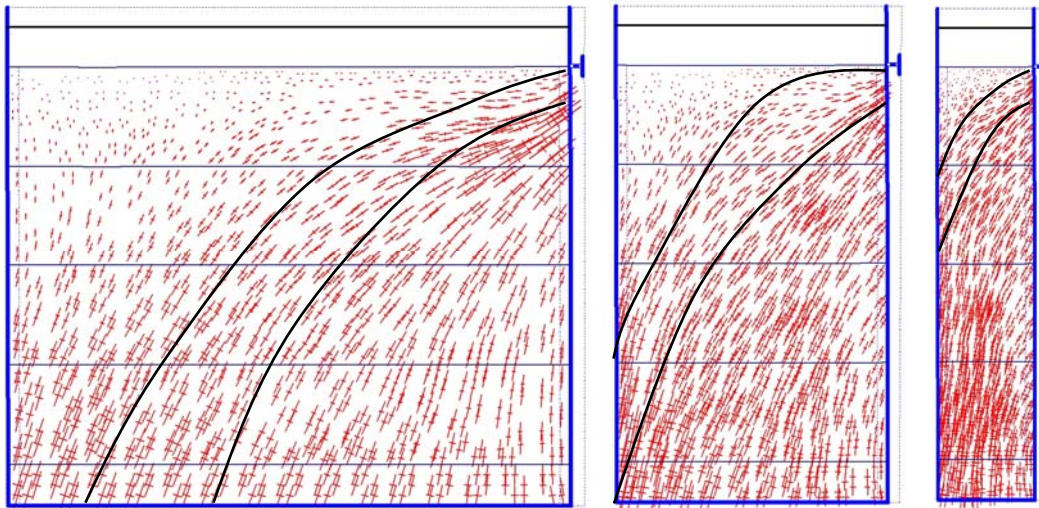
---

**Hauptspannungen (Wandabstände: 283, 140 und 55 mm)**


---

**Einspannung**


---


**Gelenk**


---

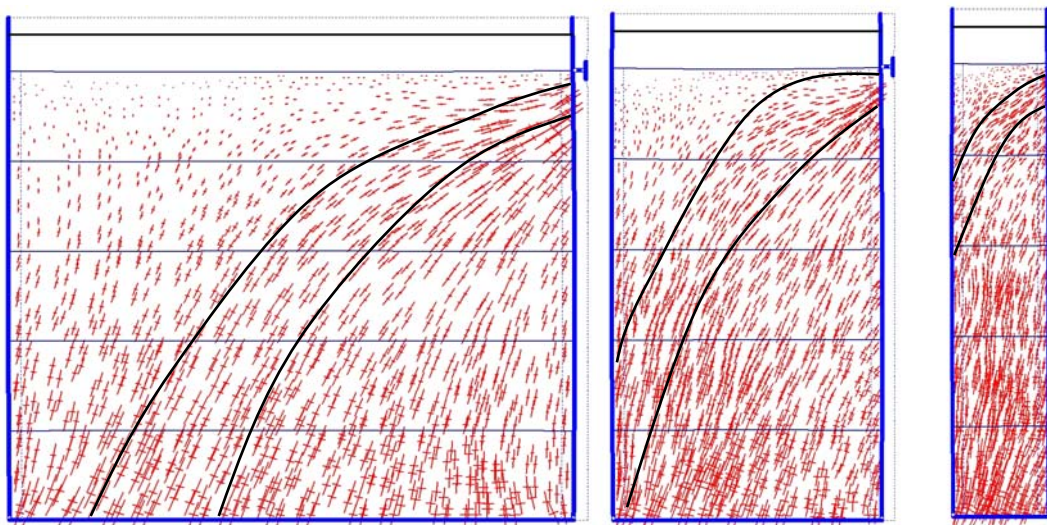


Tabelle 7-4: Vergleich der Hauptspannungsrichtungen für eingespannte und gelenkige Fußpunkt Lagerung

### 7.3.4 Variation der Wandrauigkeit

In Abschnitt 4.8 wurde bereits versucht, den Einfluss der Wandrauigkeit auf das Last-Verformungsverhalten der Modellbauwerke zu erfassen. In der numerischen Simulation lässt sich dieser Einfluss durch Variation der Interfacesteifigkeit  $R_{inter}$  wesentlich deutlicher herausstellen. Abb. 7-13 und Abb. 7-14 zeigen die Last-Verformungs-Kurven für die Wandabstände von 283 mm ( $b/h \approx 1,1$ ) und 83 mm ( $b/h \approx 0,3$ ) für 4 verschiedene Wandrauigkeiten. Dargestellt sind jeweils nur Versuche mit gelenkiger Fußauflagerung, da der Einfluss bei den eingespannten Wänden nicht deutlich genug zu erkennen ist.

Gemäß Abb. 7-13 und Abb. 7-14 wird mit größerer Wandrauigkeit ein größerer Verformungswiderstand erreicht bzw. die gleiche eingeleitete Kraft bewirkt weniger Wandbewegung. Auch für ein  $b/h$ -Verhältnis von 1,1 ist im Gegensatz zu den Modellversuchen ein sichtbarer Einfluss vorhanden.

Die Unterschiede zeigen sich jedoch erst deutlich bei großen Verschiebungswegen. Im Bereich kleiner Wandverformungen (bis ca. 1% der Wandhöhe), liegen die Versuchskurven für alle vier Rauigkeiten dicht beieinander.

Für sehr kleine Wandabstände und kleine Wandreibungsbeiwerte konvergiert die numerische Berechnung kaum noch und kann somit auch keine zuverlässigen Ergebnisse liefern. Dies ist bereits beim Wandabstand von 83 mm erkennbar (Abb. 7-14). Für den Wandabstand von 28 mm ist auf Grund der starken Plastifizierung der Bodenfüllung keine sinnvolle Auswertung möglich.

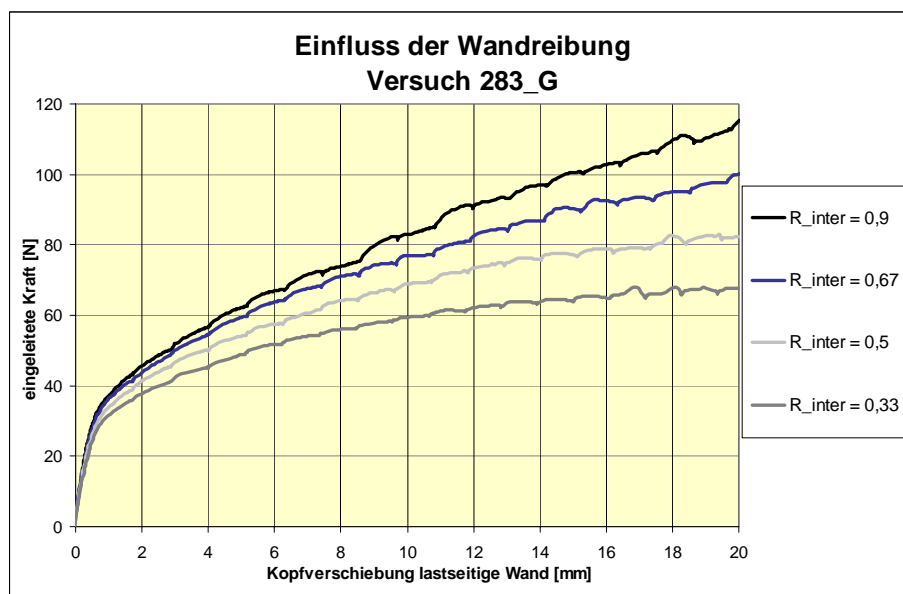


Abb. 7-13: Last-Verformungs-Kurven für verschiedene Wandrauigkeiten (Versuch 283\_G)

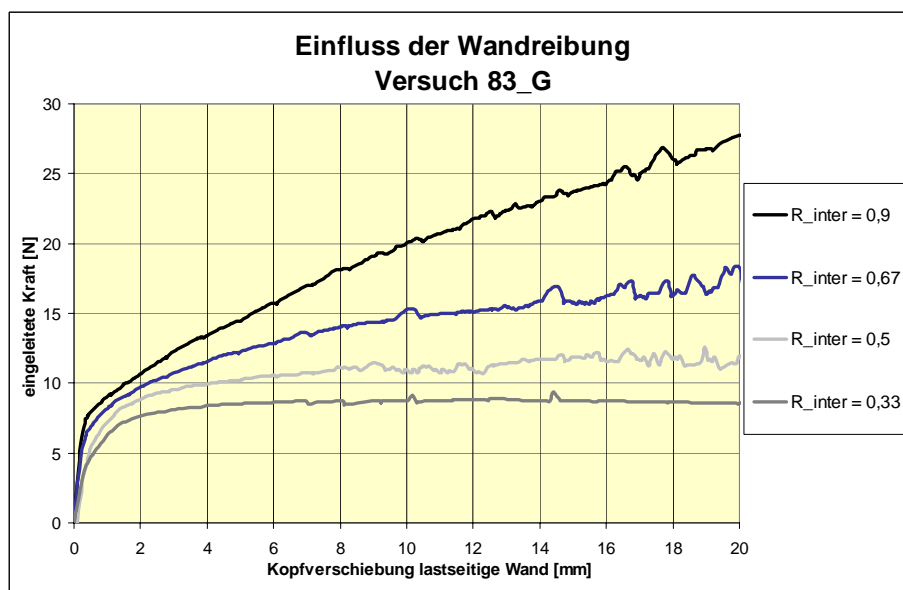


Abb. 7-14: Last-Verformungs-Kurven für verschiedene Wandrauigkeiten (Versuch 83\_G)

Der Einfluss der Wandrauigkeit zeigt sich also in der Steigung des Bodenwiderstands-Verformungs-Verlaufs im Gleitbereich. Je größer der Reibungsbeiwert, desto größer die Steigung der Kurve. Dabei besteht ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Steigung der Last-Verformungs-Kurve im Gleitbereich und der Größe des Wertes  $R_{inter}$ , wie Abb. 7-15 zeigt.

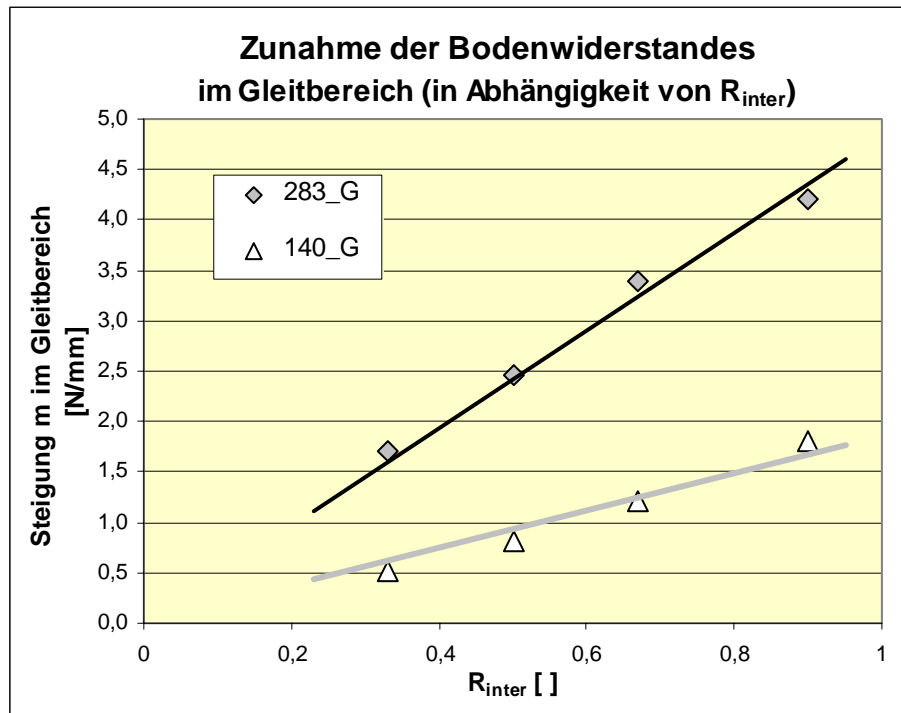


Abb. 7-15: Zuwachs des Bodenwiderstandes im Gleitbereich in Abhängigkeit von  $R_{inter}$

### 7.3.5 Realitätsnahe Belastung

Um das Verhalten des Systems unter einer für einen Fangedamm realitätsnahen Belastung zu untersuchen, wird eine einseitig wirkende Dreieckbelastung auf das numerisch simulierte Verbundtragwerk aufgebracht (Abb. 7-16). Die Größe dieser Belastung wird so gewählt, dass sie einem auf die lastseitige Wand wirkenden Wasserdruck entspricht. Die Ordinaten am Fußpunkt und die daraus insgesamt auf die Wand aufgebraachte resultierende Kraft errechnen sich in Abhängigkeit von der Lagerung des Fußpunktes zu:

$$w = \gamma_w \cdot b \cdot h = 10 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3 \cdot 150 \text{ mm} \cdot h = 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot h \text{ [N/mm]}$$

$$\Rightarrow w_{\text{gelenkig}} = 0,3825 \text{ N/mm} \quad \Rightarrow W_{\text{gelenkig}} = 48,8 \text{ N ( } h = 255 \text{ mm) .}$$

$$\Rightarrow w_{\text{eingespannt}} = 0,3375 \text{ N/mm} \quad \Rightarrow W_{\text{eingespannt}} = 38,0 \text{ N ( } h = 225 \text{ mm)}$$

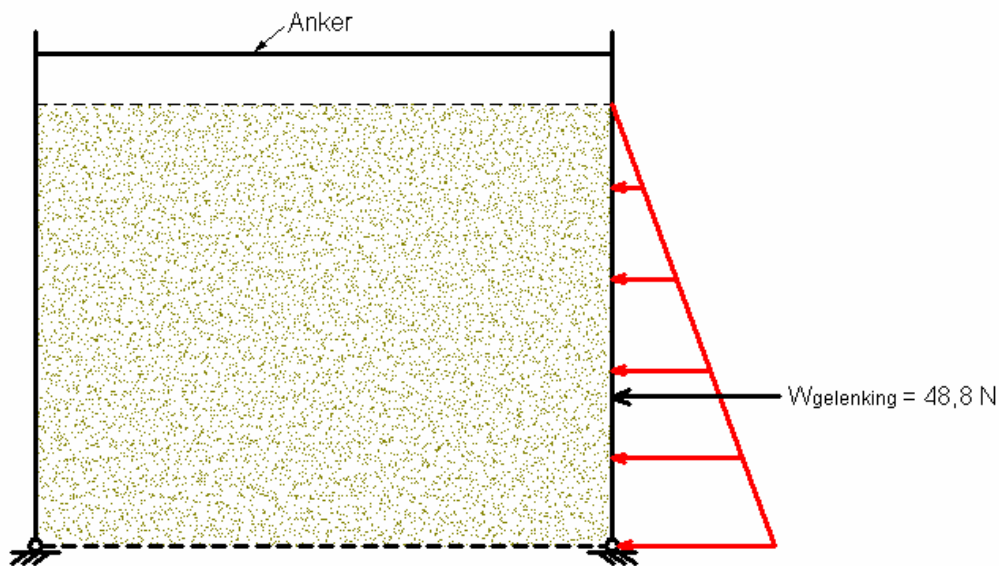


Abb. 7-16: Systemplot für die Dreiecksbelastung

Untersucht werden jeweils zwei eingespannte und zwei gelenkig gelagerte Systeme mit Wandabständen von 283 mm ( $b/h \approx 1,1$ ) und 140 mm ( $b/h \approx 0,55$ ). Bei kleineren Wandabständen treten schon unter 1-facher Wasserbelastung so große Verformungen im System auf, dass die numerischen Ergebnisse keine zuverlässigen Informationen mehr liefern.

Die Abb. 7-17 und Abb. 7-18 zeigen - beispielhaft für die Systeme 283\_G und 140\_E - die inkrementellen Bodenverschiebungen einerseits als Farbflächen (links), aus denen die relative Größe der Verschiebungen hervorgeht, und andererseits als Vektorpfeile (rechts), an denen die Richtung der Bewegung erkannt werden kann.

Bei der Auswertung der inneren Bodenverschiebungen zeigen sich im Vergleich zu den Versuchen mit der Lasteinleitung am Wandkopf (vgl. Abb. 7-9) deutliche Unterschiede, die auf den tief liegenden Schwerpunkt der Dreiecksbelastung zurückzuführen sind. Es bilden sich keine erkennbaren aktiven und passiven Gleitkeile aus, sondern vielmehr leicht nach oben geneigte Gleitflächen, deren Neigung mit kleiner werdendem Wandabstand geringer wird.

Große Abweichungen zwischen den Systemen mit gelenkiger und eingespannter Lagerung zeigen sich hingegen qualitativ nicht.

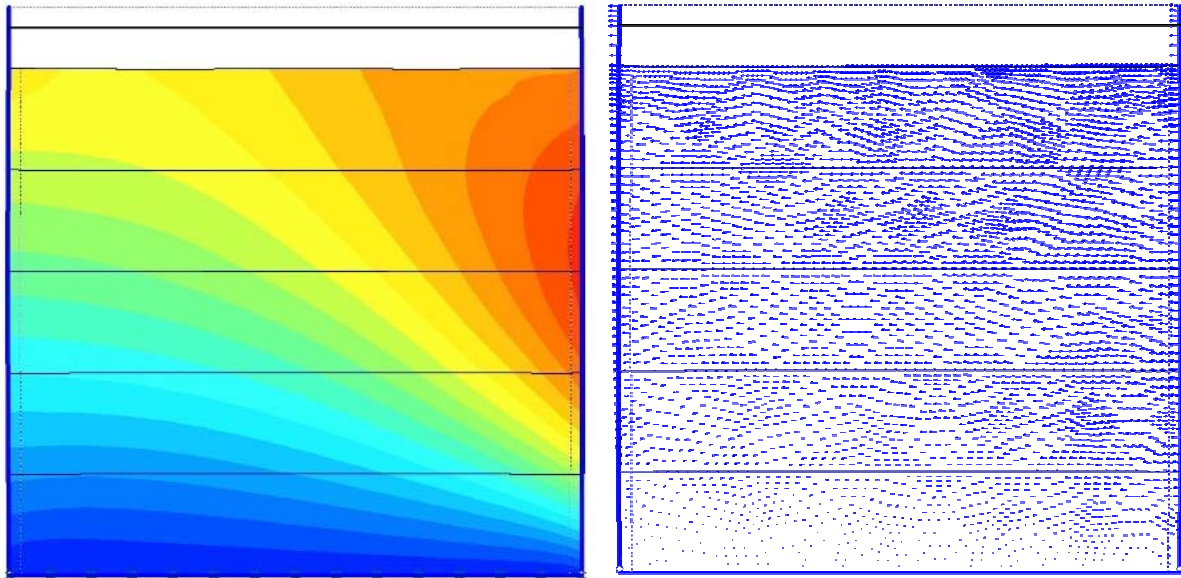


Abb. 7-17: Inkrementelle Verschiebungen unter 1-facher Wasserbelastung (283\_G)

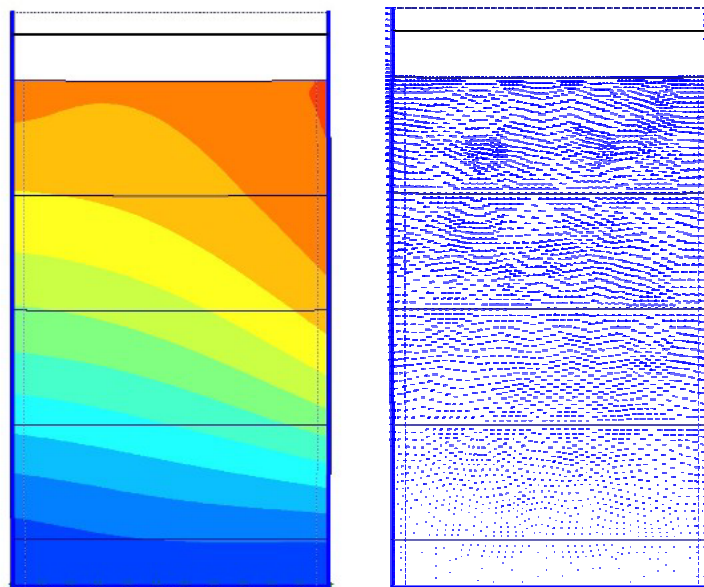


Abb. 7-18: Inkrementelle Verschiebungen unter 1-facher Wasserbelastung (140\_E)

Bei gelenkiger Lagerung des Wandfußes (Tabelle 7-5 links) wird die Wasserbelastung direkt als Erddruck sichtbar. Die berechnete Erddruckfigur ergibt sich näherungsweise aus der Überlagerung der Spannungen aus Verdichtungserddruck nach Einbau und dreiecksförmig verteilter Belastung. Jedoch wird nicht die gesamte Wasserbelastung auf den Bodenkörper übergeleitet, was durch das Vorhandensein horizontaler Auflagerkräfte am Wandfuß (infolge unterschiedlich hoher Hebelarme zurückzuführen ist).

Von den als Belastung auf die Wandaußenseite wirkenden  $W_{gelenkig} = 48,8 \text{ N}$  werden lediglich  $71,10 \text{ N} - 32,51 \text{ N} = 38,59 \text{ N}$  in den Bodenkörper eingeleitet.

Im Falle einer Einspannung (Tabelle 7-5 rechts) kommt dagegen nur ein noch kleinerer Anteil der eingeleiteten Belastung ( $W_{eingespannt} = 38,0 \text{ N}$ ) als Interaktionsspannung ( $47,97 \text{ N} - 29,49 \text{ N} = 18,48 \text{ N}$ ) zwischen Wand und Boden an (Tabelle 7-5). Die Belastung konzentriert sich in etwa auf halber Wandhöhe. Der Rest der Belastung wird über die Wand direkt in das Fußauflager geleitet bzw. ist durch eine Veränderung in der Ankerkraft zu erklären.

Wird die Wasserdruckordinate über die bisher betrachtete Größe hinaus gesteigert, ist bei gelenkiger Lagerung der Wand eine stetige Zunahme der Erddruckspannungen zum Wandfuß hin zu beobachten, was auf die größere Möglichkeit zur Wandbewegung zurückzuführen ist.

An der Luftseite ergeben sich unter 1-facher Wasserbelastung keine nennenswerten Veränderungen gegenüber dem Einbauzustand. Bei weiterer Steigerung der Wasserdruckordinate (z.B. auf das 2- bis 5-fache) zeigt sich auf der Luftseite für den gelenkigen Fall eine leichte Entlastung, während die Erddruckspannung für das eingespannte System insbesondere am Wandfuß zunimmt (hier nicht dargestellt).

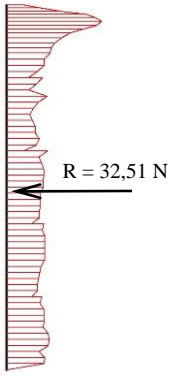
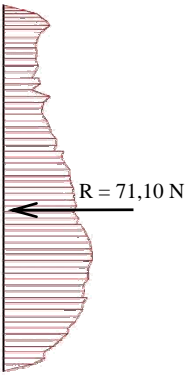
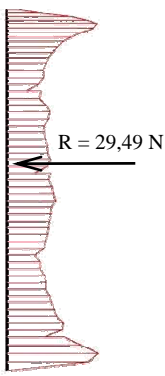
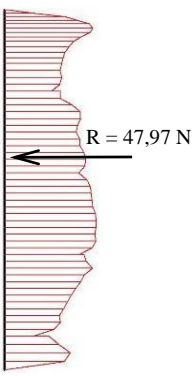
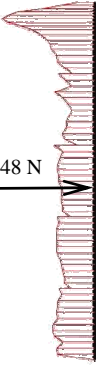

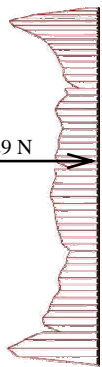
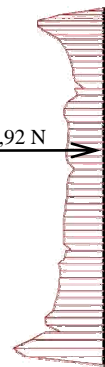
283_G		283_E	
nach Einbau	inf. Wasserlast	nach Einbau	inf. Wasserlast
<b>Lastseite</b>			
			
max. -0,3 N/mm	max. -0,39 N/mm	max. -0,25 N/mm	max. -0,28 N/mm
<b>Luftseite</b>			
			
max. -0,3 N/mm	max. -0,26 N/mm	max. -0,25 N/mm	max. -0,25 N/mm

Tabelle 7-5: Erddruckspannungen auf die lastseitige Wand (Versuche 283\_G und 283\_E)

Für einen kleineren Wandabstand ( $b/h \approx 0,6$ , vgl. Tabelle 7-6) gelten auf der Lastseite qualitativ die gleichen Beobachtungen wie zuvor. An der Luftseite hingegen ist im Gegensatz zum Wandabstand von 283 mm eine zusätzliche Belastung festzustellen, und die Resultierende wandert etwas nach unten. Dies zeigt, dass die Belastung zu einem größeren Anteil durch die Bodenfüllung hindurch auf die luftseitige Wand geleitet wird und diese zusätzlich belastet.

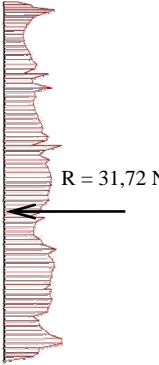
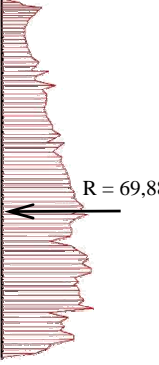
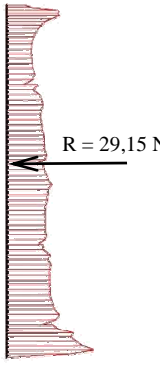
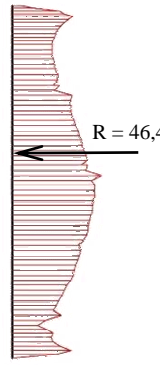
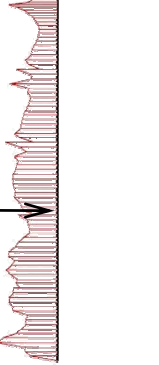

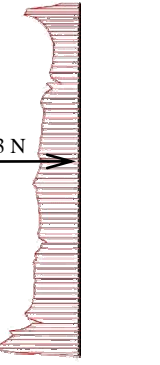
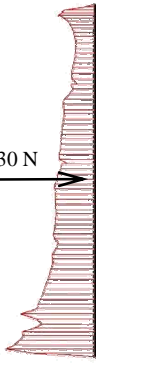
<b>140_G</b>		<b>140_E</b>	
nach Einbau	Wasserlast	nach Einbau	Wasserlast
<b>Lastseite</b>			
			
max. -0,18 N/mm	max. -0,45 N/mm	max. -0,29 N/mm	max. -0,32 N/mm
<b>Luftseite</b>			
			
max. -0,2 N/mm	max. -0,31 N/mm	max. -0,29 N/mm	max. -0,36 N/mm

Tabelle 7-6: Erddruckspannungen auf die lastseitige Wand (Versuche 140\_G und 140\_E)



## 7.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

### 1. Qualität der FE-Simulation:

Die Modellversuche lassen sich mit Hilfe der numerischen Berechnungen mit dem FE-Programm PLAXIS zutreffend nachbilden. Die Übereinstimmungen zwischen numerischem und physikalischem Modell lassen sich anhand der Last-Verformungs-Kurven für eingespannte und gelenkige Fußlagerung, für die qualitativen Bewegungsvorgänge im Innern der Bodenfüllung (inkrementelle Verformungen) sowie durch Vergleich der Erd-druckspannungen und -resultierenden mit den Ergebnissen der iFEM-Untersuchungen belegen. Somit ist es möglich, neben den hier untersuchten Aspekten und dargestellten Visualisierungen weitere Parameterkombinationen (wie z.B. verschiedene Belastungen, Wandsteifigkeiten oder Reibungswinkel des Bodens) zu untersuchen und damit die bisher dargestellten Ergebnisse und gewonnenen Erkenntnisse zu ergänzen.

### 2. Hauptspannungen in der Bodenfüllung:

Die visuelle Auswertung der Hauptspannungen in der Bodenfüllung zeigt die unterschiedliche Art der Lastüberleitung von der Lastseite über den Boden auf die luftseitige Wand, die vor allem vom  $b/h$ -Verhältnis abhängig ist. Qualitativ ergeben sich dabei in Abhängigkeit von der Fußlagerung der Wand keine großen Unterschiede, nur die Größe der Hauptspannungen ist bei gelenkiger Lagerung wesentlich höher als im Falle einer Einspannung des Wandfußes.

Bei großen Wandabständen wird die horizontale Belastung zu einem Großteil in den Untergrund und in Richtung des Fußpunktes der luftseitigen Wand geleitet.

### 3. Einfluss der Wandrauigkeit:

Mit den numerischen Berechnungen wird der Einfluss der Wandrauigkeit deutlicher als im Modellversuch. Die Größe des Wandreibungswinkels beeinflusst die Steigung der Bodenwiderstands-Verformungs-Kurven im Gleitbereich.

### 4. Dreieckförmige Belastung:

Die qualitativen Unterschiede zwischen den Berechnungsergebnissen für eine realistische Belastungsfigur und denjenigen mit der hoch angreifenden Last halten sich speziell bei der Analyse des Erddrucks und der Hauptspannungen in Grenzen. Die Verschiebungen im Innern der Bodenfüllung haben auf Grund des tief liegenden Schwerpunktes der Belastung ein anderes Aussehen. Die im Falle einer hoch liegenden Lasteinleitung am Kopfpunkt vorhandenen aktiven und passiven Gleitflächen können hier nicht beobachtet werden. Die Verschiebungsvektoren verlaufen weitestgehend horizontal.

## 8 Entwicklung einer Modellvorstellung

### 8.1 Zusammenfassende Analyse der Modellversuche

In den vorangegangenen Abschnitten wurde das Verbundtragwerk aus zwei parallelen Wänden mit Bodenfüllung mittels verschiedener Methoden analysiert.

Während die in den Modellversuchen (Abschnitt 4) ermittelten Bodenwiderstandskurven eine Betrachtung des äußeren Last-Verformungs-Verhaltens gestatten, konnten mit der inversen FE-Methode (Abschnitt 5) die Erddruckspannungen in der Kontaktfläche zwischen Wand und Boden sichtbar gemacht werden. Die PIV-Methode (Abschnitt 6) erlaubte zusätzlich eine flächenhafte Analyse der Bodenbewegungen sowie die Identifikation von Scherflächen im Innern der Füllung. Schließlich konnten durch die numerischen Simulationen mit dem FE-Programm PLAXIS (Abschnitt 7) die Hauptspannungen in der Bodenfüllung visualisiert werden. Es wurde ein numerisches Modell erzeugt und kalibriert, mit dem die Variation verschiedener Parameter (wie z.B. des Wandreibungswinkels) möglich ist.

Im Folgenden werden einige Ergebnisse der verschiedenen Auswerteverfahren herausgestellt und für die Entwicklung einer mechanischen Modellvorstellung zusammengeführt.

Die Kraft-Weg-Kurven der Modellversuche lassen sich in zwei Bereiche einteilen. Danach kommt der mobilisierte Widerstand im Wesentlichen durch zwei Faktoren zu Stande: durch Schubspannungen in horizontaler und vertikaler Richtung. Mit Hilfe der Ergebnisse der PIV-Untersuchungen lässt sich die Lage innerer Scherflächen erkennen, die sich mit steigender Wandbewegung in der Bodenfüllung ausbilden. Durch Kombination beider Beobachtungen wird es möglich, den Übergang zwischen den beiden Bereichen der Modellversuchskurven einer bestimmten Wandbewegung, die abhängig ist von Wandabstand und -lagerung, zuzuordnen (Abschnitt 8.2).

Aus diesen Erkenntnissen wird ein geometrisches Modell abgeleitet, bei dem an einem freigeschnittenen Bodenkörper eine Betrachtung des Kräftegleichgewichtes vorgenommen und der in der Scherfläche mobilisierte Reibungswinkel des Bodens ermittelt wird. Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden dargestellt und interpretiert (Abschnitt 8.3)

#### *Hinweis:*

Es wird im Folgenden mehrfach von „Gleitflächen“ oder „Scherflächen“ im Innern der Bodenfüllung gesprochen. Per Definition handelt es sich bei einer Scherfläche um einen Bodenbereich, in dem der Reibungswinkel des Bodens voll in Anspruch genommen wird. Da die Ergebnisse des in Abschnitt 8.3 vorgestellten Berechnungsansatzes in einer Größenordnung liegen, die nicht auf eine volle Mobilisierung der Reibung hindeuten, wäre es richtig, die Formulierung „Zonen großer Relativverschiebungen benachbarter Bodenbereiche“ zur Beschreibung zu wählen. Auf Grund der leichteren Handhabung werden in diesem Abschnitt dennoch die Begriffe Gleit- bzw. Scherflächen verwendet.

## 8.2 Mobilisierung des Widerstands in der Bodenfüllung

### 8.2.1 Unterteilung der Bodenwiderstands-Verformungskurven

Aus der Analyse der Bodenwiderstands-Verformungskurven lässt sich – wie in Abschnitt 4 beschrieben - eine Unterteilung ihres Verlaufs in zwei Bereiche vornehmen.

1. Im Anfangsbereich ist ein starker Anstieg des Widerstandes zu beobachten. Ein großer Teil dieses Widerstands wird bereits nach recht kleinem Verschiebungsweg aufgebaut, wobei die absolute Größe abhängig ist vom gegenseitigen Abstand der Wände, d.h. von  $b/h$ . Für große Wandabstände ist dieser „Anfangswiderstand“ - ebenso wie die zur Mobilisierung erforderliche Kopfverschiebung der lastseitigen Wand – am größten (vgl. 4.4).
2. Bei weiterer Zunahme der Wandbewegung steigt der Widerstand zwar weiter an, jedoch weniger stark als zuvor und mit nahezu konstanter Steigung. Die Größe der Steigung in diesem Bereich ist vor allem abhängig von der Wandrauigkeit (vgl. 4.8 und 7.3.5)

Analog zu Abschnitt 4.10 werden die beiden hier unterschiedenen Bereiche im Folgenden als **Mobilisierungsbereich** und **Gleitbereich** bezeichnet.

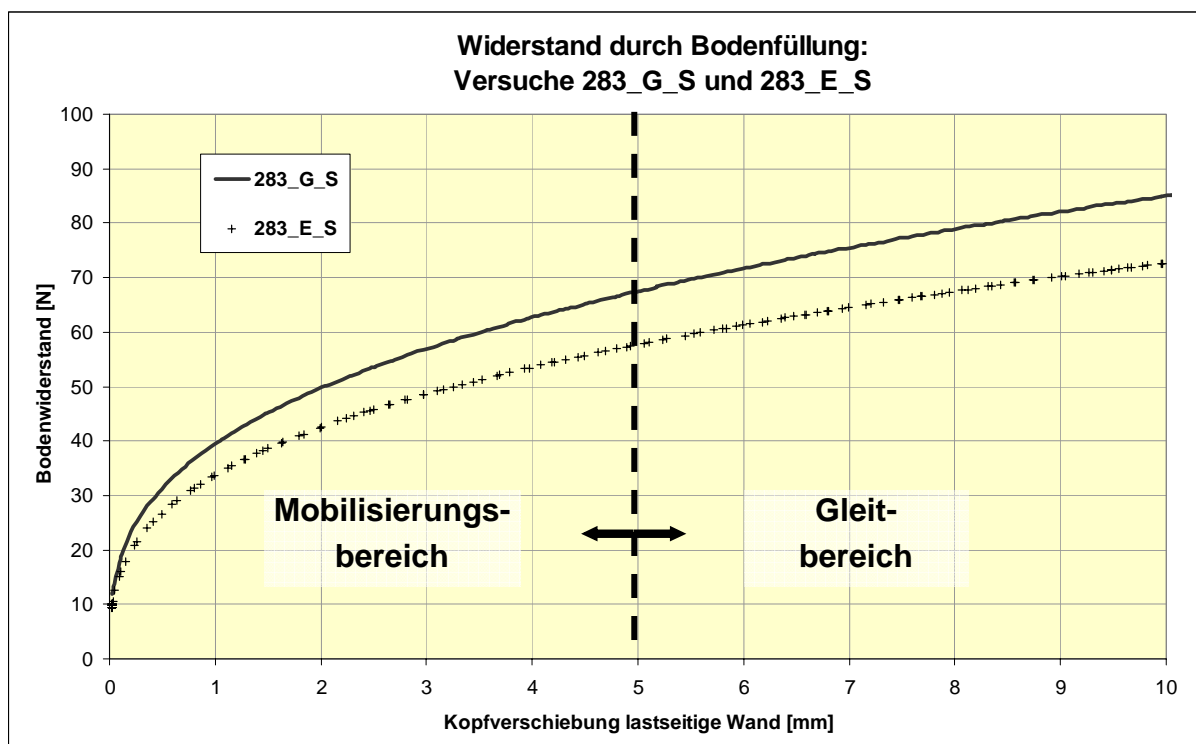


Abb. 8-1: Einteilung der Last-Verformungs-Kurven in zwei Bereiche (beispielhaft)

Eine beispielhafte Darstellung dieser Unterscheidung zeigt Abb. 8-1, in der die aus der Regressionsanalyse gewonnenen Bodenwiderstands-Verformungs-Kurven für den Wandabstand von 283 mm eingetragen sind. Angedeutet ist ebenso eine Abgrenzung zwischen den beiden Bereichen, deren genaue Lage auf der x-Achse jedoch noch nicht bekannt ist. Die hierzu erforderlichen Überlegungen werden in Abschnitt 8.2.2 beschrieben.

Den beiden genannten Bereichen können nach der hier verwendeten Modellvorstellung folgende Vorgänge in der Bodenfüllung des Verbundtragwerks zugeordnet werden.

#### 1. **Mobilisierungsbereich:**

Der Widerstand ist vor allem auf **horizontale** oder zur Bodenoberfläche geneigt verlaufende **Schubspannungen** zurückzuführen, die bei der Ausbildung von Scherfugen in der Bodenfüllung mobilisiert werden. Der Widerstand baut sich schnell auf und steigt so lange an, bis sich durchgehende horizontale Scherfugen in der Bodenfüllung ausgebildet haben. Ein weiterer Anstieg findet statt, bis die Höhenlage der untersten Gleitfläche sich nicht mehr verändert, ihre tiefste Lage also erreicht ist. Danach wird der Modellvorstellung zufolge kein zusätzlicher Widerstand in der horizontalen Scherfuge mobilisiert werden können.

#### 2. **Gleitbereich:**

Der auch bei großer Wandbewegung vorhandene Anstieg des Widerstandes resultiert aus **vertikalen Schubspannungen** in der Kontaktfläche zwischen den Modellwänden und der Bodenfüllung. Diese Wandschubspannungen sind an der Lastseite nach unten gerichtet, sie erhöhen also die Normalkraft in der horizontalen Gleitfuge und somit die Größe der mobilisierbaren horizontalen Schubspannungen.

Durch die Modellversuche und die numerischen Berechnungen konnte gezeigt werden, dass die Steigung der Kurve im Gleitbereich vor allem von der Größe der Wandrauigkeit beeinflusst wird. Der Kraftzuwachs ergibt sich proportional zur Steigerung des Erddrucks auf die Wände, die mit der Wandbewegung vor allem auf der Lastseite zunehmen. Daher steigt der Bodenwiderstand mit der Wandbewegung immer weiter an und strebt nicht – zumindest nicht für Wandbewegungen bis 20 mm - asymptotisch einem Maximalwert entgegen.

Eine exakte Abgrenzung der beiden hier beschriebenen Bereiche voneinander gestaltet sich schwierig, da der Einfluss von vertikal gerichteten Schubspannungen auch schon im Mobilisierungsbereich vorhanden ist. Dadurch wird die genaue Festlegung derjenigen Wandbewegung, bei der der Übergang vom Mobilisierungs- in den Gleitbereich anzusetzen ist, erschwert. Für die Entwicklung einer Modellvorstellung scheint es jedoch geboten, beide Komponenten in die Überlegungen mit einfließen zu lassen. Daher wird die Abschätzung der gesuchten Wandbewegung mit Hilfe der PIV-Versuche vorgenommen.

### **8.2.2 Mobilisierung der horizontalen Schubspannungen**

Zur Abgrenzung von Mobilisierungs- und Gleitbereich dienen die Scherflächen im Innern der Bodenfüllung, die mit der PIV-Methode sichtbar gemacht wurden. Mit Hilfe der Farbflächen-darstellung der Verschiebungen in der Bodenfüllung kann für jeden Verformungszustand die Höhenlage der untersten Gleitfläche erkannt werden.

Diese Betrachtung wird jeweils für drei  $b/h$ -Verhältnisse sowohl für eingespannte ( $b/h = 1.26$ ,  $0.62$  und  $0.24$ ) als auch für gelenkige Lagerung ( $b/h = 1.11$ ,  $0.55$  und  $0.22$ ) des Wandfußes vorgenommen. Die genannten Verhältnismerte entsprechen den Wandabständen von 283, 140 und 55 mm. Die Ergebnisse sind in Abb. 8-2 (gelenkige Lagerung) und Abb. 8-3 (Einspan-

nung) dargestellt. Der Minimalwert, dem sich die dargestellten Kurven nähern, gibt an, wo sich die unterste Gleitfläche befindet, deren Höhenlage sich auch bei weiterer Steigerung der Wandbewegung nicht mehr wesentlich ändert. Weiterhin kann den Abbildungen entnommen werden, bei welcher Kopfbewegung sich jeweils diese unterste Gleitfläche ausbildet.

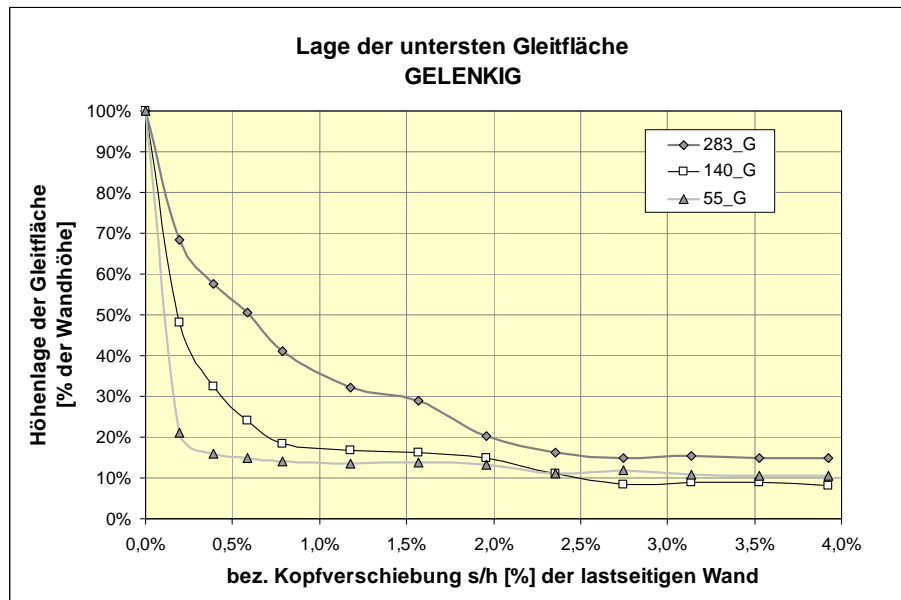


Abb. 8-2: Höhenlage der untersten Gleitfläche in Abhängigkeit der Wandbewegung (gelenkig)

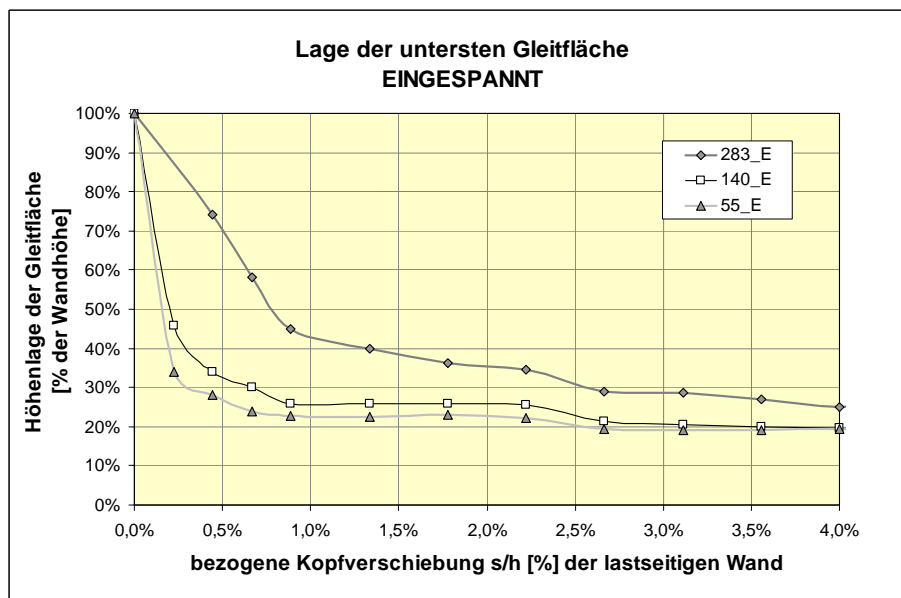


Abb. 8-3: Höhenlage der untersten Gleitfläche in Abhängigkeit der Wandbewegung (eingespannt)

Es ist zu erkennen, dass der gesuchte Mobilisierungsweg sowohl von der Art der Fußauflagerung als auch vom Wandabstand abhängig ist und dass für alle Versuche die Höhenlage der Gleitfläche einem unterem Grenzwert zustrebt. Die hierfür erforderliche Bewegung ist für den Wandabstand von 55 mm am kleinsten.

Für die eingespannten Wände liegt die unterste Gleitfuge deutlich höher als bei gelenkiger Lagerung des Wandfußes, weil im Falle einer Einspannung bei gleicher Kopfverformung we-

niger Deformationen im Fußbereich eintreten. Die für die Ausbildung dieser Gleitfuge erforderliche Kopfbewegung der Wand ist jedoch nahezu gleich.

Trägt man für die hier betrachteten Wandabstände die jeweils zur Mobilisierung des „endgültigen“ Verformungszustandes erforderliche (auf die freie Wandhöhe bezogene) Wandkopfbewegung gegenüber dem dimensionslosen Breiten-/Höhenverhältnis  $b/h$  auf, so lässt sich zwischen beiden ein Zusammenhang finden, der mit einer Exponentialfunktion gut beschrieben werden kann (Abb. 8-4).

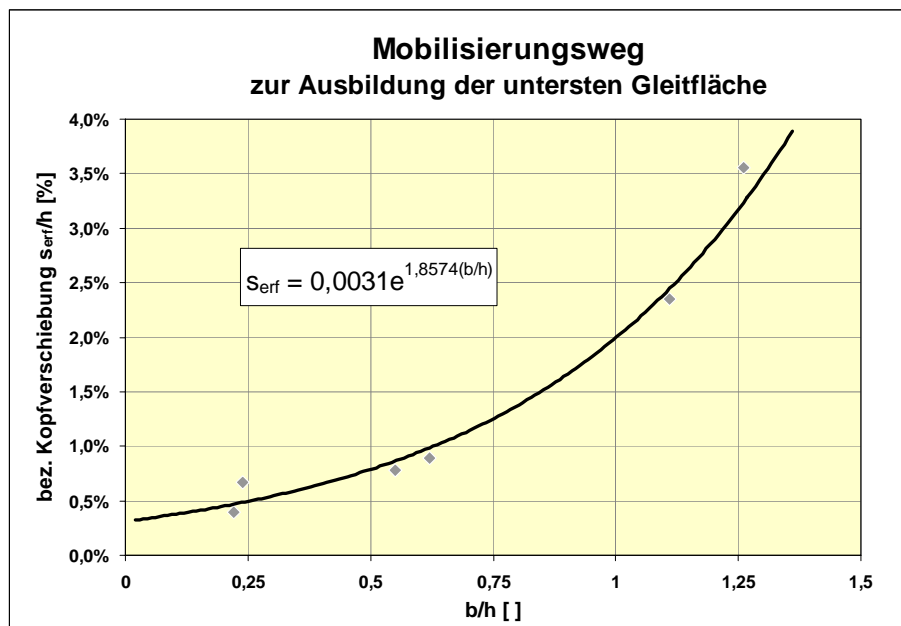


Abb. 8-4: Erforderliche Wandbewegung bis zum Auftreten der untersten Gleitfläche

Hiermit kann näherungsweise eine Abgrenzung zwischen Mobilisierungs- und Gleitbereich für alle Versuche vorgenommen werden. Die sich ergebenden Grenzen sind folgenden Abbildungen zu entnehmen, in denen die jeweils als maßgebend ermittelte Wandbewegung  $s_{erf}$  in das Diagramm der Bodenwiderstands-Verformungs-Kurven eingetragen ist (Abb. 8-5 und Abb. 8-6).

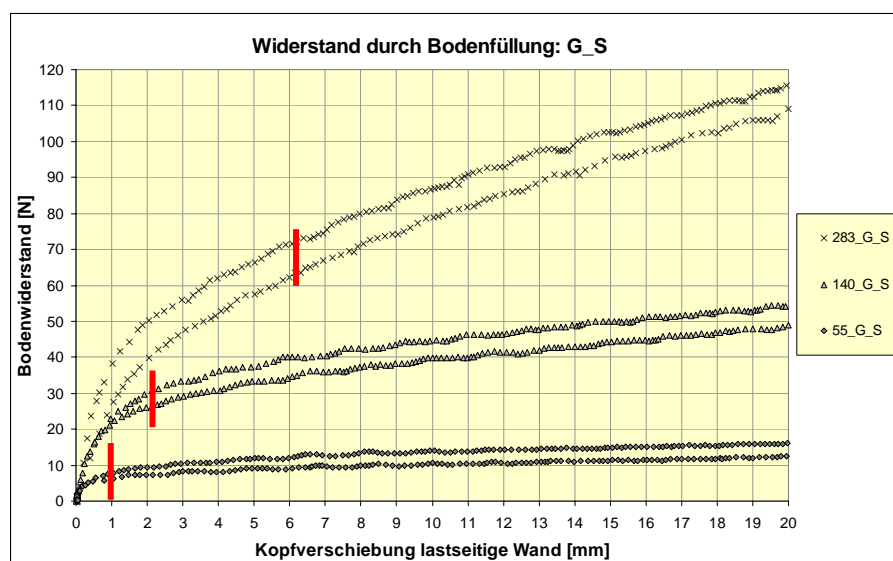


Abb. 8-5: Abgrenzung Mobilisierungs-/Gleitbereich für die Versuche mit gelenkig gelagerter Wand

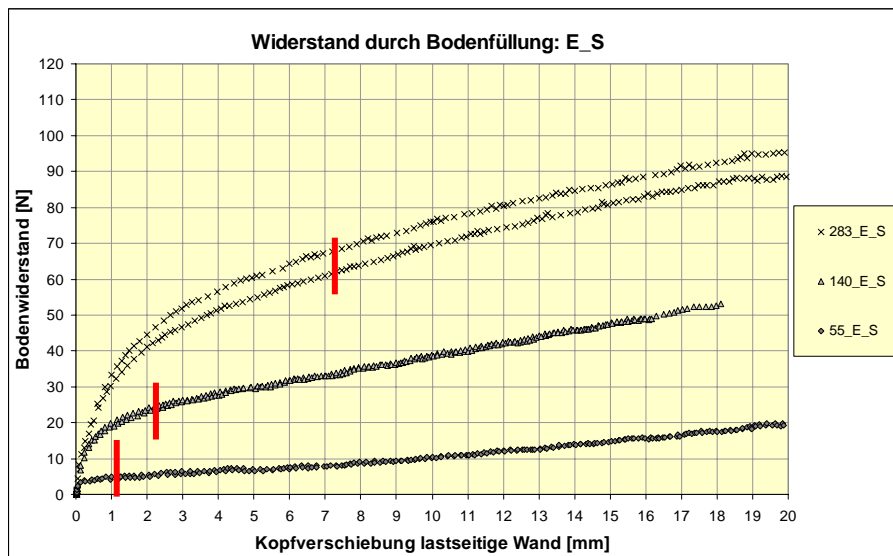


Abb. 8-6: Abgrenzung Mobilisierungs-/Gleitbereich für die Versuche mit Fuß einspannung der Wand

Insbesondere für beiden kleineren Wandabstände zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Beobachtungen aus den PIV-Versuchen und der Kurvencharakteristik. Die berechnete Grenze zwischen Mobilisierungs- und Gleitbereich liegt in etwa dort, wo die Widerstandskurve augenscheinlich eine konstante Steigung annimmt.

Für den größten Wandabstand ist dieser Übergang nicht so gut zu erkennen. Dies ist möglicherweise dadurch zu begründen, dass sich hier die Widerstände aus beiden Schubspannungsanteilen in ihrer Größenordnung nicht so stark unterscheiden wie es bei den anderen Wandabständen der Fall ist. Beim einem  $b/h$ -Verhältnis von 1,11 bzw. 1,26 sind am markierten Übergang bereits über 60% (gelenkig) bis etwa 70% (eingespannt) des Gesamtwiderstandes, der bei 20 mm Kopfverschiebung der lastseitigen Wand gemessen wird, erreicht. Für  $b/h = 0,22$  bzw. 0,24 sind davon am Übergang hingegen nur etwa 45% (gelenkig) bis etwa 25% (eingespannt) des Gesamtwiderstandes mobilisiert. Das bedeutet, dass mit steigendem Wandabstand die horizontalen Schubspannungen einen immer größeren Anteil am Gesamtwiderstand ausmachen.

### 8.2.3 Mobilisierung der vertikalen Schubspannungen

In 8.2.1 wurde erläutert, dass die Steigung der Versuchskurven im Gleitbereich vor allem von der Größe des Wandreibungsbeiwertes - also von der Rauigkeit der Wand - abhängig ist. Dies konnte durch die numerische Simulation, in der die Größe des Wandreibungsbeiwertes variiert wurde (Abb. 8-7 links), gezeigt werden. In den Modellversuchen konnte zuvor lediglich nachgewiesen werden, dass ein Einfluss der Wandrauigkeit auf den mobilisierbaren Widerstand vorhanden ist (Abb. 8-7 rechts).

Die tatsächlich vorhandene Größe der vertikalen Schubspannungen ist jedoch neben der Größe des Wandreibungsbeiwertes vom Spannungsniveau in der Bodenfüllung abhängig. Je mehr (horizontaler) Erddruck vorhanden ist, desto größere vertikale Schubspannungen können geweckt werden. Die maximal erreichbare Größe der Schubspannung ergibt sich aus den hori-

zontal auf die Wand wirkenden Erddruckspannungen, multipliziert mit dem Tangens des Wandreibungswinkels, sofern die Reibung in der Kontaktfläche voll mobilisiert ist.

Dass die Scherfestigkeit zwischen Wand und Boden schon nach kleinsten Verformungen nahezu vollständig in Anspruch genommen werden, zeigen die Darstellungen der „Relative Shear Forces“ aus der numerischen Simulation in Abschnitt 7.3.2. Daraus folgt, dass die Bewegung der Wand nur insofern einen Einfluss auf die vertikalen Spannungen hat, als der auf die Wand wirkende Erddruck sich verändert.

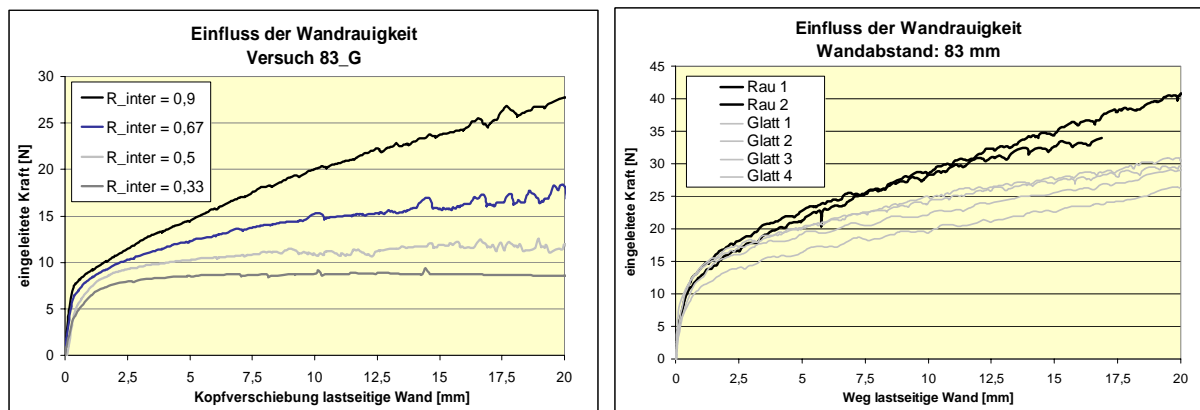


Abb. 8-7: Einfluss der Wandrauigkeit in numerischer Simulation (links) und im Modellversuch (rechts)

## 8.3 Analytisches Modell

### 8.3.1 Erläuterungen

Die Ergebnisse der PIV-Versuche zeigen, dass sich mit steigender aufgebracht Wandbewegung im Innern der Bodenfüllung durchgehende Gleitflächen, die weitestgehend horizontal verlaufen, ausbilden. Aus dieser Beobachtung wird ein analytisches Modell abgeleitet, bei dem eine Gleichgewichtsbetrachtung am Bodenkörper zwischen den parallelen Wänden vorgenommen wird.

Dabei wird der Bodenkörper gemäß Abb. 8-8 freigeschnitten, wobei seitlich die mit iFEM ermittelten Erddruckspannungen in den Kontaktflächen zwischen Wand und Boden an Last- und Luftseite angesetzt werden. Es wird der zur Erfüllung des Gleichgewichtes der Horizontalkräfte erforderliche Reibungswinkel ( $\varphi_{erf}$ ) in der horizontalen Gleitfläche an der Unterseite des Bodenkörpers bestimmt.

Die Berechnung dieses Reibungswinkels erfolgt gemäß der bekannten Beziehung zwischen der resultierenden Normalkraft  $N$  und der zugehörigen Scherkraft  $R$  in der horizontalen Gleitfläche:

$$R = N \cdot \tan(\varphi) \quad \text{bzw.} \quad \tan(\varphi) = \frac{R}{N}.$$

Die Normalkraft  $N$  berechnet sich dabei aus der Summe aller vertikal am Bodenkörper wirkenden Kräfte. Durch Variation der Höhenlage der unteren Begrenzung des betrachteten Bodenkörpers ergibt sich als Ergebnis die jeweils in Anspruch genommene Scherfestigkeit in



horizontalen Schnitten über die gesamte Wandhöhe. Dieses Vorgehen wird auf alle 4 Verformungsstufen, für die die Erddruckspannungen mit der inversen FE-Methode bestimmt wurden, angewendet (0.5 mm, 1 mm, 2 mm und 5 mm Kopfbewegung der lastseitigen Wand). Neben den horizontalen Erddruckspannungen und der horizontalen Scherkraft werden in der Kontaktfläche zwischen Wand und Boden auch die gemäß 8.2.3 zu berücksichtigenden vertikalen Schubspannungen in die Berechnung mit einbezogen, die einen Einfluss auf die Größe von  $N$  und somit auch von  $R$  haben. Ihre Größe wird aus dem horizontalen Erddruck, multipliziert mit dem Tangens des Wandreibungswinkels, ermittelt. Die Richtung der Schubspannungen ergibt sich aus der Beobachtung der relativen Verschiebung zwischen Wand und Boden bei seitlicher Belastung der Wand. An der Lastseite war in den PIV-Versuchen ein Aufgleiten eines Bodenbereiches zu beobachten, an der Luftseite ein Abrutschen. Die auf den Bodenkörper anzusetzenden Spannungen wirken daher an der Lastseite nach unten, an der Luftseite nach oben. Der Einfluss der Größe des Wandreibungswinkels wird in 8.3.2 betrachtet.

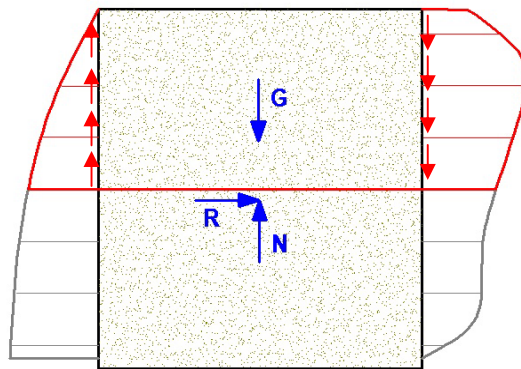


Abb. 8-8: Schnittführung und Nachweisprinzip für die Gleichgewichtsbetrachtung

Wenngleich die hier verwendete „innere“ Schnittführung die Ausbildung einer horizontalen Gleitfläche im Bodenkörper unterstellt, die nicht in jeder Höhenlage der Realität entspricht, so ist sie in jedem Fall mechanisch korrekt, da die tatsächlich vorhandenen Interaktionsspannungen zwischen Boden und begrenzenden Wänden verwendet werden.

Dies soll als Abgrenzung gegenüber dem Nachweis der inneren Standsicherheit verstanden werden, welcher momentan als „Stand der Technik“ für Fangedämme – also für parallelwandige Bauwerke mit einem  $b/h$ -Verhältnis größer etwa 0,7 – in den EAU zu finden ist. Beim von JELINEK vorgeschlagenen Nachweis der Sicherheit gegen „Gleitendes Kippen“ wird – im Gegensatz zur hier vorgestellten Betrachtung – ein äußerer Schnitt geführt, bei dem der Bodenkörper und die Wände als zusammenhängend betrachtet werden (Abb. 8-9).

Mit Hilfe der Gleitflächenresultierenden  $Q$ , die auf einer nach oben gekrümmten und durch die Fußpunkte des Bauwerks gehenden Gleitfläche wirksam ist, wird eine maximal aufnehmbare äußere Horizontalkraft berechnet. Mechanisch korrekt ist diese Betrachtung jedoch nur für den Fall, dass keine Auflagerkräfte am Fuß der Wände vorhanden sind. Bei der von JELINEK vorgenommenen Schnittführung werden diese Auflagerkräfte mit freigeschnitten und haben – sofern sie nicht Null sind – eine Auswirkung auf die Größe der aufnehmbaren Horizontalbelastung (vgl. Abschnitt 8.3.5).

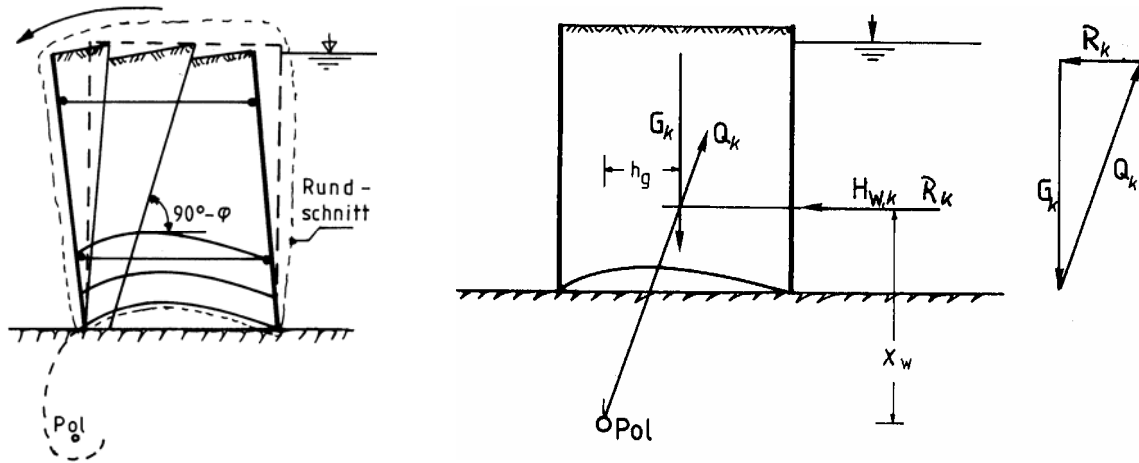


Abb. 8-9: Schnittführung beim Nachweis gegen „gleitendes Kippen“ nach JELINEK

### 8.3.2 Einfluss der Wandrauigkeit

Abb. 8-10 zeigt am Beispiel des Versuchs 283\_G\_S\_1 die Ergebnisse für den mobilisierten Reibungswinkel  $\varphi_{erf}$  als Funktion der Höhenlage in den vier Verformungszuständen mit und ohne Berücksichtigung der Wandreibung.

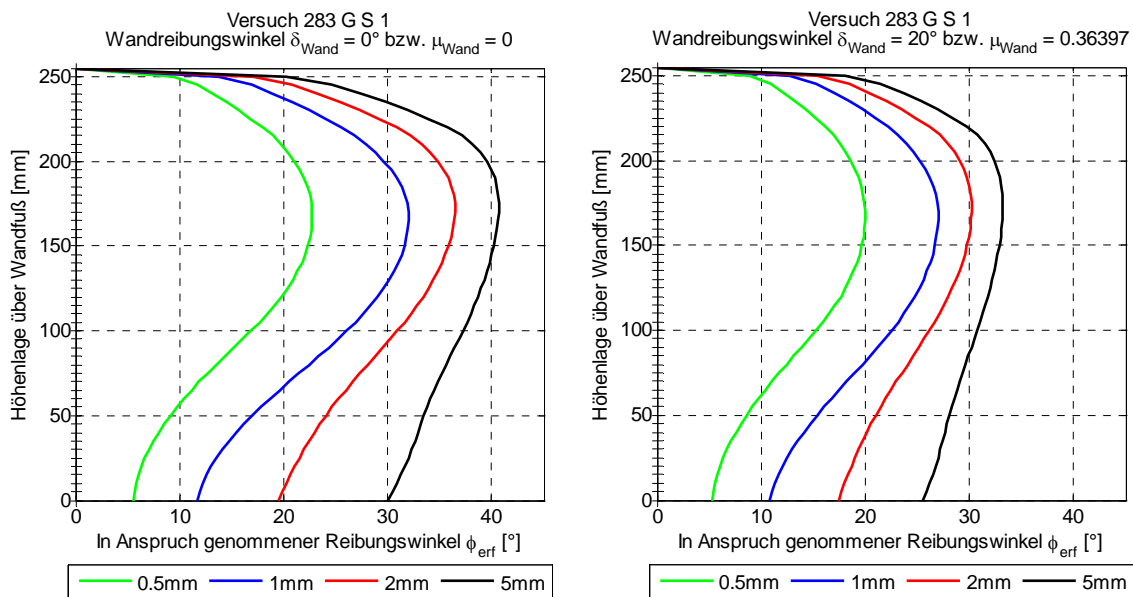


Abb. 8-10: Ergebnisse ohne und mit Berücksichtigung vertikaler Schubspannungen

Für einen Wandreibungswinkel von  $\delta_{Wand} = 0^\circ$  ist der mobilisierte Reibungswinkel  $\varphi_{erf}$  lediglich von der Größe der horizontalen Erddruckspannungen abhängig, weshalb alle Kurven im Bereich der Lastseinleitung maximale Werte annehmen und die Größe dieser maximalen Werte mit der Wandbewegung zunimmt. Die Berücksichtigung eines Wandreibungswinkels von  $\delta_{Wand} = 20^\circ$  hingegen verändert die Ergebnisse vor allem quantitativ sehr deutlich. Zum einen sinkt der Maximalwert von  $\varphi_{erf}$  (bei 5 mm Kopfverformung der lastseitigen Wand) auf einen Wert von etwa  $33^\circ$ , wohingegen ohne Berücksichtigung von vertikalen Schubspannungen Werte von über  $40^\circ$  zu Stande kommen. Zum anderen nähern sich die Kurven der verschiedenen Verformungszustände einander etwas an.

Wird der Wandreibungswinkel weiter gesteigert, z.B. auf 30 oder 45°, so nimmt der maximale Wert von  $\varphi_{erf}$  noch weiter ab. Die grundsätzliche Charakteristik der Kurvenverläufe bleibt jedoch erhalten (Abb. 8-11).

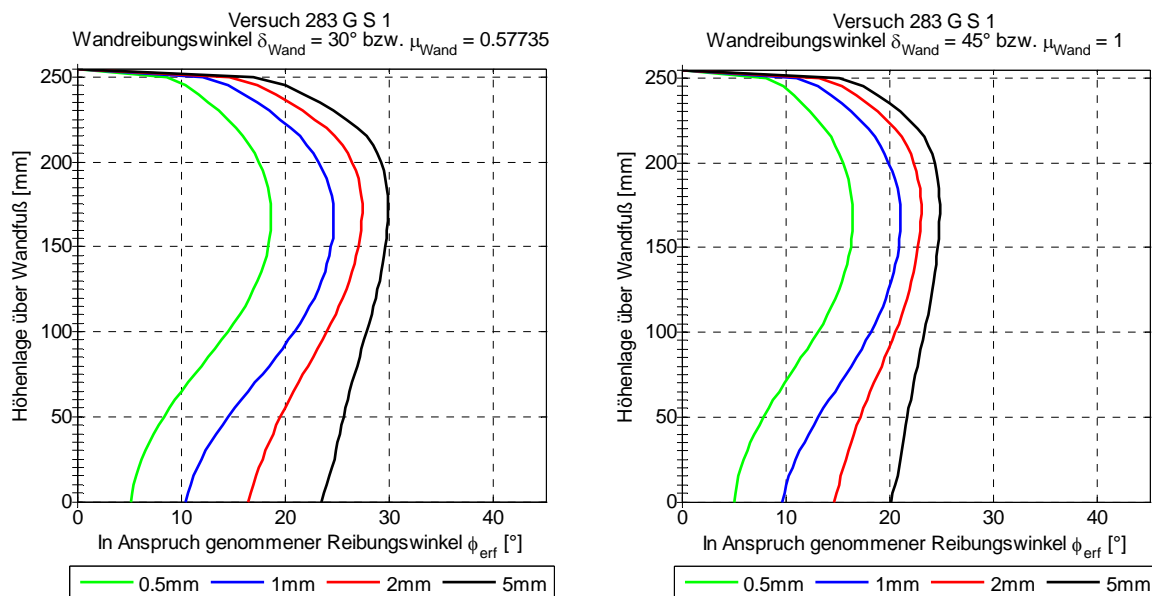


Abb. 8-11: Einfluss der Größe des Wandreibungswinkels

Für die im Folgenden dargestellten Berechnungen der in Anspruch genommenen Scherwinkel in horizontalen Schnitten werden die vertikalen Schubspannungen berücksichtigt. Die Größe des Wandreibungswinkels wird gemäß dem im Laborversuch (Abschnitt 2.4.2.2) ermittelten Wert zu  $\delta_{Wand} = 30^\circ$  gewählt, was einem Reibungsbeiwert  $\mu \approx 0,58$  entspricht.

Da im Abschnitt 7.3.2 bereits gezeigt wurde, dass die vertikalen Schubspannungen durchweg als voll mobilisiert betrachtet werden können, wird dieser Wert in der Berechnung konstant über die gesamte Wandhöhe angesetzt.

### 8.3.3 Ergebnisse

Die Untersuchungen werden für alle Versuche durchgeführt, für die mit der inversen FE-Methode ermittelte Erddruckspannungen vorliegen. Die Ergebnisdarstellungen beziehen sich in der Folge jedoch ausschließlich auf die Versuche mit Sand als Füllmedium. Beim Schneebeli-Modell lassen sich prinzipiell die gleichen Ergebnisse erkennen, jedoch sind hier die Streuungen wesentlich größer, wodurch eine Interpretation erschwert wird.

Die Ergebnisse zweier Versuche mit identischen Randbedingungen sind zwar ähnlich, jedoch nie völlig deckungsgleich. Vor allem ist dies dadurch zu begründen, dass die mit iFEM ermittelten Erddruckspannungen schon im Ausgangszustand oft unsymmetrisch sind, da beide Wände getrennt voneinander berechnet werden. Zudem können sich zwischen den beiden betrachteten Versuchen Unterschiede durch Einbau und Verdichtung des Versuchsbodens ergeben haben. Durch diese Asymmetrien treten rechnerisch auch ohne äußere Belastung des Modellbauwerks von Null verschiedene Werte von  $\varphi_{erf}$  auf. Die hier gezeigten Ergebnisse sind daher immer auch vor dem Hintergrund von möglichen Störeinflüssen zu sehen. Dennoch

kann die Reproduzierbarkeit der mit dem verwendeten Berechnungsmodell erzielten Ergebnisse als gut bezeichnet werden (Abb. 8-12).

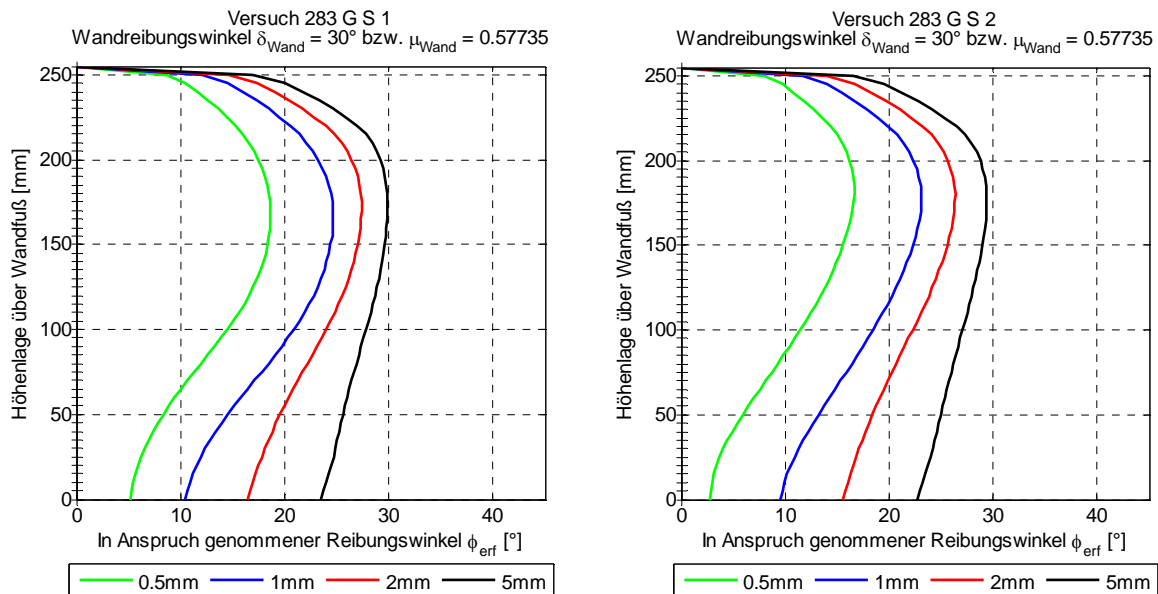


Abb. 8-12: Mobilisierte Reibungswinkel  $\phi_{erf}$  (Versuche 283\_G\_S)

Bei den Versuchen mit **gelenkiger Fußauflagerung** und dem Füllmedium Sand können für alle Wandabstände große Ähnlichkeiten der Funktionen  $\phi_{erf}(h)$  erkannt werden. Nach einem steilen Anstieg des mobilisierten Reibungswinkels am Wandkopf erreichen die Kurven ihre Maximalwerte im Bereich unterhalb der Lasteinleitung (vgl. Abb. 8-12). Danach nehmen die Werte zum Wandfuß hin wieder etwas ab. Die maximal vorhandenen Reibungswinkel liegen – je nach Wandabstand und Verformungszustand – etwa zwischen  $18^\circ$  und  $30^\circ$ .

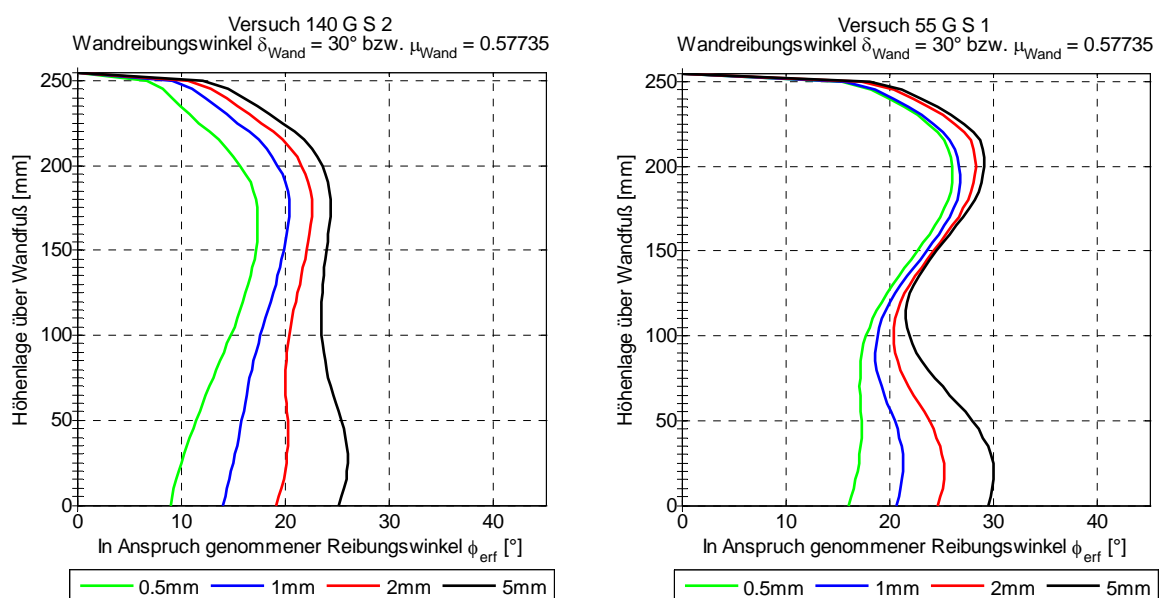


Abb. 8-13: Mobilisierte Reibungswinkel  $\phi_{erf}$  (Versuch 140\_G\_S\_2 und 55\_G\_S\_1)

Für die Wandabstände ab 140 mm und kleiner ( $b/h < 0.62$  bzw.  $0.55$ , vgl. Abb. 8-13) lässt sich zusätzlich ein zweites Maximum von  $\phi_{erf}$  im Bereich des Wandfußes erkennen, welches am deutlichsten für große Verformungen sichtbar wird. Für große Kopfverschiebungen wird

der Maximalwert von  $\varphi_{erf}$  nicht mehr im Bereich der Lasteinleitung, sondern vorwiegend oberhalb des Wandfußes erreicht.

Bei den Versuchen mit **Einspannung** der Wände sind hohe mobilisierte Reibungswinkel vor allem im Bereich der Lasteinleitung zu erkennen (Abb. 8-14). Nach Erreichen des Maximums nehmen die Werte bis zum Wandfuß wieder ab, ohne dass sich ein erneuter Anstieg ergeben würde, wie dies bei den Versuchen mit gelenkiger Lagerung der Fall ist. Die absoluten Werte liegen etwa in derselben Größenordnung wie zuvor.

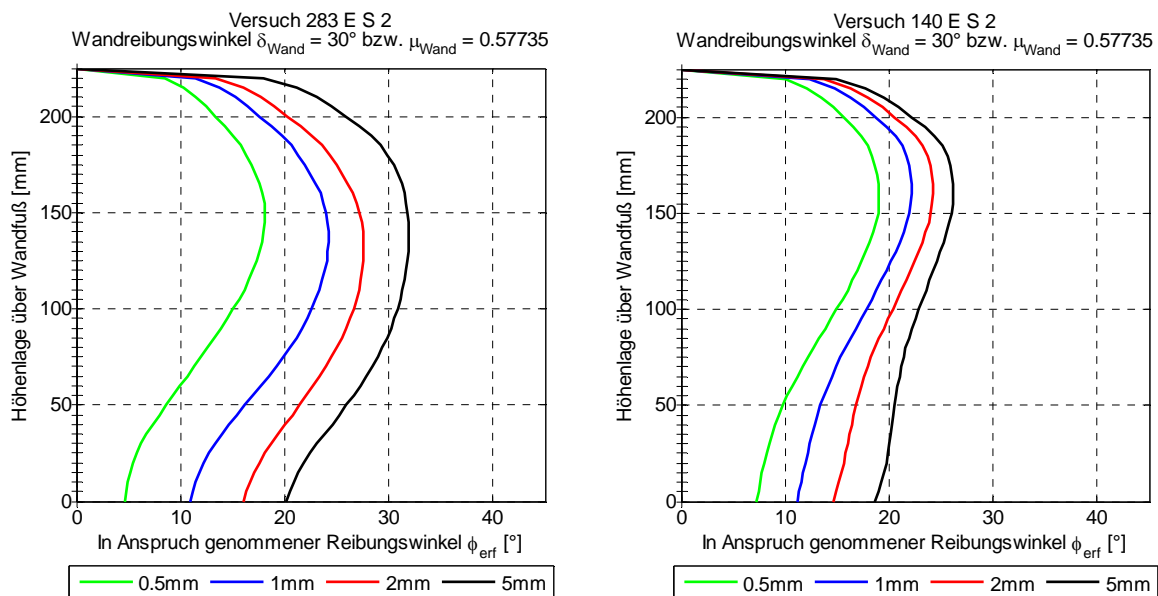


Abb. 8-14: Mobilisierte Reibungswinkel  $\varphi_{erf}$  (Versuch 283\_E\_S\_2 und 140\_E\_S\_1)

### 8.3.4 Interpretation der Ergebnisse

In den folgenden Darstellungen der Funktionen für  $\varphi_{erf}$  sind für Versuche mit  $b/h = 1,11$  bzw.  $1,26$  (Abb. 8-15),  $b/h = 0,55$  bzw.  $0,62$  (Abb. 8-16) und  $b/h = 0,22$  bzw.  $0,24$  (Abb. 8-17) die in Abschnitt 8.2.2 ermittelten Höhenlagen der untersten Gleitfläche durch eine horizontale (gestrichelte) Linie gekennzeichnet. Zusätzlich ist die zur Mobilisierung der untersten Gleitfläche erforderliche Kopfverformung der lastseitigen Wand angegeben. Die vertikale gestrichelte Linie liegt im Schnittpunkt der Höhenlinie und der Kurve für  $\varphi_{erf}$  des maßgebenden Verformungszustandes, bei dem die unterste Gleitfläche aufgetreten ist. Hiermit ergibt sich der Wert des mobilisierten Reibungswinkels auf der untersten Gleitfläche bei der für das Auftreten dieser Gleitfläche erforderlichen Kopfverformung der lastseitigen Wand.

Bei den Versuchen mit einem **Wandabstand von 283 mm** (Abb. 8-15) ist zur Mobilisierung des Maximalwertes von  $\varphi_{erf}$  am Wandfuß eine große Kopfverformung ( $\geq 5$  mm) notwendig, wohingegen die Kurven für  $\varphi_{erf}$  bei einem Wandabstand von 55 mm (Abb. 8-17) näher beieinander liegen. Das bedeutet, dass sich hier die Gleitfläche schon bei kleinerer Verformung ausbildet. Dies bestätigt die in Abschnitt 8.2.2 beschriebene Abhängigkeit der Wandbewegung, die zur Ausbildung der untersten Gleitfläche erforderlich ist, vom gegenseitigen Abstand der Wände. Ähnliches gilt für den Wandabstand von 283 mm im Falle einer **Einspannung**. Unterhalb der aus den PIV-Versuchen bekannten Höhenlage der maßgebenden Gleit-

fläche nehmen die Werte des mobilisierten Reibungswinkels deutlich ab. Es ergeben sich für diesen Wandabstand maximal mobilisierte Reibungswinkel von 25-30°.

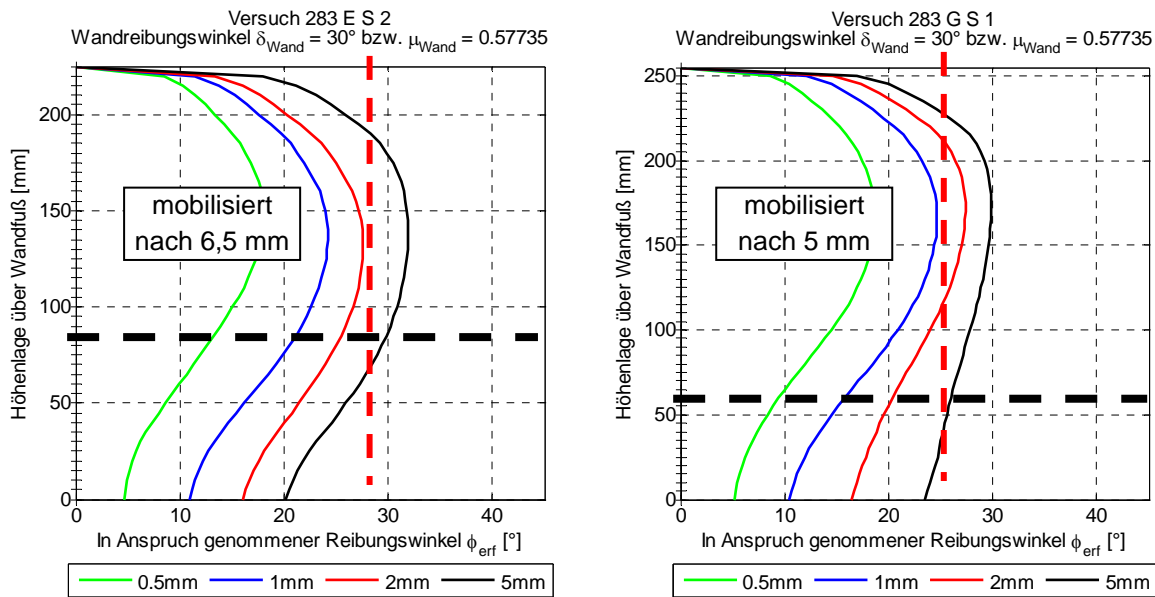


Abb. 8-15: Einzeichnen der Höhenlage der unteren Gleitfläche (Versuche 283\_E und 283\_G)

Bei den kleineren Wandabständen von 140 und 55 mm (Abb. 8-16 und Abb. 8-17) sind die mobilisierten Reibungswinkel in den als maßgebend betrachteten Schnitten kleiner als zuvor und erreichen Werte von maximal 20°. Es ist dabei zu beachten, dass bei den kleineren Wandabständen ( $b/h < 0,6$ ) die Erddruckspannungen geringer sind als bei einem großen gegenseitigen Abstand der Wände. Dadurch sind die ermittelten Erddruckspannungen bei kleinen  $b/h$ -Verhältnissen mit größeren Unsicherheiten behaftet, weshalb es zu deutlichen Abweichungen in den Verläufen des mobilisierten Reibungswinkels für Versuche mit identischen Randbedingungen führt.

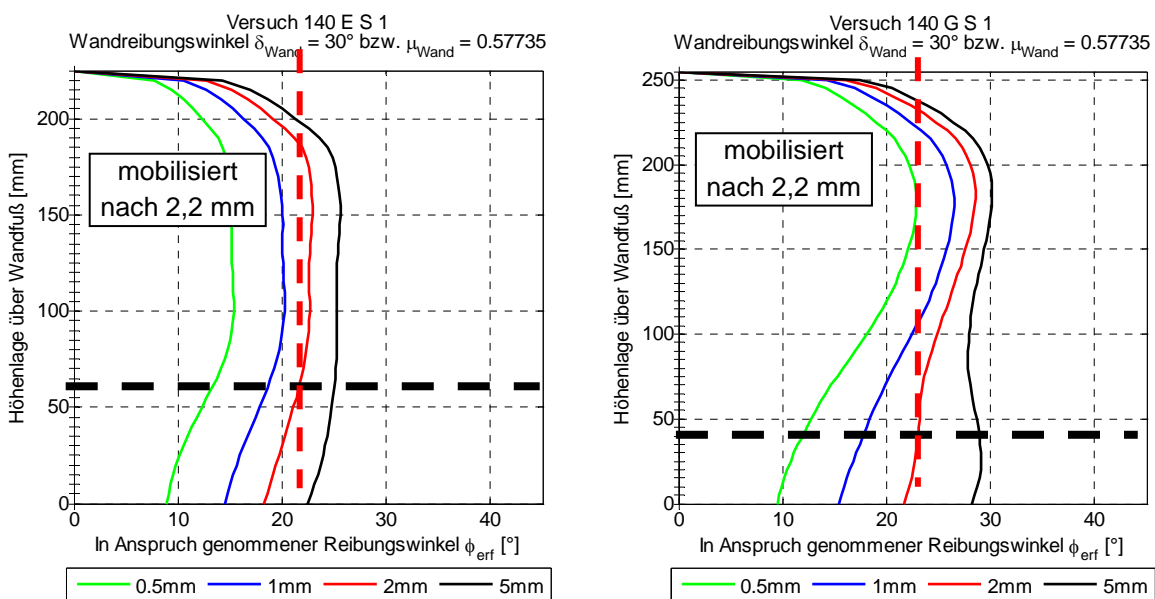


Abb. 8-16: Einzeichnen der Höhenlage der unteren Gleitfläche (Versuche 140\_E und 140\_G)

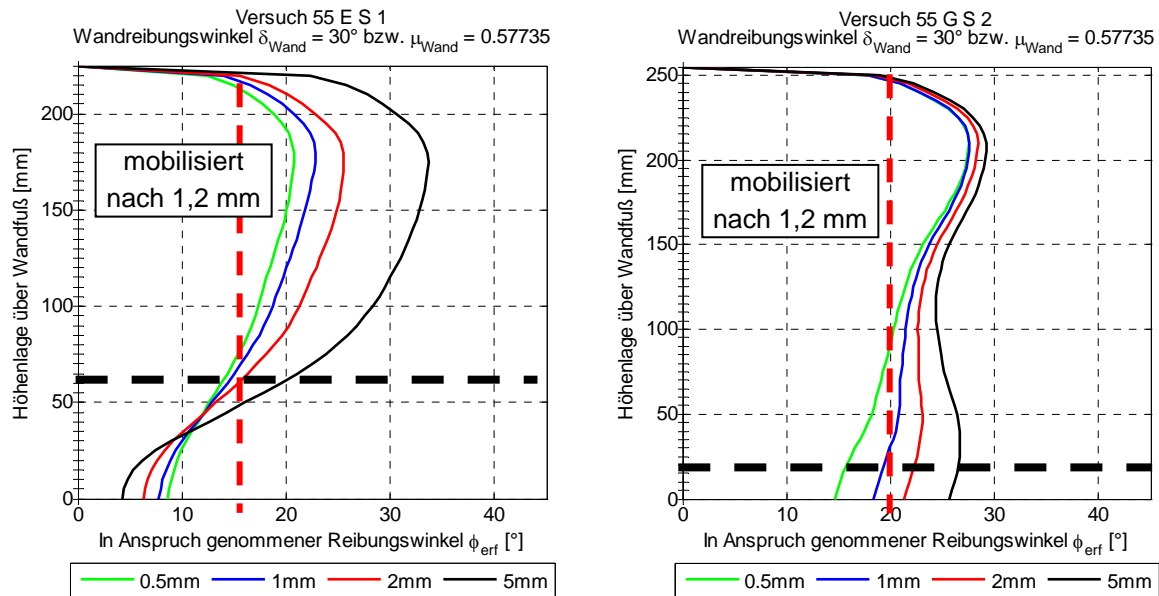


Abb. 8-17: Einzeichnen der Höhenlage der unteren Gleitfläche (Versuche 55\_E und 55\_G)

Qualitative Übereinstimmungen zwischen Versuchsbeobachtung und Modellansatz können für fast alle Versuche gefunden werden, wenn auch die Absolutwerte insbesondere bei kleineren Wandabständen nicht auf eine volle Mobilisierung der Scherkräfte im betrachteten horizontalen Schnitt hindeuten. Der Reibungswinkel des Sandes liegt in jedem Fall höher als der hier ermittelte Maximalwert.

Dies ist - neben den hin Abschnitt 5 beschriebenen Unsicherheiten bei der Ermittlung der Erddruckspannungen - darauf zurückzuführen, dass lediglich horizontale Gleitflächen im Innern der Bodenfüllung in die Modellbetrachtung einfließen. Dies stellt eine Idealisierung dar, die einen Einfluss auf die quantitativen Ergebnisse hat. Mit Hilfe einer Variation der Gleitflächenneigung soll dieser Einfluss verdeutlicht werden.

Für die Versuche des Typs 283\_G werden die in Abb. 8-18 und Abb. 8-19 für fünf verschiedene Höhenlagen (1-5) angedeuteten Schnittführungen (a-g) untersucht und der auf der betrachteten Scherfläche mobilisierte Reibungswinkel ermittelt.

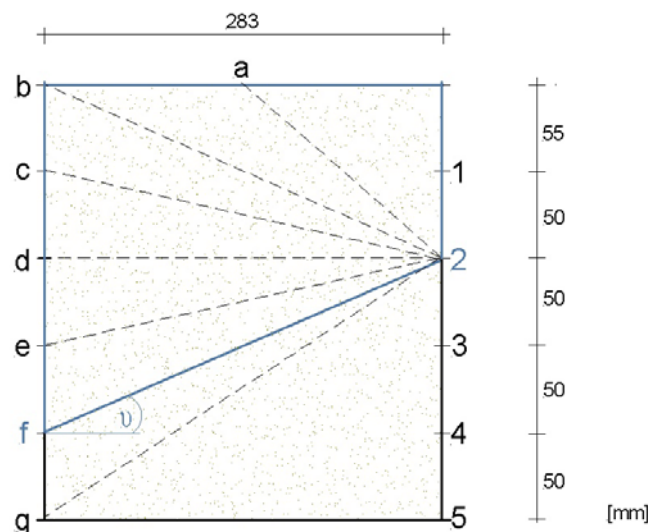


Abb. 8-18: Mögliche Fehler durch die horizontale Schnittführung

Dabei werden - gemäß Abb. 8-19 - die im jeweiligen Verformungszustand wirksamen horizontalen Erddruckkräfte ( $E_{LH}$  und  $E_{RH}$ ) auf den freigeschnittenen Bodenkörper angesetzt. Die vertikalen Komponenten ( $E_{LV}$  und  $E_{RV}$ ) ergeben sich aus der Umrechnung mit einem angenommenen Wandreibungswinkel von  $\delta_{Wand} = 30^\circ$ .

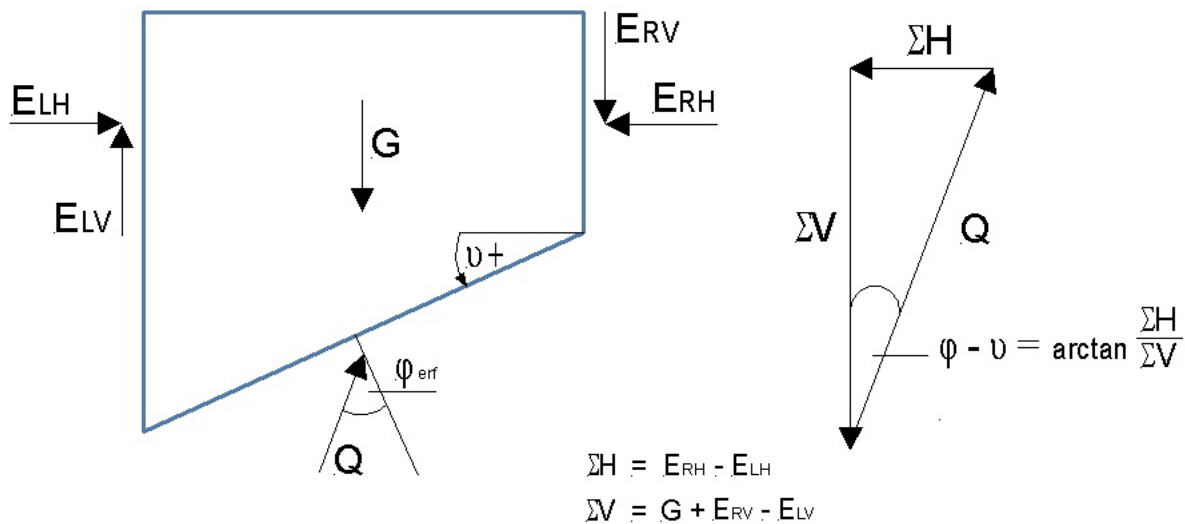


Abb. 8-19: Freikörperbild und Kräfteck für die Schnittführung 2-f

Die horizontale Gleitfläche liefert lediglich für den hoch liegenden Schnitt 1 und für den untersten Schnitt 5 die maßgebenden Werte für  $\phi_{erf}$  (Abb. 8-20).

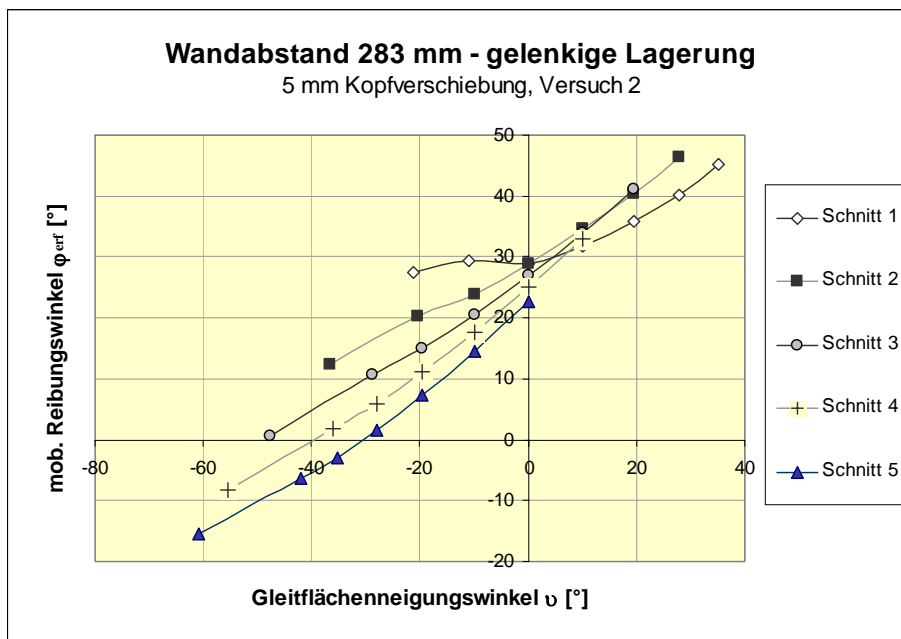


Abb. 8-20: Mobilisierte Reibungswinkel bei Variation der Gleitflächenneigung

In allen anderen Schnitten ergeben sich größere mobilisierte Reibungswinkel, wenn die Gleitfläche zum Fuß der luftseitigen Wand hin geneigt ist - hier werden Werte von bis  $45^\circ$  erreicht. Dabei führt eine leichte Variation der Gleitflächenneigung bereits zu signifikanten Unterschieden in den Werten für  $\phi_{erf}$ .



Das Beispiel legt die Vermutung nahe, dass es nicht ausreichend ist, vereinfachend von einer horizontalen Gleitfläche auszugehen, mit deren Hilfe der zur Verhinderung eines inneren Versagens erforderliche Reibungswinkel in der Bodenfüllung bestimmt wird.

Die Analyse der Ergebnisse in diesem Abschnitt zeigt, dass zur Interpretation der Ergebnisse nicht nur die absoluten Werte der mobilisierten Reibungswinkel herangezogen werden dürfen. Um den maßgebenden Zustand zu erkennen, ist zusätzlich die Kenntnis über Lage und Art der inneren Scherflächen, wie sie aus den PIV-Versuchen gewonnen werden erforderlich. Hierzu wird die jeweilige Höhenlage der maßgebenden (untersten) Scherfläche und der zugehörige äußere Verformungszustand mit in die Auswertung einbezogen.

Weiterhin zeigt sich, dass die Neigung der Gleitfläche entscheidenden Einfluss auf die absolute Größe der mobilisierten Reibungswinkel hat.

### 8.3.5 Vergleich mit den Ergebnissen der Berechnung nach JELINEK

In Abschnitt 8.3.1 wurde bereits eine Abgrenzung der hier verwendeten Modellvorstellung von derjenigen nach JELINEK, mit der die äußere Standsicherheit von Fangedämmen nachgewiesen werden kann, vorgenommen. Nach JELINEK wird ein äußerer Schnitt um das Verbundtragwerk geführt, während nach der hier vorgestellten Methode die Bodenfüllung als monolithischer Körper ganz bzw. bis zu einer bestimmten Höhenlage freigeschnitten wird, um die Interaktion zwischen Bauwerk und Boden durch Berücksichtigung der auftretenden Erd- druckspannungen und deren vertikalen Komponenten beschreiben zu können.

Für Bauwerke mit Wandabständen von 283 mm ( $b/h = 1,11$  bzw.  $1,26$ ) und 140 mm ( $b/h = 0,55$  bzw.  $0,62$ ) sowie mit gelenkiger ( $h = 255$  mm) und eingespannter ( $h = 225$  mm) Lagerung des Wandfußes wurden die maximal aufnehmbaren Horizontalkräfte für verschiedene Reibungswinkel mit dem Verfahren von JELINEK berechnet. Dabei entsprachen die Abmessungen denen der Modellversuche; die Stelle der Lasteinleitung wurde in Höhe der Oberkante der Bodenfüllung angenommen. Diese Ergebnisse werden mit zuvor berechneten Werten von  $\varphi_{\text{erf}}$  verglichen.

In der Abb. 8-21 sind neben dem Ergebnis des Berechnungsverfahrens nach JELINEK die - bei einer Kopfbewegung der lastseitigen Wand von 5 mm - als maßgebend ermittelten mobilisierten Reibungswinkel  $\varphi_{\text{erf}}$  sowie die im entsprechenden Verformungszustand im Modellversuch eingeleitete äußere Kraft für den Wandabstand von 283 mm (als Datenpunkte) eingetragen. Dargestellt sind jeweils beide Wiederholungsversuche für gelenkige und eingespannte Lagerung des Wandfußes sowie mit und ohne Berücksichtigung vertikaler Wandschubspannungen. Die Datenpunkte liegen allesamt oberhalb der Kurven, die nach dem Verfahren von JELINEK ermittelt wurden. Der Unterschied zwischen den beiden hier verglichenen Modellbetrachtungen ist größer, wenn die vertikalen Schubspannungen mit in die Berechnung einbezogen werden. Werden nur die horizontalen Erddruckspannungen betrachtet, so liegen die Ergebnisse für diesen Wandabstand bereits in der Größenordnung, die sich bei äußerer Schnittführung ergibt.

Die Vergleichsberechnung zeigt, dass die Differenzen zwischen beiden Berechnungsansätzen nicht ausschließlich auf die unterschiedliche Schnittführung zurückzuführen sind, sondern vor

allem auf die Nichtberücksichtigung vertikaler Auflagerkräfte (infolge vertikaler Schubspannungen) bei JELINEK<sup>1</sup>. Die horizontale Schnittführung allein rechtfertigt im Vergleich zur gekrümmten Gleitfläche in Form einer logarithmischen Spirale die Differenzen in den Ergebnissen nicht.

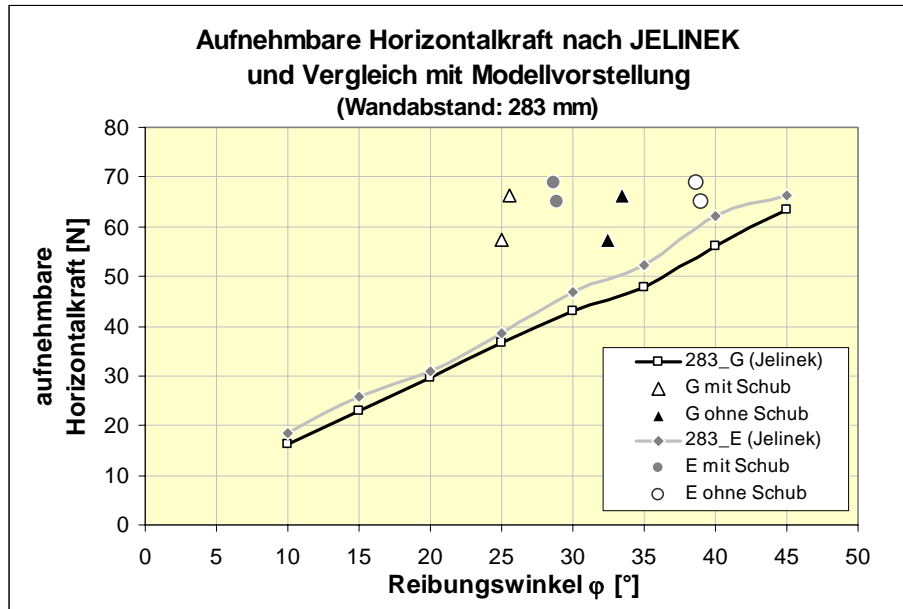


Abb. 8-21: Vergleich mit der aufnehmbaren Horizontalkraft nach JELINEK (283 mm)

Die Abb. 8-22 verdeutlicht, wie sich die Berücksichtigung einer vertikalen Auflagerkraft (hier in Form einer Zugkraft am Fuß der lastseitigen Wand) auf die Größe der aufnehmbaren Horizontallast nach JELINEK auswirkt.

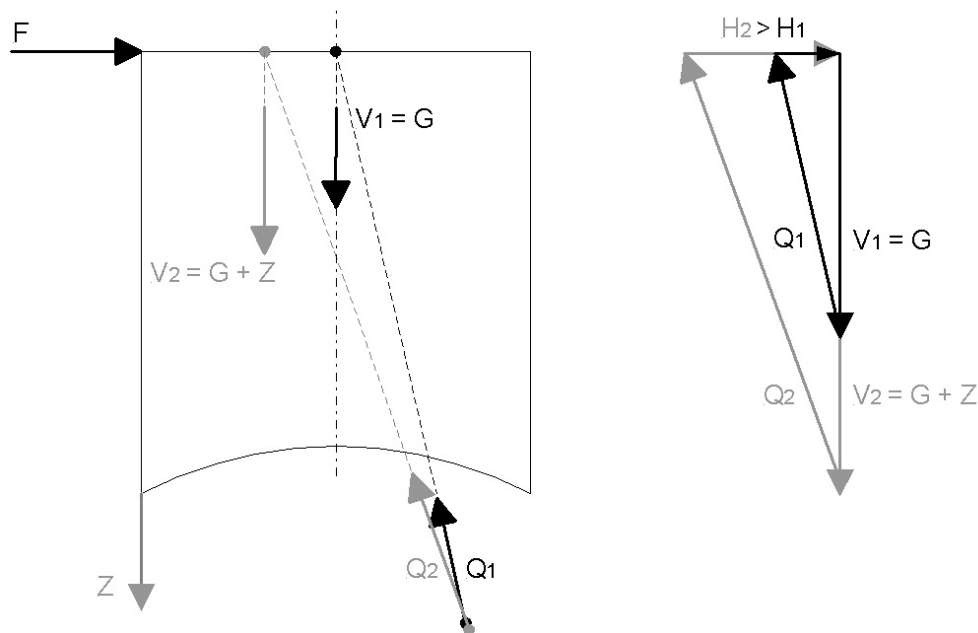


Abb. 8-22: Einfluss der vertikalen Auflagerkraft auf die aufnehmbare Horizontallast

<sup>1</sup> Aus der verfügbaren Literatur geht nicht hervor, ob JELINEK die Übertragung vertikaler Auflagerkräfte am Wandfuß in seinen Versuchen ausgeschlossen hat, oder ob er diese als vernachlässigbar ansieht.

In der herkömmlichen Betrachtung ist nur das Eigengewicht des Bodens in vertikaler Richtung wirksam. Es ergibt sich die Gleitflächenresultierende  $Q_1$ , deren Richtung durch den Pol der logarithmischen Spirale und den Schnittpunkt der Kräfte  $V_1$  und  $F$  festgelegt ist. Durch Konstruktion des Kraftecks lässt sich die Größe der aufnehmbaren Horizontalkraft  $H_1$  bestimmen.

Berücksichtigt man eine vertikale Zugkraft am Fußauflager der Lastseite, so ergibt durch den Versatz des Schnittpunktes der wirkenden Kräfte (zur Luftseite hin) eine steiler geneigte Gleitflächenresultierende  $Q_2$ . Mit der größeren Vertikalkraft  $V_2$  (Summe aus Eigengewicht und Auflagerkraft) ergibt sich eine aufnehmbare Horizontalkraft  $H_2$ , die größer ist als  $H_1$ . Es lässt sich also auch für die Schnittführung nach JELINEK zeigen, dass die Berücksichtigung vertikaler Schubspannungen den Widerstand gegen Versagen erhöht. Die Lage des Pols bleibt dabei nahezu unverändert.

Wendet man diese Überlegung auf die äußere Schnittführung nach JELINEK an und führt eine vertikale Auflagerlast an der lastseitigen Wand ein, so steigt die aufnehmbare Horizontalkraft deutlich an (Abb. 8-23).

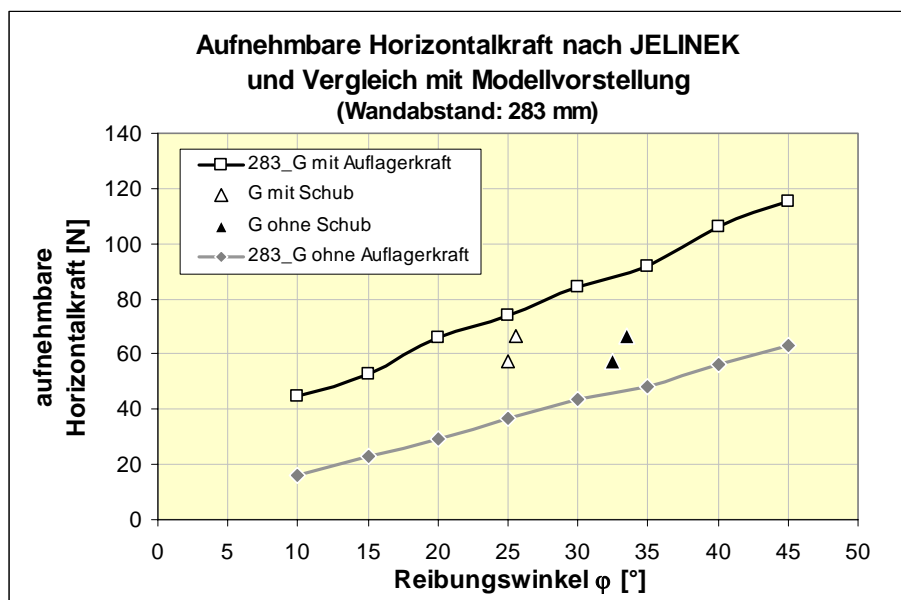


Abb. 8-23: Aufnehmbare Horizontalkraft bei Berücksichtigung einer vertikalen Auflagerkraft (283\_G)

Hierbei wird diejenige Auflagerkraft, die sich an der Lastseite nach Umrechnung der mit i-FEM ermittelten horizontalen Erddruckspannungen in vertikale Schubspannungen (mit  $\delta_{Wand} = 30^\circ$ ) ergibt, mit in die Berechnung einbezogen. Bei mechanisch korrekter Schnittführung müssten jedoch auch noch die horizontalen Auflagerkräfte sowie die vertikale Auflagerkraft an der luftseitigen Wand freigeschnitten werden. Da die horizontalen Auflagerkräfte allerdings die Höhenlage des Angriffspunktes der H-Last nach unten verschieben und somit günstig für die Berechnung wirken würden und die vertikale Auflagerkraft an der Luftseite vergleichsweise klein ist, werden diese Kräfte für die hier beschriebene Betrachtung vernachlässigt.

Gegenüber der herkömmlichen Berechnung bei äußerer Schnittführung ergeben sich Steigerungen der aufnehmbaren Horizontalkraft um mehr als 90%, für kleinere Reibungswinkel sogar noch deutlich größere.

Es zeigt sich, dass die Schnittführung nach JELINEK einen sehr konservativen Ansatz darstellt, und dass der Unterschied zur in diesem Abschnitt vorgestellten Modellbetrachtung in erster Linie auf die Berücksichtigung der Auflagerkräfte zurückzuführen ist.

Der Einfluss der vertikalen Auflagerlast wirkt sich umso mehr aus, je schlanker das Bauwerk ist. Bei einem kleinen  $b/h$ -Verhältnis resultiert der innere Widerstand mehr und mehr aus den vertikalen Schubspannungen und weniger aus denjenigen entlang horizontalen Gleitfläche.

Somit steigert die Auflagerkraft an der lastseitigen Wand für einen Wandabstand von 140 mm (Abb. 8-24) die aufnehmbare Horizontalkraft um mehr als 105% (für kleinere Reibungswinkel um mehr als 150 %).

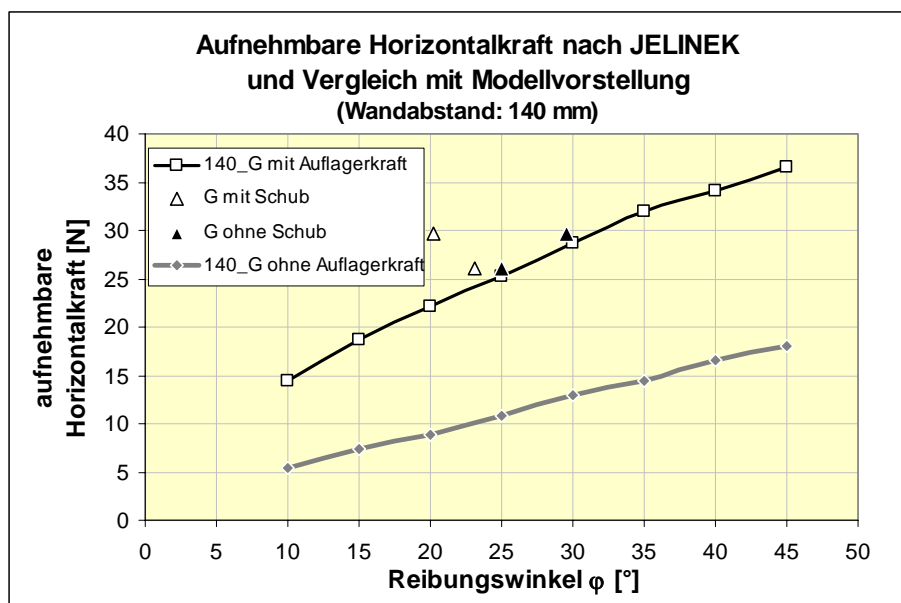


Abb. 8-24: Vergleich mit der aufnehmbaren Horizontalkraft nach JELINEK (140 mm)

Werden die vertikalen Anteile des Erddrucks berücksichtigt und für eine Berechnung des Widerstands gegen inneres Versagen herangezogen, so muss die lastseitige Wand die entstehende Kraft auch aufnehmen können. Voraussetzung dafür ist, dass diese vertikalen Schubspannungen im Auflagerbereich übertragen werden können, was im Modellversuch durch die feste Verbindung von Wand und Bodenplatte der Fall ist.

Bei einem realen Bauwerk müsste diese Kraft über Schubspannungen in den Boden vor dem Wandfuß eingeleitet werden. Die Aufnahme vertikaler Schubspannungen ist durch die Einbindung der Wand im Boden zu gewährleisten.

## 8.4 Fazit

Der Verformungswiderstand der Bodenfüllung ist sowohl auf horizontal als auch auf vertikal wirkende Schubspannungen - letztere wirken zwischen Wand und Boden - zurückzuführen. Hiermit lässt sich auch der Verlauf der Last-Verformungs-Kurven, der in zwei Bereiche unterteilt werden kann, sinnvoll erklären.

Zur Festlegung einer Geometrie, an der die Formulierung eines Grenzzustandes der Tragfähigkeit erfolgt, muss sowohl der Wandabstand und die Lagerung des Wandfußes als auch der äußere Verformungszustand des Bauwerks berücksichtigt werden.

Abgesehen von der noch nicht geklärten absoluten Größe des mobilisierten Reibungswinkels  $\varphi_{\text{eff}}$  in einigen Versuchen können mit der hier dargestellten Modellvorstellung der Gleichgewichtsbetrachtung an horizontalen Schnitten qualitative sinnvolle Ergebnisse erzielt werden. Voraussetzung dafür ist, dass die Höhenlage der untersten Gleitfläche, für die eine Gleichgewichtsbetrachtung durchgeführt wird, bekannt ist. Diese kann auf Grundlage der Modellversuchsbeobachtungen (PIV-Methode) abhängig von Wandabstand, Lagerung und Verformungszustand vorgegeben werden (vgl. 8.2.2).

Der Absolutwert des in der vorgegebenen Gleitfläche mobilisierten Reibungswinkels ist für viele Versuche mit etwa 20-25° allerdings so gering, dass noch keine direkte Übertragbarkeit für den Nachweis realer Bauwerke möglich ist, da auf der maßgebenden Scherfläche der volle Reibungswinkel des Bodens (von etwa 40-45° im Modellversuch) mobilisiert sein müsste.

Um dies zu klären, werden weitere Untersuchungen erforderlich sein, die insbesondere leichte Gleitflächenneigungen bzw. auch gekrümmte Gleitflächen mit einbeziehen - hierbei ergeben sich auf der betrachteten Scherfläche größere mobilisierte Reibungswinkel.

Es handelt sich bei dem hier vorgestellten Berechnungsansatz noch nicht um ein fertiges Bemessungsmodell, mit dem die innere Standsicherheit parallel-wandiger Verbundtragwerke nachgewiesen werden kann.

Vielmehr ist es gelungen, die für die Widerstandsmobilisierung wichtigen Parameter herauszustellen. Die Versuchsbeobachtungen, die mit Hilfe der verschiedenen eingesetzten Auswerteverfahren gemacht werden konnten, lassen sich sinnvoll miteinander in Einklang bringen, sodass es die Ermittlung der in Anspruch genommenen Scherspannungen erlaubt, eine Korrelation zwischen der Auswertung der Modellversuche und den hier erzielten Ergebnissen herzustellen. Zudem zeigt der Vergleich mit dem herkömmlichen Berechnungsansatz, dass die Berücksichtigung vertikaler Schubspannungen einen Widerstandszuwachs des Verbundtragwerks bedingt.

Daher beinhaltet der Ansatz nach Meinung des Verfassers den maßgebenden Mechanismus und berücksichtigt die wesentlichen Parameter.

## 9 Schlussbetrachtung

### 9.1 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Dissertation wurde das Tragverhalten parallel-wandiger Boden-Verbundsysteme, die aus zwei Wänden und dem dazwischen befindlichen Boden bestehen, untersucht. Beispiele für diese Art von Verbundtragwerken sind – in Abhängigkeit des gegenseitigen Abstandes der parallelen Wände – Stabwände, schmale Trennmolen in Spundwandbauweise oder Fangedämme.

Es war das Ziel der Forschungsarbeit, die mittragende Wirkung des Bodens in Abhängigkeit der maßgebenden Parameter derart zu beschreiben, dass eine sichere und wirtschaftliche Bemessung dieses Typs von Verbundtragwerken unter Berücksichtigung der Bodenfüllung erreicht wird.

Die Untersuchungen wurden mit einer kombinierten Arbeitsmethode durchgeführt, die aus bodenmechanischen 1g-Modellversuchen, aus numerischen Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente sowie aus einem analytischen Ansatz besteht.

Zur Auswertung der kleinmaßstäblichen bodenmechanischen Modellversuche wurden neben Kraft-, Verformungs- und Dehnungsmessungen zwei neuartige Verfahren (inverse FE-Methode und PIV-Methode) eingesetzt, die ihren Ursprung in anderen Gebieten des Bauingenieurwesens haben. Mit diesen Verfahren können detaillierte Informationen über die Erddruckspannungen auf die Wände sowie über die Verschiebungen im Innern der Bodenfüllung gewonnen werden.

Die inverse FE-Methode erlaubt es, aus den Dehnungsmessungen entlang der Mittelachse der Modellwände kontinuierliche Verläufe der Erddruckspannungen in verschiedenen Verformungszuständen zu ermitteln. Mit Hilfe dieser Spannungen ist eine Analyse der Überleitung der am Wandkopf angreifenden Kraft von der Lastseite durch den Boden zur Luftseite möglich.

Durch den Einsatz der PIV-Methode kann in der Bodenfüllung ein Feld von Verschiebungsvektoren sichtbar gemacht werden. Neben der Größe und Richtung der Bodenverschiebungen kann die Anzahl und Lage innerer Gleitflächen, die sich mit zunehmender Wandbewegung ausbilden, bestimmt werden.

Die Analyse des äußeren Last-Verformungsverhaltens zeigt, dass ein großer Teil des mobilisierbaren Bodenwiderstandes bereits nach kleiner Wandbewegung vorhanden ist. Der Widerstand steigt nichtlinear mit der in das Bauwerk eingeleiteten Verformung an. Der Kurvenverlauf lässt sich dabei mit einer Wurzelfunktion gut wiedergeben. In der Regressionsanalyse der Widerstandskurven ist zu erkennen, dass die Größe des Widerstandes in einem proportionalen Verhältnis zum gegenseitigen Abstand der Wände ( $b/h$ -Verhältnis) steht.

Bei weiterer Erhöhung der Wandverschiebung haben die Bodenwiderstandskurven eine nahezu konstante Steigung, die von der Bauwerksgeometrie sowie von der Wandrauigkeit abhängig ist. Die Modellversuche lassen den Schluss zu, dass auch für schlanke Bauwerke eine mittragende Wirkung des Bodens berücksichtigt werden kann.

Die Ergebnisse der einzelnen Auswerteverfahren lassen sich sinnvoll miteinander kombinieren und werden zur Entwicklung einer Modellvorstellung zusammengeführt. Es handelt sich dabei um eine Gleichgewichtsbetrachtung in horizontalen Schnitten durch den Bodenkörper, welche die wesentlichen Parameter enthält, von denen die Größe des mobilisierten Bodenwiderstands abhängig sind. Es wird gezeigt, dass der Widerstand der Bodenfüllung einerseits durch horizontale Schubspannungen in einer unteren Gleitfläche und andererseits durch die Übertragung vertikaler Schubspannungen in der Kontaktfläche zwischen Wand und Boden zu Stande kommt. Im Gegensatz zum Berechnungsansatz nach JELINEK wird in der vorliegenden Arbeit ein innerer Schnitt um den Bodenkörper geführt, bei dem die Spannungen zwischen Wänden und Bodenfüllung, die mit Hilfe der inversen FE-Methode ermittelt wurden, anzusetzen sind.

Unter Berücksichtigung der in den PIV-Versuchen beobachteten (verformungsabhängigen) Gleitkörpergeometrie und den jeweils wirksamen horizontalen und vertikalen Erddruckanteilen lassen sich mit dieser Modellvorstellung qualitative Ergebnisse erzielen. Lokale Maxima der mobilisierten Reibungswinkel auf horizontalen Scherflächen treten an den Stellen auf, wo das Vorhandensein einer inneren Gleitfläche im Boden erkannt werden konnte. Die auf der als maßgebend identifizierten Scherfläche rechnerisch mobilisierten Reibungswinkel von ca.  $20^\circ$  sind jedoch wesentlich zu klein.

Dennoch deutet ein Vergleich des hier entwickelten Berechnungsansatzes mit demjenigen nach JELINEK darauf hin, dass sich bei der äußeren Schnittführung, bei der die (vertikalen) Auflagerkräfte am Wandfuß vernachlässigt werden, ein geringerer Bodenwiderstand ergibt.

## 9.2 Empfehlungen

Vor dem Hintergrund, dass der hier entwickelte Berechnungsansatz in der derzeitigen Form noch nicht zur Bemessung parallel-wandiger Verbundtragwerke eingesetzt werden kann, sollen in diesem Abschnitt einige Empfehlungen ausgesprochen werden, die sich aus den Erkenntnissen dieser Arbeit ableiten lassen und als Ausgangspunkt für weitere Betrachtungen verstanden werden sollen.

- **Berücksichtigung des Beitrags der Bodenfüllung:**

Die mittragende Wirkung der Bodenfüllung ergibt sich aus horizontalen und vertikalen Schubspannungen. Die Modellversuche zeigen, dass auch für schlanke Bauwerksgeometrien eine mittragende Wirkung des Bodens berücksichtigt werden kann, wobei in diesem Fall vor allem Schubspannungen in vertikaler Richtung einen Beitrag leisten. Während im Modellversuch die Wände Vertikalkräfte über ein unverschiebliches Auflager in die Bodenplatte einleiten konnten, muss für reale Bauwerke beachtet werden, dass Vertikalkräfte nur in dem Umfang berücksichtigt werden dürfen, wie diese am Fuß der Wand in den Boden übertragen werden können. Die Berücksichtigung kann bei der Führung eines äußeren Schnittes durch Ansatz einer Auflagerkraft am Wandfuß Eingang in die Berechnung finden. Im Falle der hier vorgestellten inneren Schnittführung können die horizontalen Interaktionsspannungen zwischen Wand und Boden mit einem Reibungsbeiwert in Schubspannungen umgerechnet werden.

- **Abhängigkeit des inneren Verformungszustands von der Wandbewegung:**

In Abgrenzung zur bisherigen Vorgehensweise wird vorgeschlagen, für die Berechnung der inneren Standsicherheit die für ein Bauwerk zulässigen Deformationen mit in die Überlegungen einzubeziehen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die maßgebenden Vorgänge im Innern der Bodenfüllung direkt vom äußeren Verformungszustand des Bauwerks abhängig sind und nicht (wie etwa beim aktiven Gleitkeil) eine eindeutige Bruchkörpergeometrie vorhanden ist. So ist beispielsweise die Höhenlage der unteren Gleitfläche in der Bodenfüllung – neben dem gegenseitigen Abstand der Wände – von der in das Bauwerk eingepprägten Verformung abhängig. Die Formulierung von Grenzzuständen sollte daher abhängig von den Deformationen und von der Lagerung des Wandfußes erfolgen, um eine auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wirtschaftliche Bemessung erreichen zu können.

- **Verlauf der Gleitlinien in der Bodenfüllung:**

Die Beobachtungen von JELINEK (1967), dass die unterste Gleitfläche für ein Fangedammmodell durch die Fußpunkte der Wände verläuft, kann für den hier gewählten Versuchsaufbau auch bei großen Wandkopfbewegungen von etwa 8 % der Wandhöhe auf Grund der durchgeführten Untersuchungen mit der PIV-Methode nicht bestätigt werden. Vielmehr zeigte sich, dass der Verlauf und die Lage innerer Gleitlinien, aus denen eine Bruchkörpergeometrie für den Nachweis der inneren Standsicherheit abge-



leitet werden kann, in Abhängigkeit von der Lagerungsbedingung und insbesondere des äußeren Verformungszustandes des Bauwerks festzulegen sind. Die in Abschnitt 8.2.1 vorgestellte Vorgehensweise kann hierfür als Grundlage herangezogen werden.

▪ **Ansatz der Erddruckspannungen auf der Luftseite:**

Nach den EAU (2004) „*beruht die Lastabtragung in den Baugrund [beim Fangedamm] auf seiner Wirkungsweise als kompakter Bodenblock*“ [EAU (2004), E 101, S. 434]. Es ergibt sich somit in Folge der seitlichen Belastung des Verbundtragwerks ein linearer Verlauf der vertikalen Spannungen über die Bauwerksbreite. Aus der Überlegung, dass somit die größeren Vertikalspannungen auf der Luftseite auftreten, wird die Annahme eines um 25 % erhöhten aktiven Erddruckes gerechtfertigt. Dass sich das System speziell bei großen Wandabständen nicht in dieser Weise verhält, kann anhand der Erddruckspannungen aus der inversen FE-Methode und der numerischen Simulationen gezeigt werden. Da teilweise erhebliche Entlastungen der luftseitigen Wand beobachtet werden konnten, ist hier eine Differenzierung erforderlich. Die in Empfehlung E 101 enthaltene pauschale Erhöhung scheint zumindest unter den hier verwendeten Randbedingungen für breite Bauwerksgeometrien (z.B. Fangedamm) nicht zutreffend zu sein. Einen Einfluss auf die Größe der luftseitigen Erddruckspannungen haben neben den  $b/h$ -Verhältnis der Bauwerke die Lagerungsbedingungen der Wände am Fuß. Entlastungen der luftseitigen Wand konnten vor allem für breite Geometrien bei gelenkiger Lagerung des Wandfußes beobachtet werden. Zudem zeigen die Unterschiede zwischen Sand und Schneebeli-Modell, dass die Scher- und Kompressionseigenschaften des Bodens einen Einfluss auf die Überleitung bzw. Ableitung der horizontalen Belastung haben.

### 9.3 Ausblick

Die in dieser Arbeit ausgewerteten Modellversuche wurden für bestimmte Randbedingungen durchgeführt. Somit gelten die zuvor dargestellten Erkenntnisse und Empfehlungen zunächst lediglich für diese Randbedingungen und haben dementsprechend keine allgemeine Gültigkeit. Zu diesen Randbedingungen zählen vor allem die Unverschieblichkeit der Wände am Fuß, das feste Verhältnis von Wand- zu Bodensteifigkeit sowie Höhenlage der Einleitung der seitlichen Belastung in der Nähe des Wandkopfes.

Zur Verifikation der hier gewonnenen Ergebnisse - insbesondere der mit der PIV-Methode ermittelten Gleitflächen, die für die Entwicklung einer Modellvorstellung große Bedeutung haben - sind weitere Modellversuche im bestehenden Versuchsstand mit veränderten Randbedingungen erforderlich, damit die Aussagen allgemeingültiger formuliert werden können. Vorrangig sollte hier die Höhe des Lastangriffspunktes variiert werden. Künftige Versuche sollten zudem den Einfluss der Relaxation berücksichtigen - also mit sehr langsamer Versuchsgeschwindigkeit durchgeführt werden - da nicht ausgeschlossen werden kann, dass der

in Abschnitt 4.9 ermittelte Einfluss auf den Verformungswiderstand möglicherweise auch von dem Verhältnis  $b/h$  abhängig ist.

Zusätzlich sollten diese Versuche durch weitere FE-Simulationen abgesichert werden, in denen beispielsweise der Einfluss der Wandsteifigkeit bzw. der Art der Lagerung untersucht wird. Es ist nicht auszuschließen, dass sich von den hier geschilderten Beobachtungen abweichende Gleitflächenverläufe ergeben, wenn die Wände am Fuß eine Verschiebungsmöglichkeit haben bzw. der Wandfuß nicht punktuell aufgelagert ist, sondern in den Boden einbindet.

Ergänzend können auch die Versuche mit dem Schneebeli-Modell als Füllung numerisch simuliert werden. Mit dem Particle-Flow-Code (PFC 2D) lassen sich die Eigenschaften (z.B. Steifigkeiten und Korngrößen) der Aluminiumwalzen maßstabsgetreu abbilden. Somit können die Unterschiede zwischen den beiden Füllmedien, die sich in den Untersuchungen gezeigt haben, näher untersucht werden und daraus Schlüsse hinsichtlich des Einflusses der Bodeneigenschaften auf das Tragverhalten gezogen werden.

Mit den Ergebnissen dieser zusätzlichen Untersuchungen sollte der hier vorgestellte Berechnungsansatz, der nach Meinung des Verfassers bereits die wichtigsten Einflüsse berücksichtigt, weiterentwickelt werden, sodass auch die Größenordnungen der mobilisierten Reibungswinkel realistische Werte annehmen. Dazu ist mutmaßlich neben der Art der Berücksichtigung vertikaler Schubspannungen auch die Form der Gleitfläche zu optimieren.

Gelingt dies, sollte die durchgängige Beschreibung des Tragverhaltens unter Berücksichtigung des Beitrags der Bodenfüllung (durch horizontale und vertikale Schubspannungen bzw. Kräfte) möglich sein. Da insbesondere die horizontal mobilisierbaren Schubspannungen von der Bauwerksbreite abhängig sind, berücksichtigt ein Berechnungsansatz wie der hier vorgestellte automatisch, dass bei schlanken Bauwerksgeometrien der Bodenwiderstand vor allem aus vertikalen Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Wand und Boden resultiert.

## Literaturverzeichnis

- ADRIAN, R.J. (1991): *Particle Imaging Techniques for Experimental Fluid Mechanics*. Annual Review of Fluid Mechanics 23, S. 261-304
- ARENS, E. (1969): *Ebene Grundbruchversuche mit lotrecht und schräg belasteten Streifengründungen*. Dissertation an der RWTH Aachen, Lehrstuhl für „Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik“, Prof. Dr.-Ing. habil. E. Schultze
- ATKINSON, J.H. (1993): *An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations through Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill Internat. Series in Civil Eng., London
- AYDOGMUS, T. (1999): *Tragfähigkeit von Einzelfundamenten im Modellversuch und nach neuen Berechnungsmethoden (DEM)*. Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet „Bodenmechanik und Felsmechanik“ an der Bergischen Universität Wuppertal, unveröffentlicht
- BARTL, U. (2004): *Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden*. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 12
- BARTL, U. / FRANKE, D. (1997): *Ergebnisse von Modellversuchen zur Untersuchung der Abhängigkeit des stützenden Erddrucks von Wandbewegungen - am Beispiel von Zertrifugenversuchen mit Kopfpunktdrehung*, Beitrag zum Ohde-Kolloquium 1997, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Technische Universität Dresden, Heft 4
- BECK, J.V. ET AL. (1985): *Inverse heat conduction, Ill posed problems*. Wiley-Interscience
- BLUM, H. (1944): *Beitrag zur Berechnung von Spundwandfangedämmen*. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- BRANDL, H. (1971a): *Spannungsverhältnisse in Stabwänden aus schlanken Pfählen*. Tiefbau, Heft 3, S. 214-217
- BRANDL, H. (1971b): *Tragfähigkeit mehrreihiger aufgelöster Pfahlwände*. Straße Brücke Tunnel 23, Heft 11, Seite 283-289
- BRANDL, H. (1972): *Die Bemessung vertikal und horizontal belasteter Stabwände aus Pfählen*. Der Bauingenieur 47, Heft 3, S. 89-96. Springer Verlag

- BRANDL, H. (2001): *Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen*. Kap. 3.7 des Grundbautaschenbuches, Teil 3: Gründungen, 6. Auflage
- DÄTIG, M.; SCHLURMANN, T. (2003): *Visualization of Deep-Water Breaking Waves using a High-Speed-Camera*. Proc. 6th Intern. Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC)
- DIN 4085 (2005): *Baugrund: Berechnung des Erddrucks*, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, Berlin (07/2005)
- EAU (2004): *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“*. 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2004
- FOUCHER, F. ET AL. (2000): *Experimental Study of Flame-Wall Interaction by Particle Imaging Velocimetry Technique*. Proceedings to the 10th International Symposium on Applications of Laser Techniques to Fluid Mechanics, Lissabon (Portugal)
- FROMM, H. (2002): *Experimentelle Überprüfung von Oberflächensetzungen infolge Ringspaltes und seiner Verpressung*. Diplomarbeit an der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Österreich, Institut für Geotechnik und Tunnelbau, Prof. Kolymbas
- HAN, G. ET AL. (2002): *Infrared Diagnostics for Measuring Fluid and Solid Motion inside Membranes*. Division of Engineering, Box D Brown University, Providence, Proceedings of the IEEE Workshop on Solid State Sensors and Actuators, Hilton Head, USA
- HAUSER, C. (2004): *Tutorial: Bildbasierte Verformungsmessung mit der PIV-Methode (Particle Image Velocimetry) bei bodenmechanischen Modellversuchen*, Internetveröffentlichung, online
- HAUSER, C.; WALZ, B. (2004): *Bildbasierte Verformungsmessung mit der PIV-Methode*. Geotechnik, Heft 4, S. 339-342, Verlag GlückAuf, Essen
- HOESCH (2000): *Spundwand-Handbuch: Berechnung*. HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH, Dortmund
- HBM (2003): *Präsentation „Anwendung der Wheatstone’schen Brückenschaltung“*. Hottinger Baldwin Messtechnik – HBM-Seminar „DMS-Grundlagen“, Köln-Hürth
- JELINEK, R. (1966): *Über die Standsicherheit von Fangedämmen*. Vorträge der Baugrundtagung in Frankfurt/M., S. 43-57. Verlag Ernst & Sohn

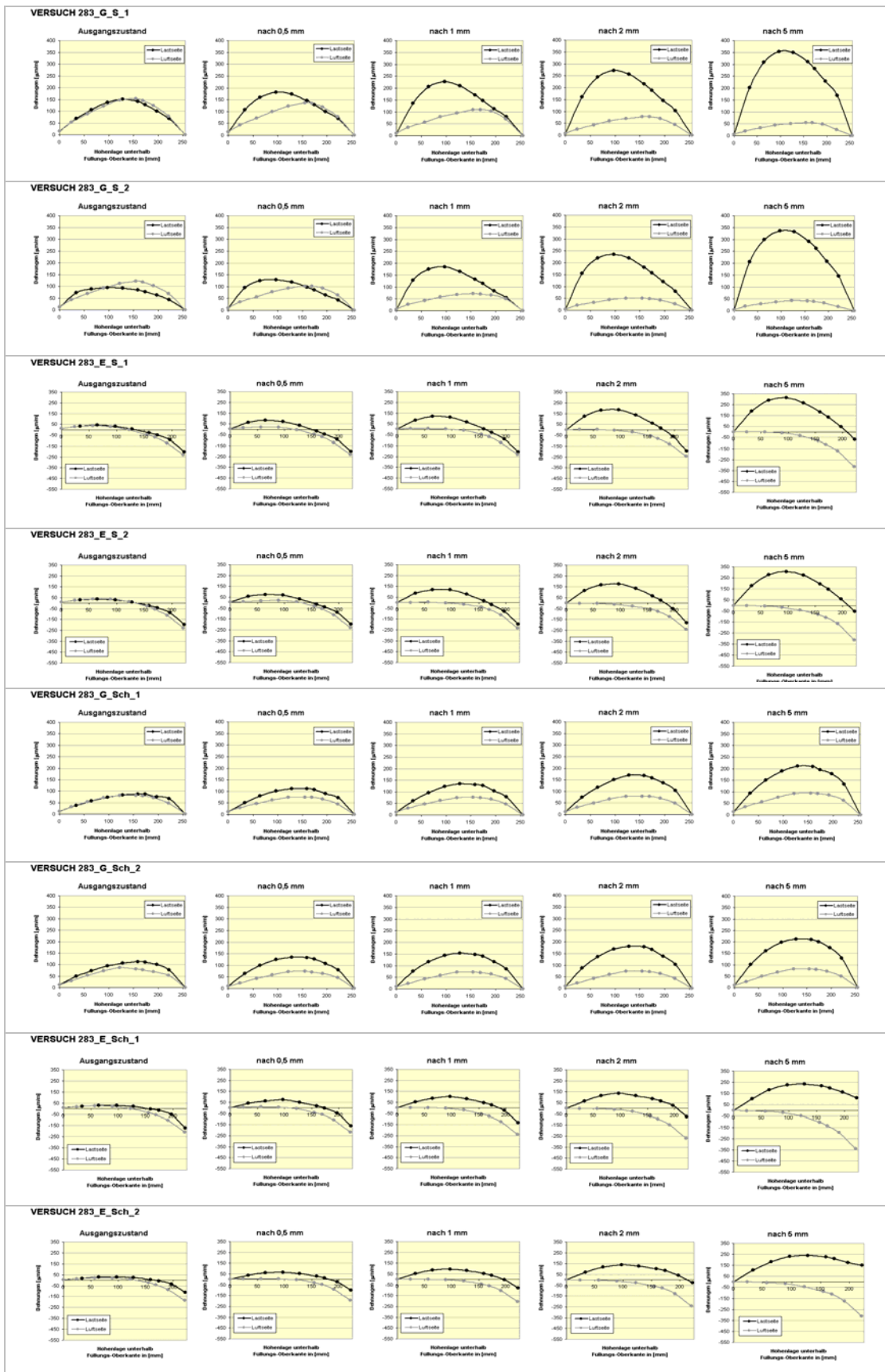
- JELINEK, R. (1970): *Verankerungen von Baugrubenumschließungen*. Vorträge zur Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf, S. 271-323
- JELINEK, R.; OSTERMEYER, H. (1967): *Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden*. Bautechnik 5, S. 167-171 und Bautechnik 6/1967, S. 203-207. Verlag Ernst & Sohn
- JENSEN, A. ET AL. (2000): *Measurements of Velocities and Accelerations in Steep Irregular Water Waves*. Proceedings to the 10th International Symposium on Applications of Laser Techniques to Fluid Mechanics, Lissabon (Portugal)
- KAUER, H.; PRÜCKNER, R. (1975): *Unterfahrung des Direktionsgebäudes der Deutschen Bundesbahn in Hamburg Altona*. Der Bauingenieur 50, S. 163-167
- KREMER, A. (1998): *Das Tragverhalten von eingespannten, biegsamen Stützwänden im bodenmechanischen 1g-Modellversuch*. Mitteilungen des Lehr- und Forschungsgebietes „Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik“, Heft 18, Bergische Universität Wuppertal
- MAINCON, P. (2004): *Inverse FEM – I: Load and response estimates from measurements*. Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Cape Town, South Africa
- MATTHIEß, A. (2004): *Bodenmechanische Modellversuche zur Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen*. Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet „Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik“, Bergische Universität Wuppertal, unveröffentlicht
- MIKROEPSILON (2003), *Produktprospekt „Berührungslose Laser-optische Wegmessung – PSD System optoNCDT 1605“*. Online
- MORI, N; CHANG, H.-A. (2003): *Introduction to MPIV*. User reference manual, online
- PLAXIS (2003): *User Reference Manual*. PLAXIS 2D Version 8, Plaxis b.v., Delft, Niederlande
- PULSFORT, M. (1986): *Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge*. Mitteilungen des Lehr- und Forschungsgebietes „Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik“, Heft 4, Bergische Universität Wuppertal
- RABENSCHLAG, N. (2003): *Bodenmechanische Modellversuche zur Schubverdübelung von zwei Wänden mittels Boden*. Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet „Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik“, Bergische Universität Wuppertal, unveröffentlicht

- RACKWITZ, F. (2003): *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen in Sand auf der Grundlage von Probelastungen*. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 32
- RÖDER, K.; RICHTER, T. (1984): *Anwendung von Stabwänden aus Kleinbohrpfählen*. Bauplanung – Bautechnik, 38. Jg., Heft 1
- SCHANZ, T. (1998): *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. Habilitationsschrift, Mitteilung des Instituts für Geotechnik Stuttgart, Heft 45
- SCHNELL, W. (1979): *Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen*. Mitteilung des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 3
- SCHÜRMAN, A. (1997): *Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände*. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Heft 30, Ruhr-Universität Bochum
- SKALNIK, B. (2004): *Bodenmechanische Modellversuche zur Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen*. Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet „Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik“, Bergische Universität Wuppertal, unveröffentlicht
- SVEEN, J.K. (2004): *An Introduction To MatPIV 1.6*. Internetveröffentlichung, online unter: <http://www.math.uio.no/~jks/matpiv/>
- SVEEN, J.K.; COWEN, E.A. (2004): *Quantitative Imaging Techniques and their Application to wavy Flows*. PIV and Water Waves; editors: J. Grue, P. L. F. Liu and G. Pedersen; World Scientific
- TIKHONOV, A.N.; ARSEININ, V.Y. (1977): *Solutions of ill-posed problems*. V.H. Winston & Sons
- TSCHEBOTARIOFF, G.P (1952): *Einfluss der „Gewölbewirkung“ auf die Erddruckverteilung*. Dissertation an der RWTH Aachen
- VICENTI, I. ET AL. (2003): *PIV study for the analysis of planar jets in cross-flow at low Reynolds number*. XI Convegno Nazionale A.I.VE.LA. - Associazione Italiana di Velocimetria Laser e Diagnostica non invasiva, Ancona, Italien
- WALZ, B. ET AL. (1997): *Modelleffekte bei bodenmechanischen 1g-Modellversuchen mit biegsamen Stützwänden*. Bericht zum Forschungsauftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), Kennzeichen Wa 511 / 8-1

- WALZ, B. (2001): *Messen in der Geotechnik*. Skript zur Vorlesung, Lehr- und Forschungsgebiet „Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik“, Bergische Universität Wuppertal
- WALZ, B. (2003): *Verbundtragwerke im Grundbau*. Skript zur Vorlesung, Lehr- und Forschungsgebiet „Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik“, Bergische Universität Wuppertal
- WHITE, D.J. ET AL. (1999): *Measuring soil deformation in geotechnical models using digital images*. 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tuscon, Arizona, S. 997-1002, Balkema, Rotterdam
- WHITE, D.J; TAKE, W.A. (2002): *GeoPIV – Particle Image Velocimetry (PIV) Software for Use in Geotechnical Testing*. Technical Report CUED/D-SOILS/TR322, Cambridge University Engineering Department, UK
- WIESIOLEK, B.; NEUMANN, W. (1988): *Verbundwirkung zwischen Ortbeton-Verpresspfählen und dem Boden bei mehrreihigen, aufgelösten Pfahlwänden*. Bautechnik 65, Heft 1, S. 16-22. Verlag Ernst & Sohn

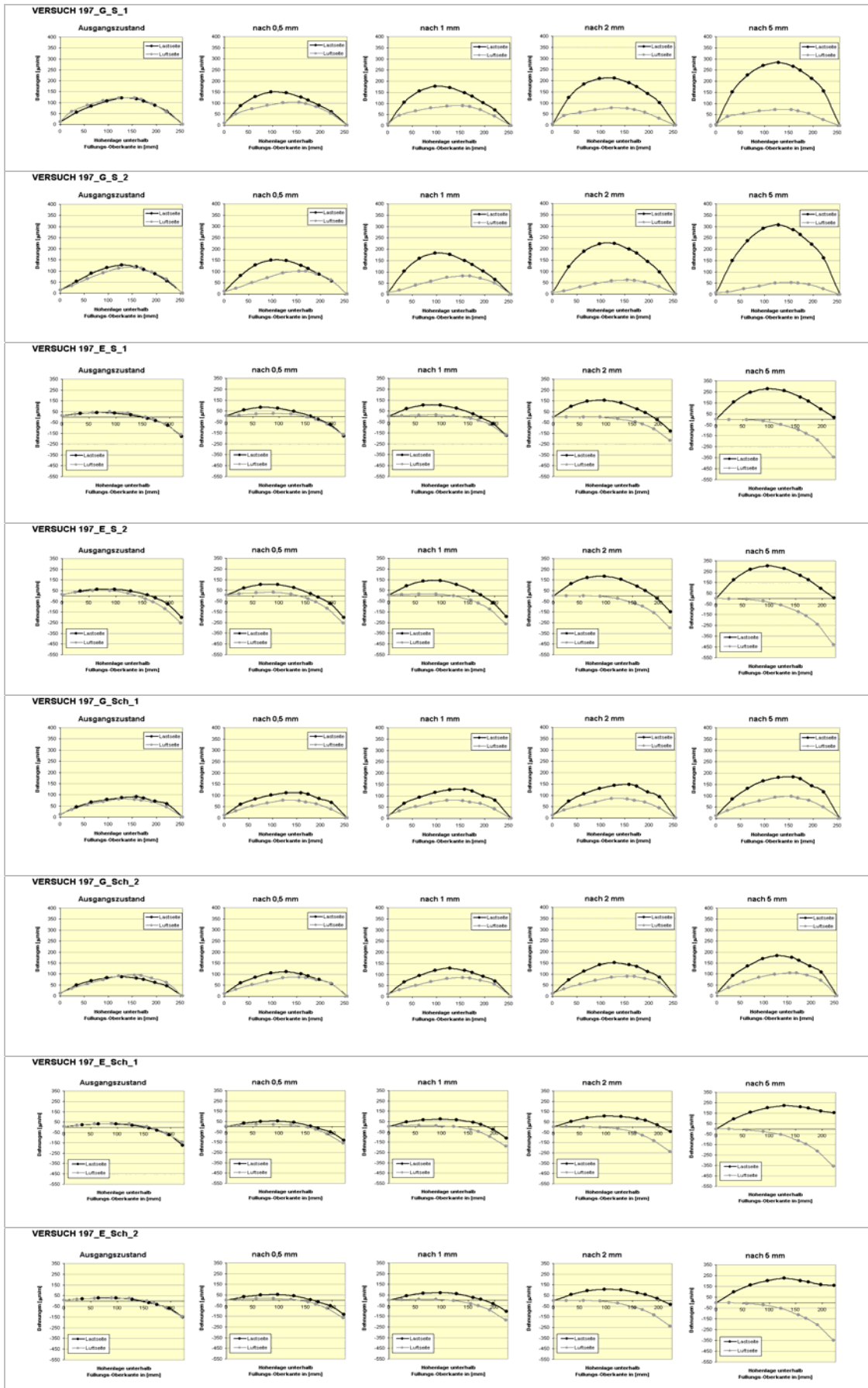
# Anhang A: Ergebnisse der Dehnungsmessungen

## Wandabstand 283 mm

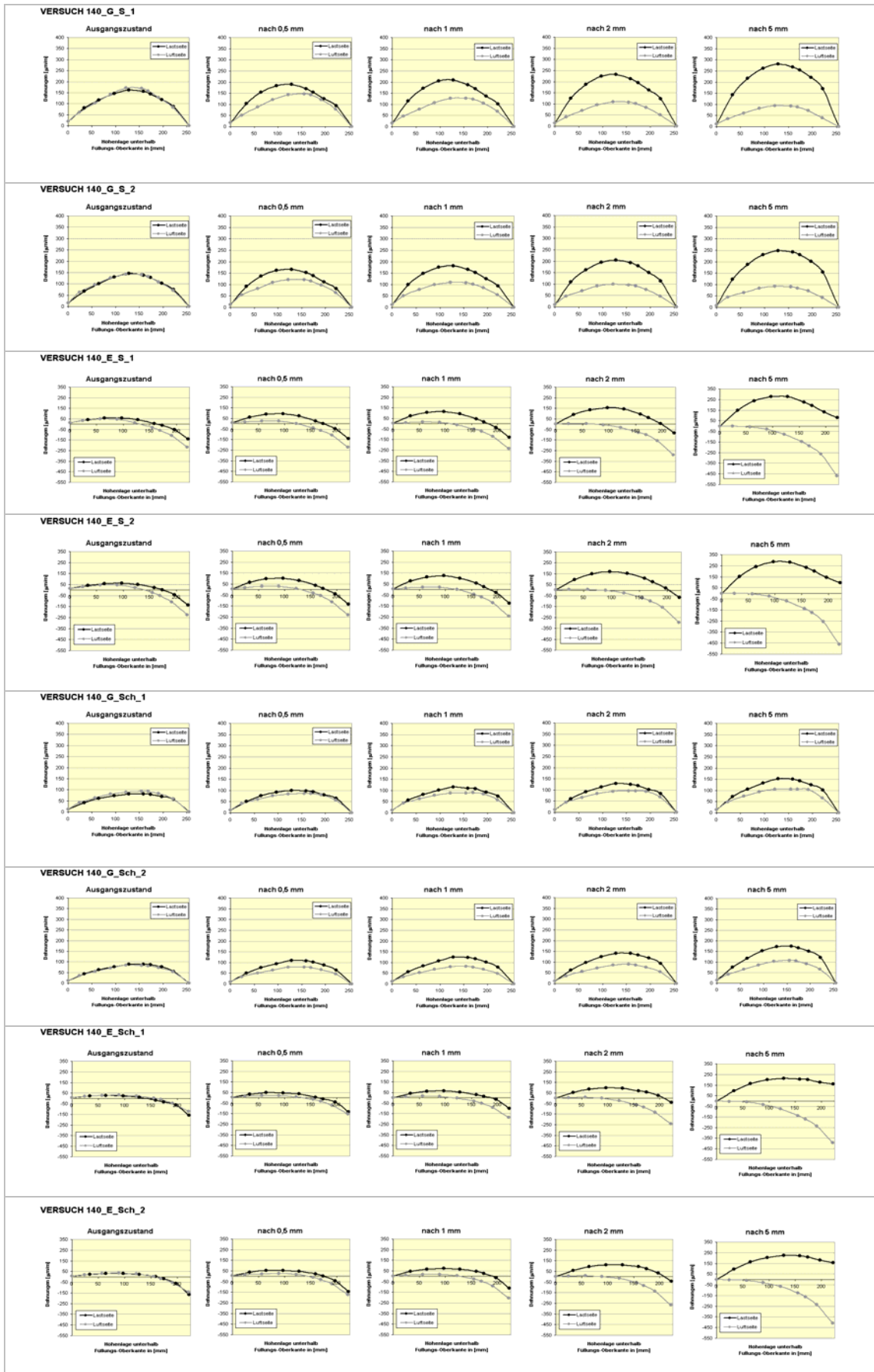




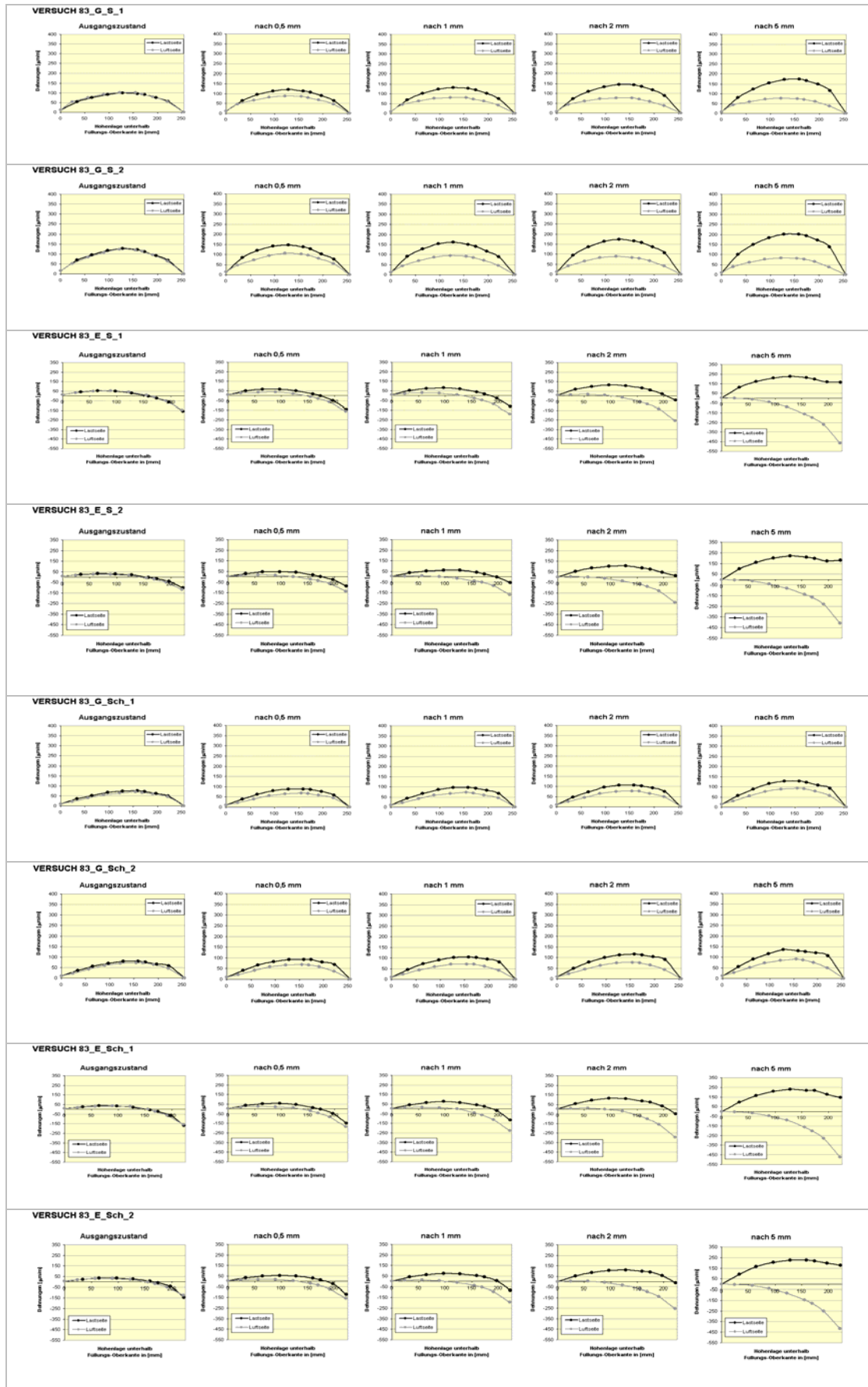
# Wandabstand 197 mm



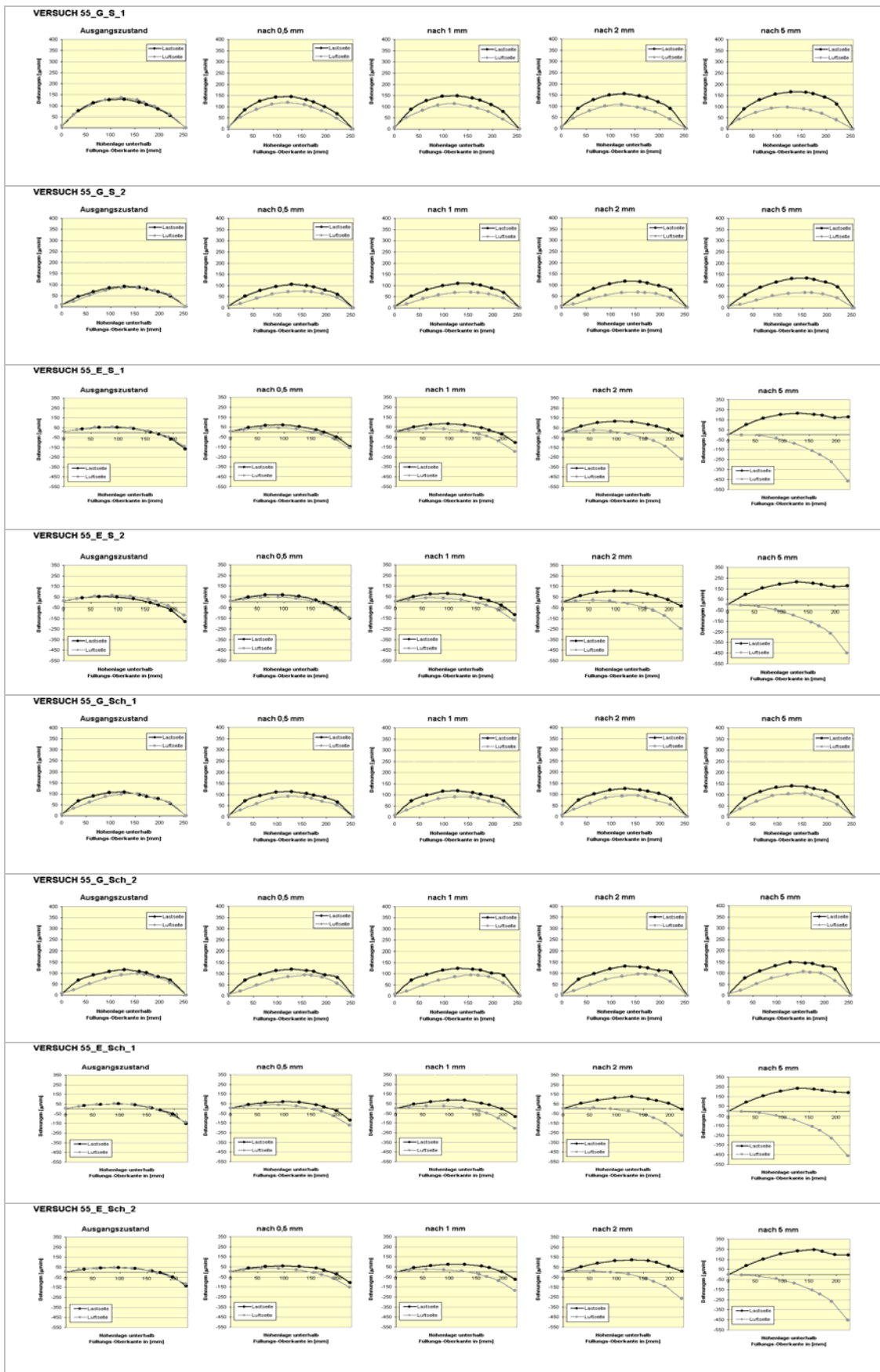
# Wandabstand 140 mm



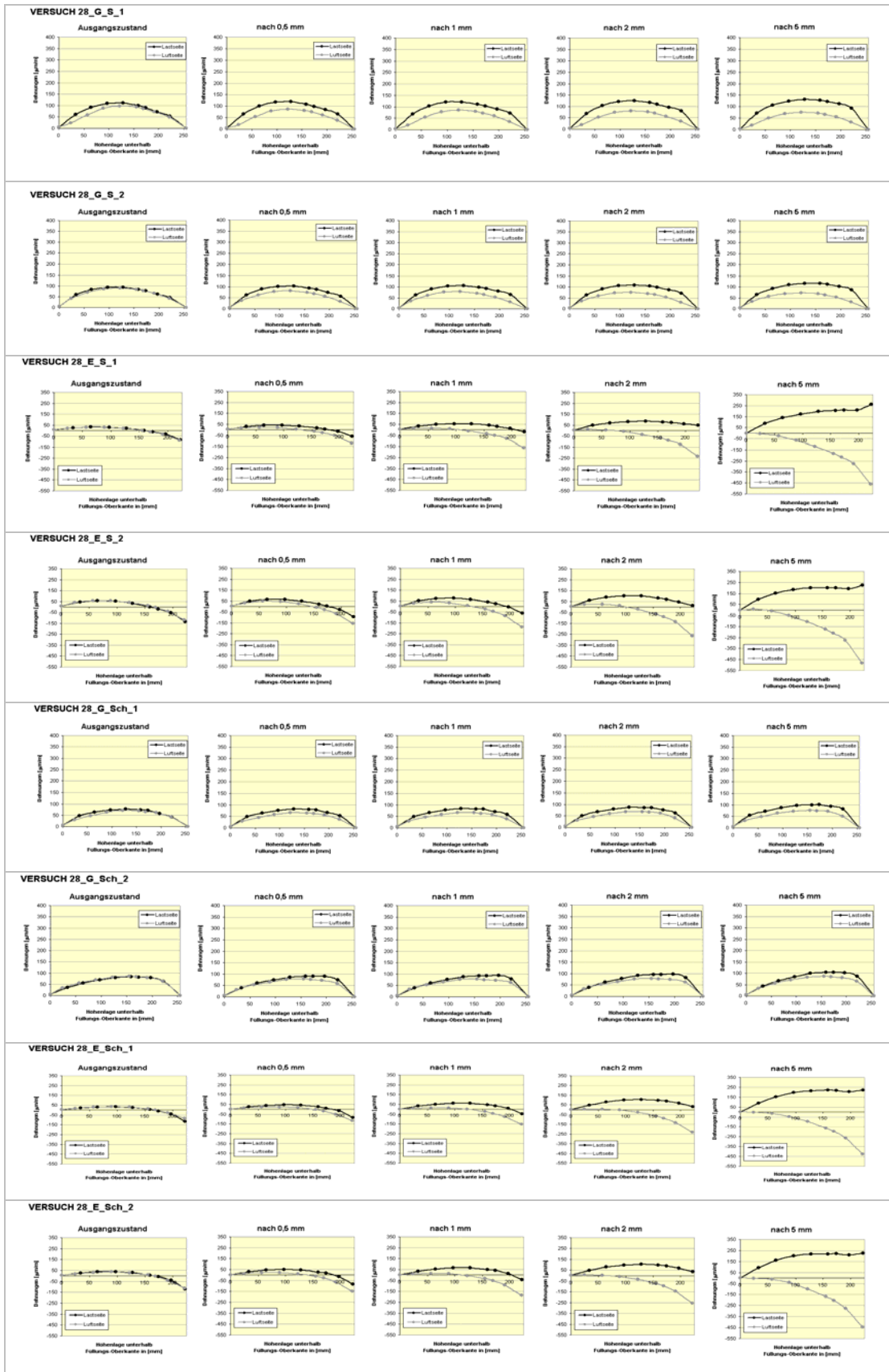
# Wandabstand 83 mm



# Wandabstand 55 mm



# Wandabstand 28 mm



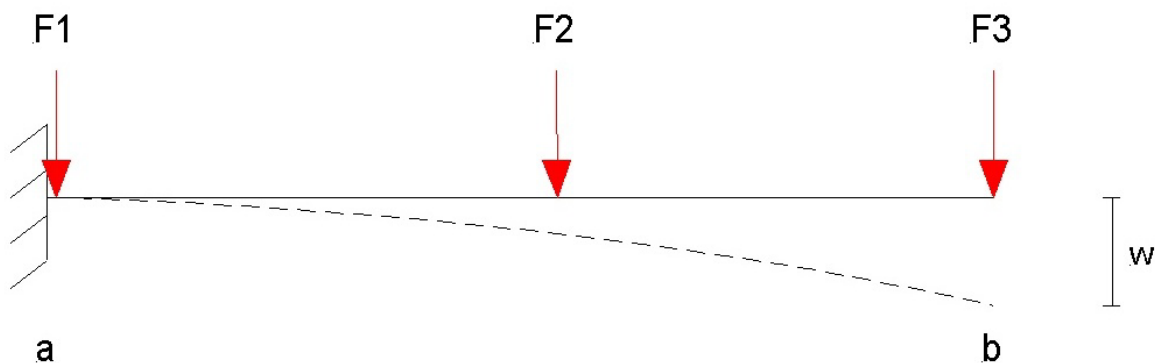
## Anhang B: Erläuterungen zur inversen FE-Methode

**1. These: „Die Actuator Force darf in der Berechnung keinen Beitrag zu den Force Costs liefern, muss also als 100%-tig genau betrachtet werden.“**

Würden beide Punktlasten (sowohl die Ankerkraft als auch die Actuator Force) als variabel betrachtet werden, so würde der Algorithmus als Lösung ein Kräftepaar finden, welches in Kombination mit möglichst geringen äußeren Spannungen die gemessenen Dehnungen bewirkt. Dieses wäre für den Algorithmus auf Grund der geringen Force Costs eine „billige“ Lösung, die physikalisch jedoch nicht sinnvoll ist. Für die Auswertungen der bodenmechanischen Modellversuche ist der Unterschied zwar kaum merklich - das haben an der lastseitigen Wand durchgeführte Tests gezeigt. Dennoch wird auf Grund dieser Erkenntnis die Actuator Force als exakt angesehen und kein zusätzlicher Freiheitsgrad an diesem Knoten eingeführt.

**2. These: „Die Spannungen am Auflager werden immer zu Null ermittelt.“**

Sämtliche durchgeführte iFEM-Analysen zeigen ermittelte Lasten, die zum Auflager hin auf Null abnehmen. Hierbei handelt es sich nicht um einen Mess- oder Modellfehler, sondern vielmehr um ein so genanntes Artefakt von iFEM, welches hier kurz an einem Beispiel erläutert werden soll.



Es wird ein Balken betrachtet, der an einem Ende  $a$  eingespannt und am Ende  $b$  frei ist und auf dem unbekannte Normalspannungen wirksam sein können. Der Koeffizient für die äußeren Kräfte  $q_{uu}$  sei konstant, sodass der Beitrag der äußeren Last  $q(x)$  zu den „Force Costs“ proportional zum Integral des Quadrates der Kraftverteilung ist:

$$Q_{uu} = \int_a^b q_{uu} \cdot q(x) dx$$

Am freien Balkenende  $b$  liegt eine Messung der Durchbiegung  $w$  vor. Zur Verdeutlichung betrachte man drei verschiedene mögliche iFEM-Lösungen, die sich in der Position der äußeren Last unterscheiden und allesamt das Gleichgewicht erfüllen, und vergleiche deren Kosten.

*a) Einheitslast (F1) am Auflager a -> keine Deformation am Balkenende*

*b) Einheitslast in der Mitte (F2) des Balkens -> Durchbiegung*

*c) Einheitslast am Balkenende (F3) aufgebracht -> Durchbiegung (nah am gemessenen Wert)*

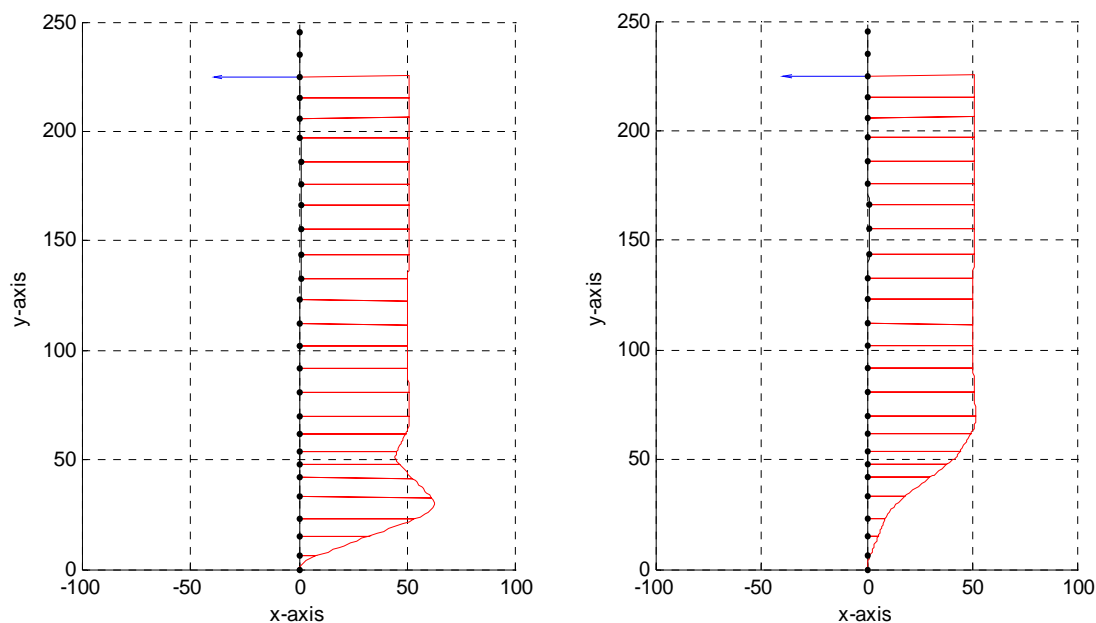
Die drei Fälle a-c haben exakt die gleichen Kosten, die der äußeren Last zugeordnet werden, allerdings unterscheiden sich die Lösungen in den „Measurement Costs“. Diese sind am höchsten im Fall a und am geringsten im Fall c.

Da iFEM die Lösung unter Minimierung der Kostenfunktionen findet, können Auflager nahe Lasten vom Algorithmus nicht detektiert werden, da sie zwar einen Beitrag zu den „Force Costs“ liefern, jedoch keinen zu den „Measurement Costs“ – eine Last direkt am Auflager würde keinerlei messbare Systemantwort liefern. Das bedeutet, dass - gleichgültig welche Art von Belastung auf den Balken einwirkt – eine Last am Auflager nur zu den „Force Costs“ beiträgt, ohne die „Measurement Costs“ zu reduzieren. Daher ist es für den Algorithmus nicht „effizient“, äußere Lasten in Auflagernähe zu ermitteln.

Es sei daran erinnert, dass ein inverses Problem immer eine unendliche Anzahl möglicher Lösungen hat und iFEM lediglich die „wahrscheinlichste“ ermittelt. Allgemein gesprochen bedeutet dies, dass kleine äußere Lasten „wahrscheinlicher“ sind als große, auch wenn dies in manchen Fällen nicht die physikalisch exakte Lösung darstellen sollte. Bei der Beurteilung der Ergebnisse müssen daher solche Artefakte bedacht werden.

### 3. These: „iFEM kann die in den Benchmarks aufgebraachte konstante Streckenlast nicht abbilden, da am Auflager kontinuierliche Belastungsverläufe estimiert werden.“

In den Benchmarks in Abschnitt 5.5.3 zeigte sich, dass bei einem künstlich generierten Beispiel mit „exakten“ Dehnungsmessungen die von iFEM ermittelte Lösung nicht der aufgebraachten Last entsprach. Die estimierten Spannungen gehen am Auflager nicht sprunghaft auf Null zurück sondern folgen zwischen dem untersten DMS und dem Wandfuß einem kontinuierlichen Verlauf, der je flacher verläuft, je größer die zugelassene Messabweichung ist.



Dies ist dadurch zu erklären, dass es zu jedem diskontinuierlichen Belastungsverlauf (Sprung), der einen bestimmten Beitrag zu den „Force Costs“ liefert, einen kontinuierlichen

Verlauf gibt, der – bei gleichem Beitrag zu den „Measurement Costs“ – einen kleineren Beitrag zu den „Force Costs“ liefert.

Dazu wiederum ein Beispiel: angenommen, die äußeren Lasten  $u(x)$  haben an einer beliebigen Stelle eines Balkens einen Sprung – z.B. von einer negativen Spannung  $u(d-)$  zu einer positiven Spannung  $u(d+)$ . Da der betrachtete Bereich  $dx$  sehr klein ist, ist  $u(x)$  vor und nach der Diskontinuitätsstelle nahezu konstant (im Intervall  $[d-dx, d]$  und  $[d, d+dx]$ ). Weil  $dx$  sehr klein ist, sind die Schnittgrößen infolge dieser nicht kontinuierlichen Last die gleichen, als wenn diese Verteilung durch eine konstante Last mit  $\frac{1}{2} \cdot (u(d-) + u(d+))$  ersetzt würde. Der Beitrag der Lastverteilung zu den „Measurement Costs“ ist für beide Fälle identisch. Der Beitrag zu den „Force Costs“ jedoch ist im Fall der kontinuierlichen Verteilung geringer:

$$Q_{uu1} = q_{uu} \cdot dx \cdot (u(d-) + u(d+))^2 > Q_{uu2} = q_{uu} \cdot dx \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (u(d-) + u(d+))\right)^2,$$

weshalb iFEM in jedem Fall den kontinuierlichen Lastverlauf als Lösung finden wird.

Da die iFEM-Lösung unter Minimierung der Kostenfunktionen gefunden wird, ist die letztgenannte Lösung „wahrscheinlicher“.

Diese Erklärung ist jedoch nicht zutreffend an der Oberkante der Bodenfüllung, an der die Bodenspannungen durchaus mit Werten ungleich Null beginnen können. Hier ist jedoch – im Gegensatz zur zuvor geschilderten Situation – keine Diskontinuität vorhanden, da das benachbarte Element keine äußeren unbekanntenen Lasten hat. Somit ist an dieser Stelle lediglich von Anfang an eine äußere Belastung vorhanden.

#### **4. These: „Die virtuelle Halterung (Hold Top) am Wandkopf bei gelenkiger Lagerung beeinflusst nicht das Ergebnis der zu ermittelnden Erddruckspannungen!“**

Die Einführung der „Hold Top“-Bedingung dient dazu, die Ermittlung einer Lösung auch für die gelenkige Lagerung, bei der das System eigentlich kinematisch verschieblich ist, zu ermöglichen. Der Algorithmus ist ohne diese Zusatzmaßnahme nicht in der Lage, eine eindeutige Lösung zu finden. Daher wird die Bedingung eingeführt, dass sich der Wandkopf unter der gegebenen bzw. gesuchten Belastung nicht bewegt hat. Es wird aber im Folgenden gezeigt werden, dass dieses keinen Einfluss auf das Ergebnis der Erddruckspannungen hat.

*Zur Erläuterung:*

Bei der Verwendung der FE-Methode muss die Modellierung des Systems derart erfolgen, dass die Steifigkeitsmatrix  $K$  invertierbar ist. Unter anderem wird dies dadurch erreicht, dass die Lagerungsbedingungen korrekt abgebildet werden, sodass keine Starrköperverschiebung des betrachteten Systems stattfinden kann. In einer iFEM-Analyse muss die Matrix  $K$  nicht zwingend invertierbar sein, da sie nicht explizit gelöst wird. Gelöst wird die Matrix in der Gl. 5-6, die aus mehreren Untermatrizen (unter anderem  $K$ ) besteht – nur diese muss invertierbar sein. Da also die Invertierbarkeit von  $K$  keine notwendige Bedingung zur Durchführung einer iFEM-Analyse ist, reicht es aus, lediglich einen Teil der Struktur zu modellieren und die frei geschnittenen Kräfte als unbekanntene äußere Kräfte zu ermitteln. Dieses geschieht bei der Analyse der Modellversuche, indem die Wände frei geschnitten werden und somit die (unbekannten) Erddrücke bestimmt werden müssen. Im Falle der gelenkig gelagerten Wand



bleibt ein Verschiebungsfreiheitsgrad frei – die Verschiebung des Wandkopfes in x-Richtung und somit eine Rotation der Wand um den Fußpunkt. Die Anker halten die Modellwände hier zwar zusammen, werden aber in der Modellierung lediglich als äußere Lasten eingegeben und nicht als Auflager. Durch die Bewegung der Wand im Versuch verändert sich zwar die Position des Wandkopfes, abgesehen davon die Biegelinie der Wand jedoch nicht. Die Position des Wandkopfes kann mit den vorliegenden Dehnungsmessungen nicht eindeutig ermittelt werden, die Messungen werden von ihr aber auch nicht beeinflusst. Daher ist es für die Lösung des Gleichungssystems unerheblich, wie groß die Wandkopfbewegung ist. Um das Gleichungssystem jedoch eindeutig lösen zu können, muss die Position des Wandkopfes „bekannt“ sein, also eine Messung der Kopfverschiebung vorliegen. Da das gewünschte Ergebnis jedoch nicht von der Größe dieser „Messung“ abhängt, kann die Bedingung lauten: *„Der Wandkopf bewegt sich nicht!“*. Die Modellwand wird dadurch in eine vertikale Position gezwungen, es wird jedoch kein Auflager eingeführt, an dem Reaktionskräfte wirksam sind.

## Anhang C: Einfluss der Parameterwahl am Beispiel der „Cable Force Cost“

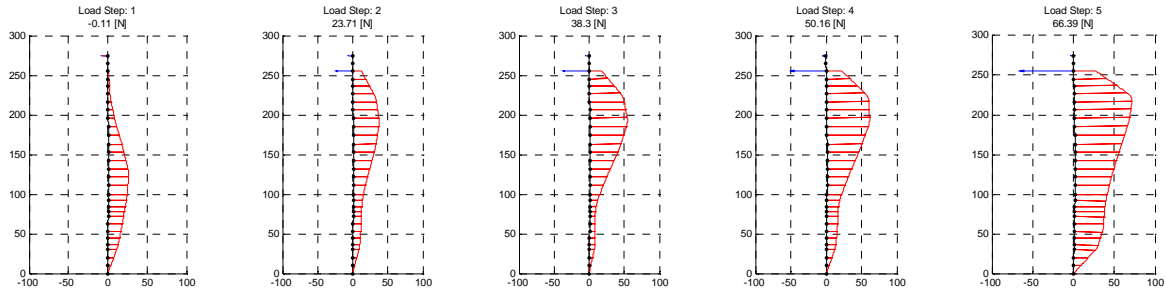
Versuch 283\_G\_S\_1 Luftseite (Erddruck 100-fach überhöht, Ankerkraft 10-fach)

Erläuterungen	Erddruckspannungen	
	Cost infolge Einbau	nach 5 mm
Es wurden im Vorfeld der Berechnungen verschiedene Größenordnungen für diesen Parameter hinsichtlich der Auswirkung auf die Erddruckverläufe getestet.		
Dabei stellte sich heraus, dass bei einem sehr hohen Wert für die „Cable Force Cost“ die durch die Messdaten vorgegebene Ankerkraftsumme nahezu exakt wiedergegeben wird (für $1e10$ ) – die rote Korrekturkraft ist dann nahezu Null. Da die gemessenen den tatsächlich vorhandenen Ankerkräften jedoch nicht genau entsprechen, entsteht ein Fehler, der durch negative Erddrücke am Wandkopf ausgeglichen wird. Somit werden zwar die Dehnungsmessungen gut wiedergegeben, die negativen Erddrücke sind jedoch physikalisch nicht möglich.	<p><math>1e10</math></p>	<p>Load Step: 5 66.39 [N]</p>
Wählt man die Kosten hingegen geringer, so nehmen die Erddruckspannungen einen sinnvollen Verlauf an. Die bedingt jedoch eine größere Korrekturkraft.	<p><math>1e05</math></p>	<p>Load Step: 5 66.39 [N]</p>
Da sich an der Größe der Korrekturkraft und an den Erddrücken auch bei weiterer Verkleinerung des Parameters (bis $1e-10$ ) nichts Wesentliches mehr ändert, wird ein Wert von $1e05$ für sinnvoll und angemessen erachtet und in der Berechnung verwendet.	<p><math>1e-05</math></p>	<p>Load Step: 5 66.39 [N]</p>
	<p><math>1e-10</math></p>	<p>Load Step: 5 66.39 [N]</p>

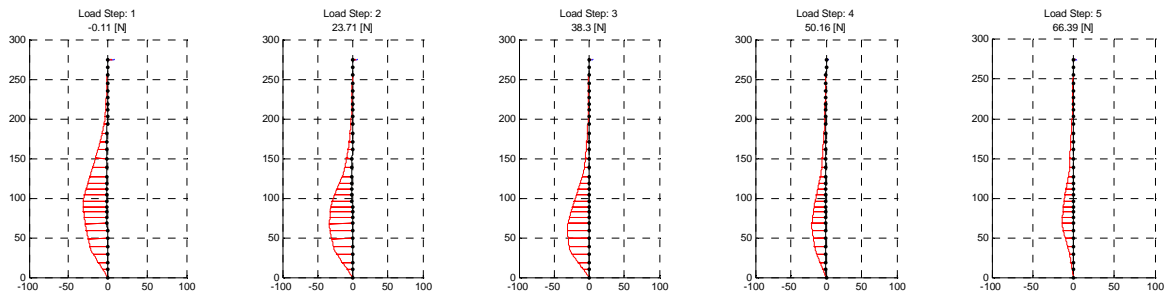
## Anhang D: Ergebnisübersicht Erddruckspannungen

Wandabstand: **283 mm**; Lagerung: **Gelenkig**; Füllmedium: **Sand**

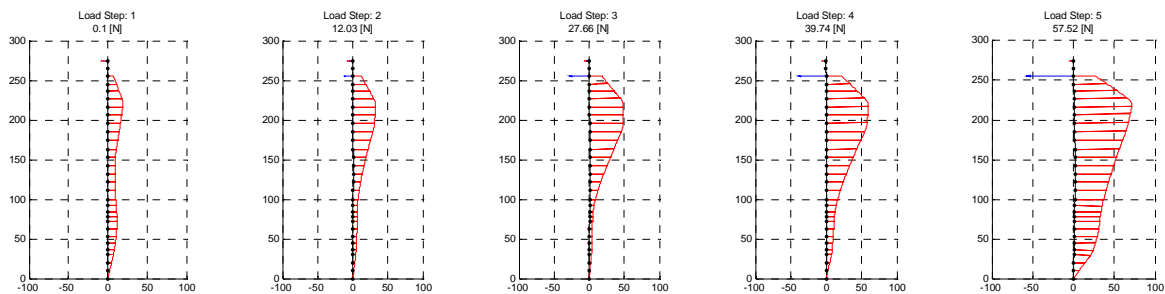
### 283 G S 1 Lasteite:



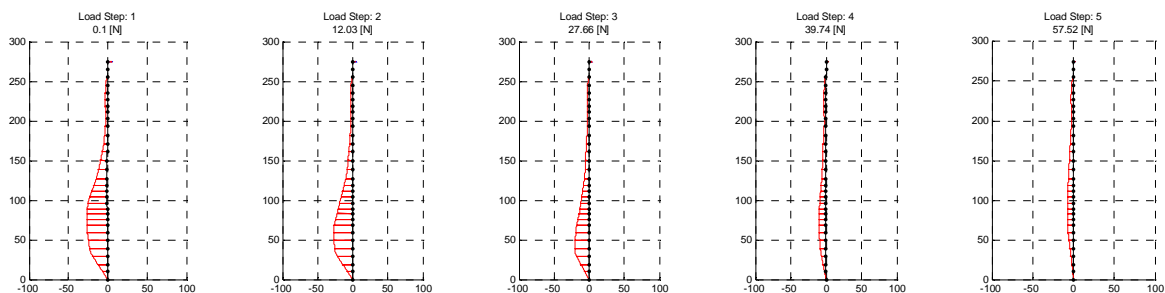
### 283 G S 1 Luftseite:



### 283 G S 2 Lasteite:

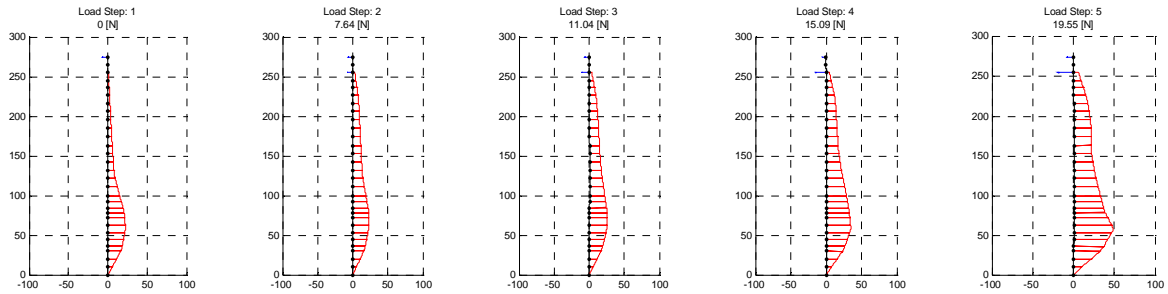


### 283 G S 2 Luftseite:

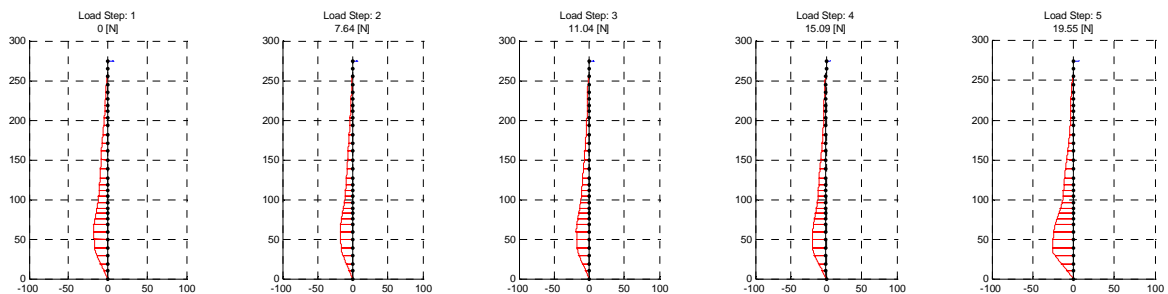


## Wandabstand: 283 mm; Lagerung: Gelenkig; Füllmedium: Schneebeli

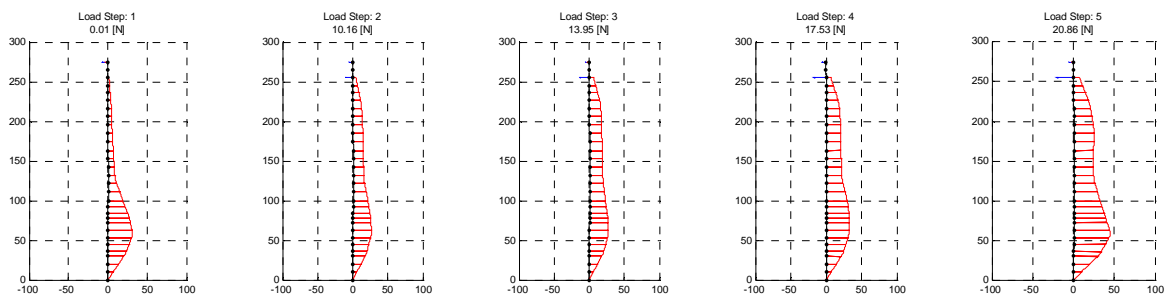
### 283 G Sch 1 Lasteite:



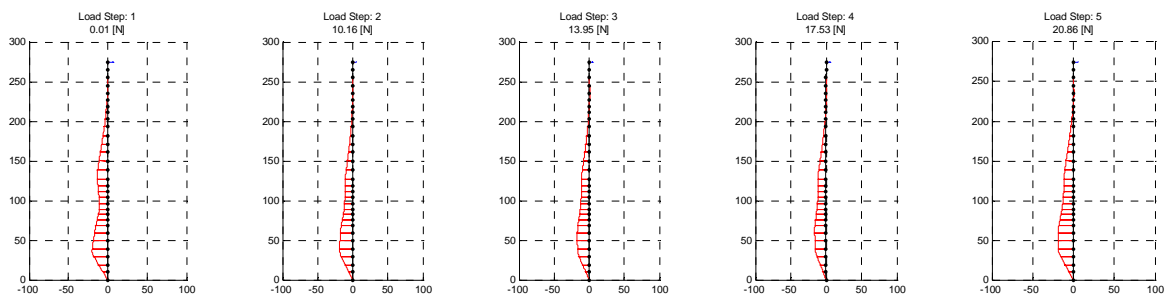
### 283 G Sch 1 Luftseite:



### 283 G Sch 2 Lasteite:

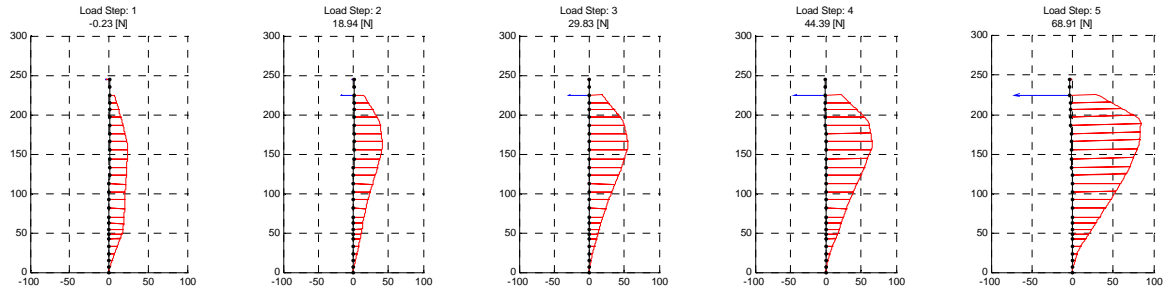


### 283 G Sch 2 Luftseite:

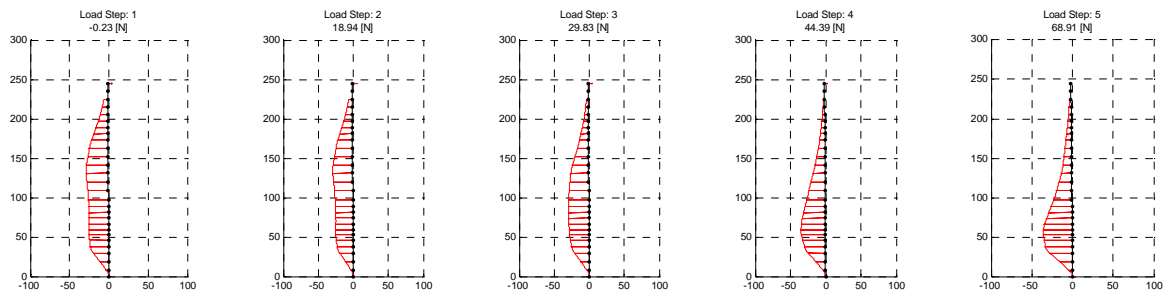


## Wandabstand: **283 mm**; Lagerung: **Eingespannt**; Füllmedium: **Sand**

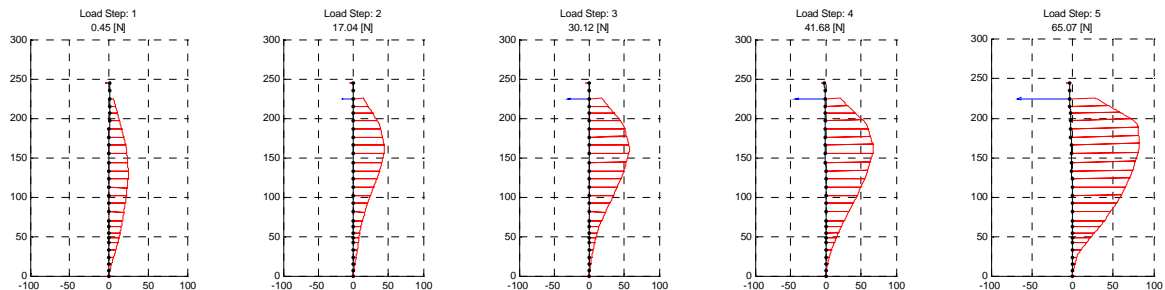
### 283 E S 1 Lasteite:



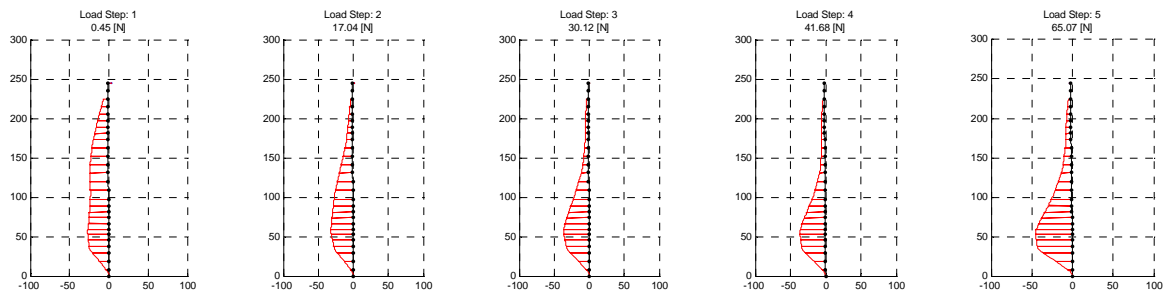
### 283 E S 1 Luftseite:



### 283 E S 2 Lasteite:

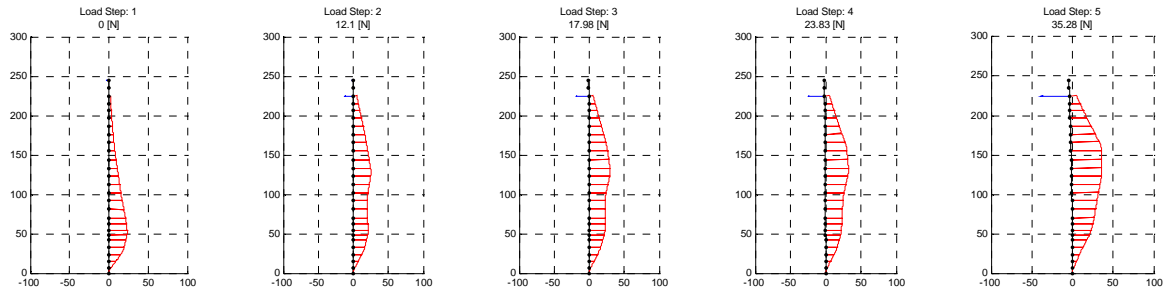


### 283 E S 2 Luftseite:

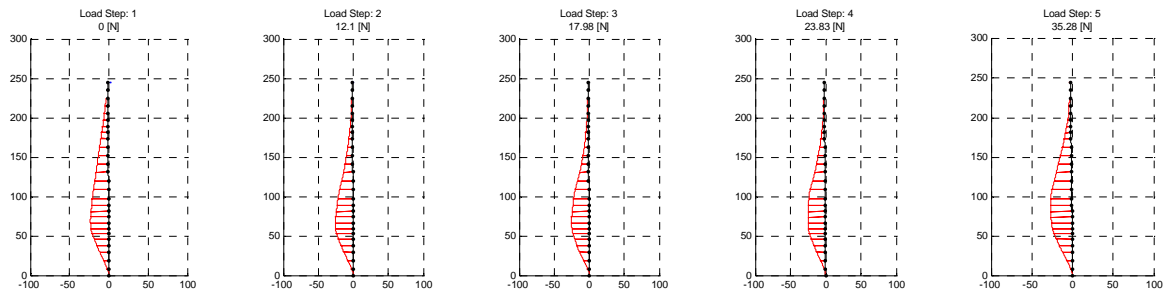


## Wandabstand: 283 mm; Lagerung: Eingespannt; Füllmedium: Schneebeli

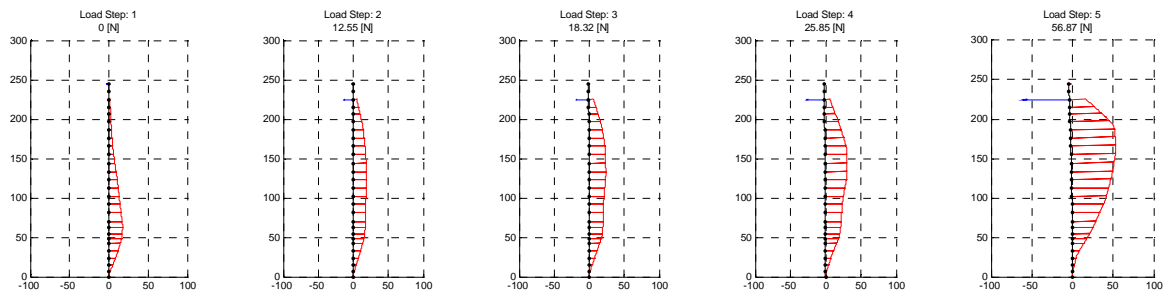
### 283 E Sch 1 Lasteite:



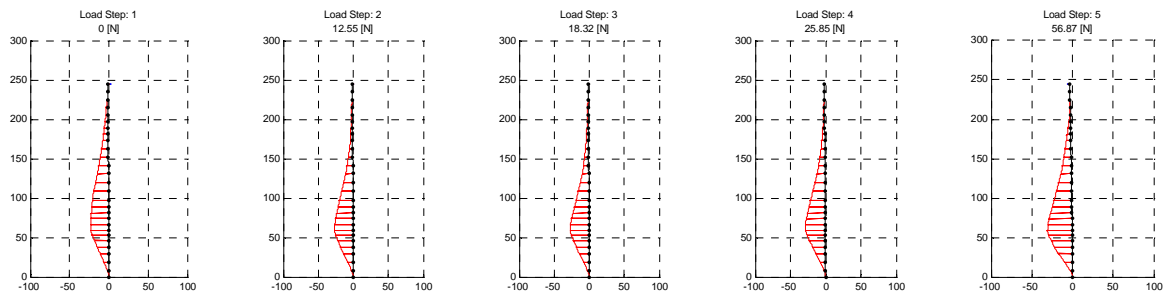
### 283 E Sch 1 Luftseite:



### 283 E Sch 2 Lasteite:

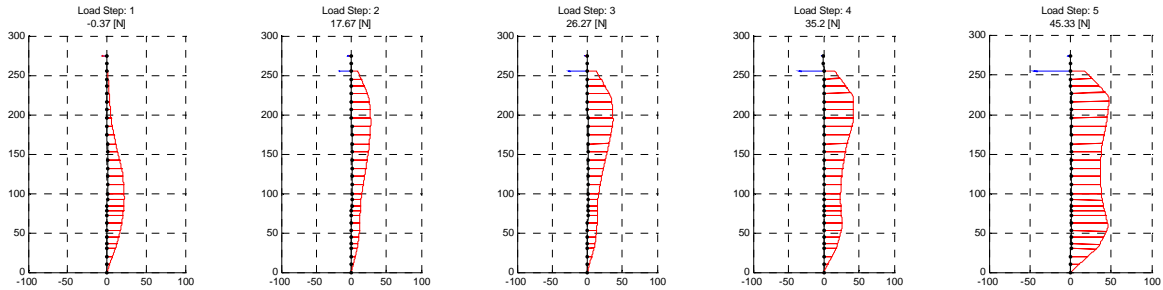


### 283 E Sch 2 Luftseite:

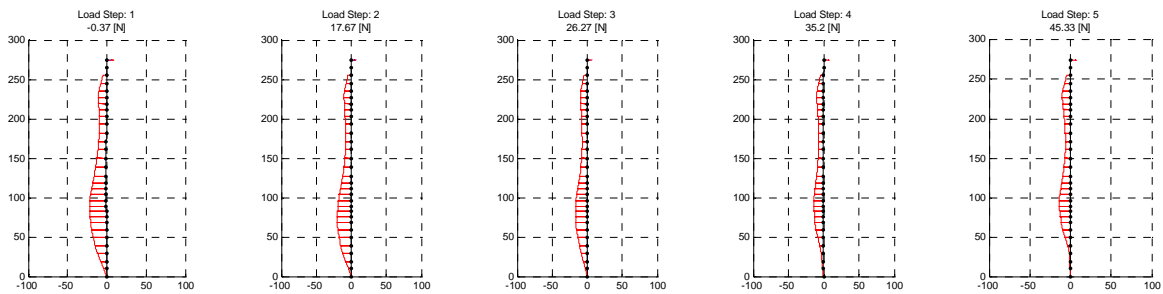


**Wandabstand: 197 mm; Lagerung: Gelenkig; Füllmedium: Sand**

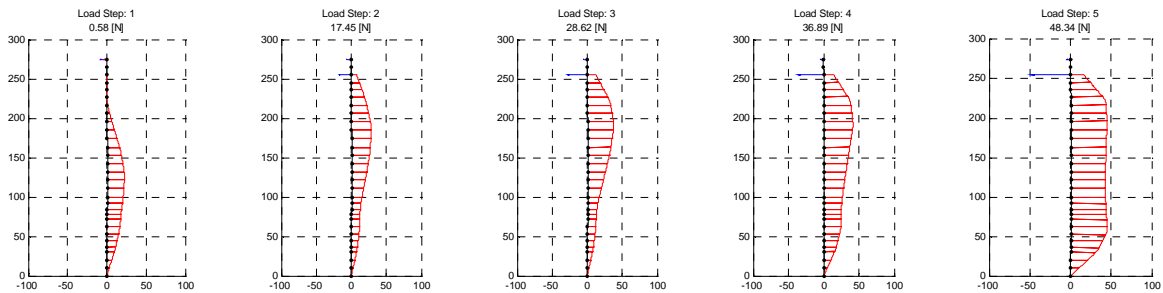
197 G S 1 Lasteite:



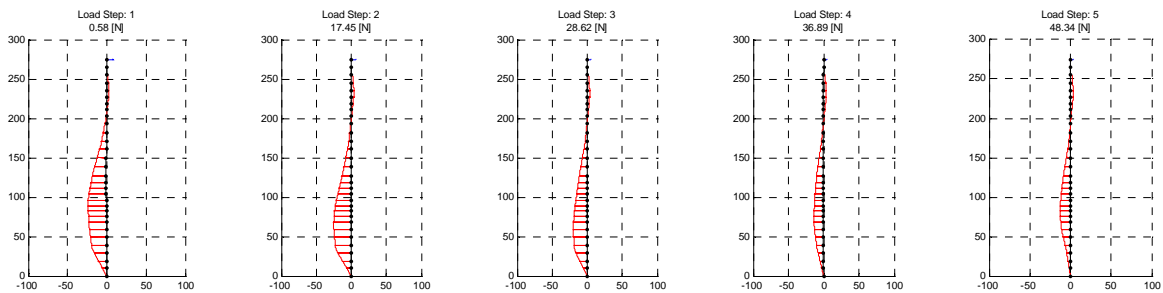
197 G S 1 Luftseite:



197 G S 2 Lasteite:

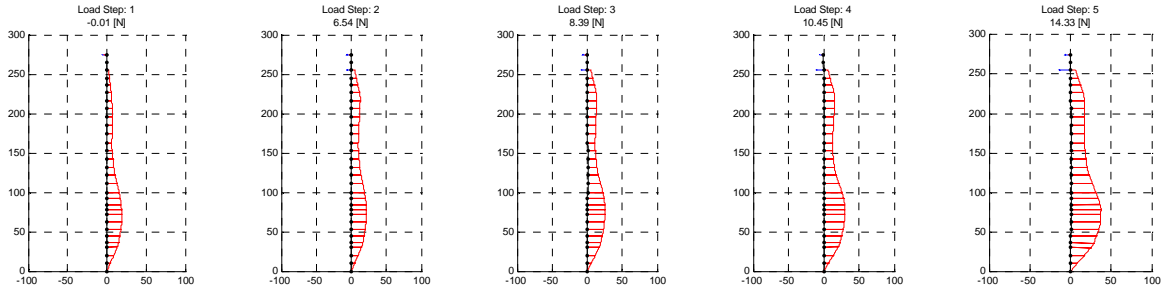


197 G S 2 Luftseite:

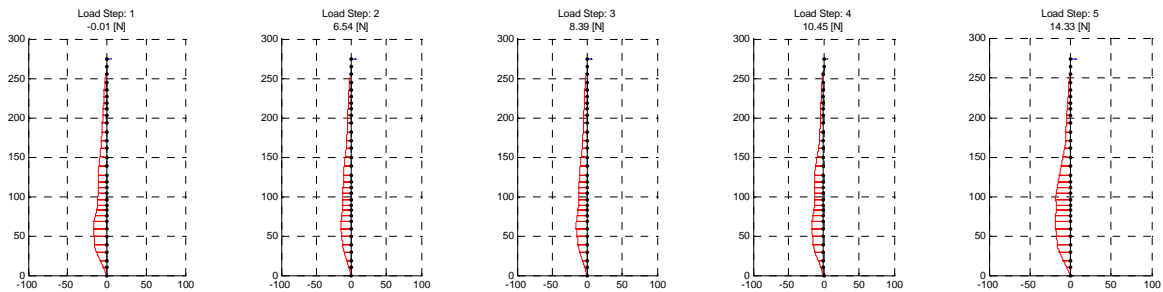


Wandabstand: **197 mm**; Lagerung: **Gelenkig**; Füllmedium: **Schneebeli**

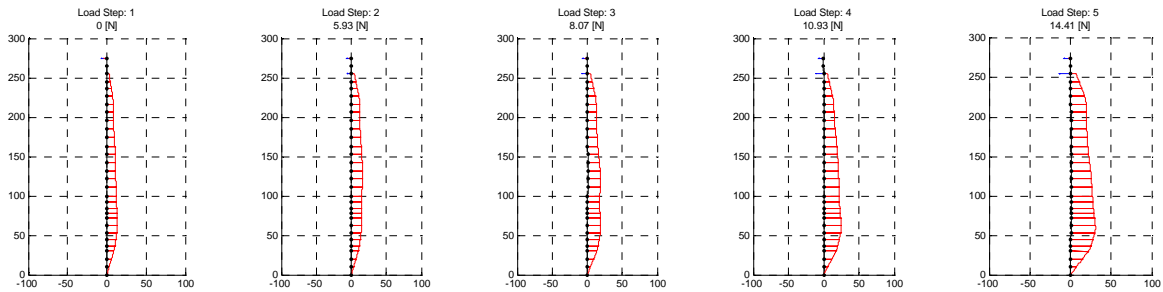
197 G Sch 1 Lasteite:



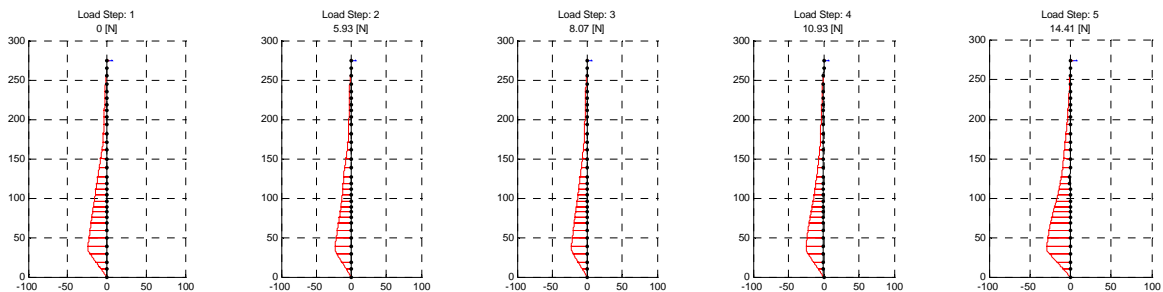
197 G Sch 1 Luftseite:



197 G Sch 2 Lasteite:



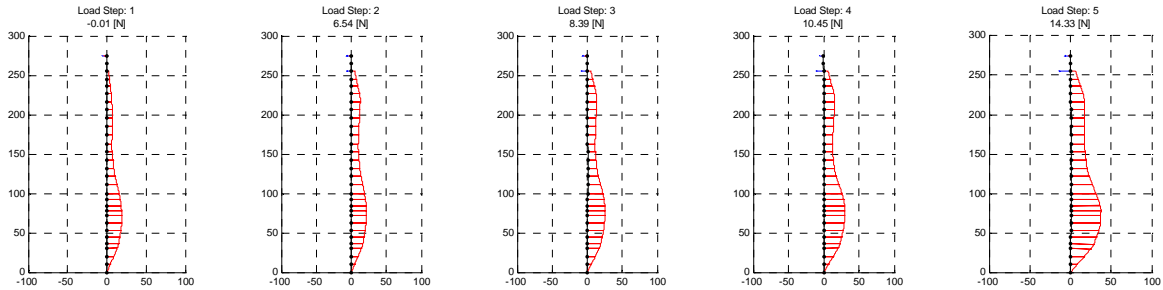
197 G Sch 2 Luftseite:



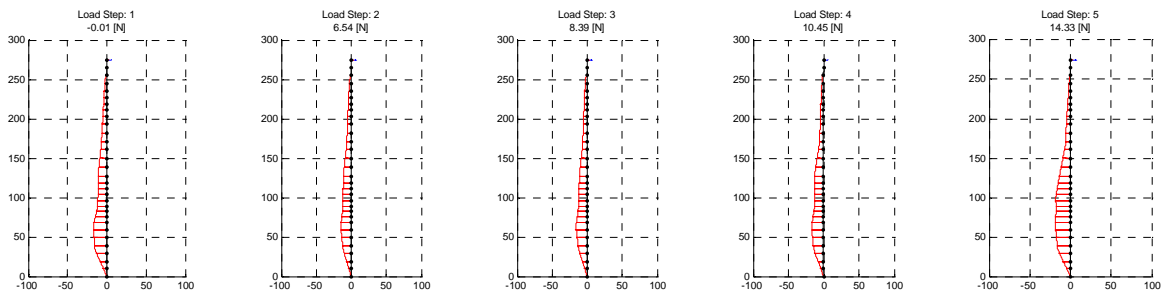


**Wandabstand: 197 mm; Lagerung: Eingespannt; Füllmedium: Sand**

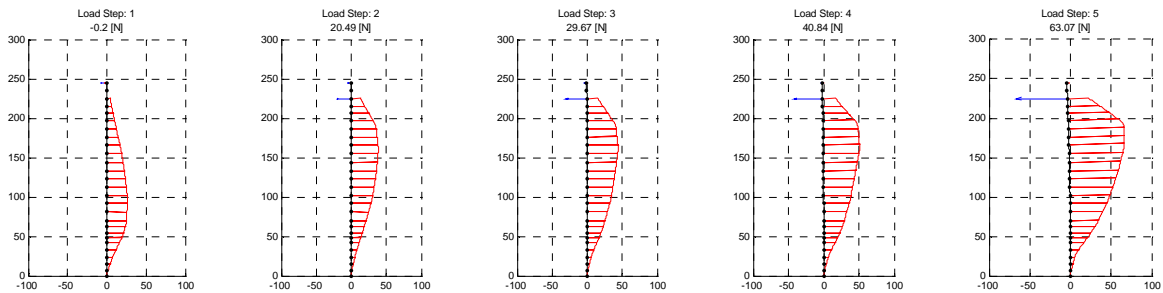
197 E S 1 Lasteite:



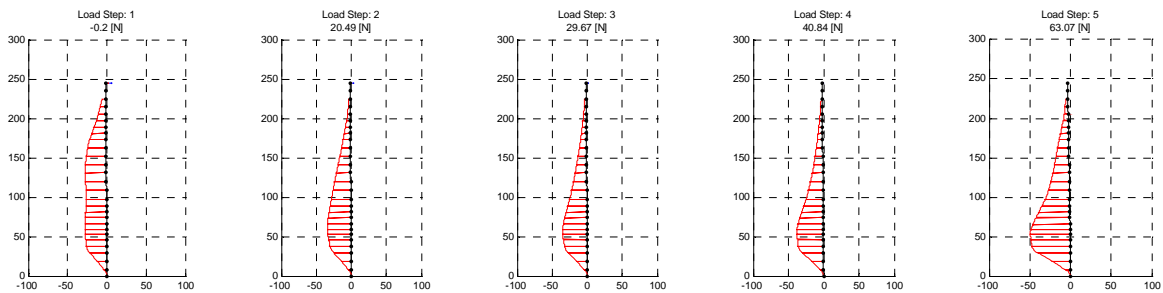
197 E S 1 Luftseite:



197 E S 2 Lasteite:

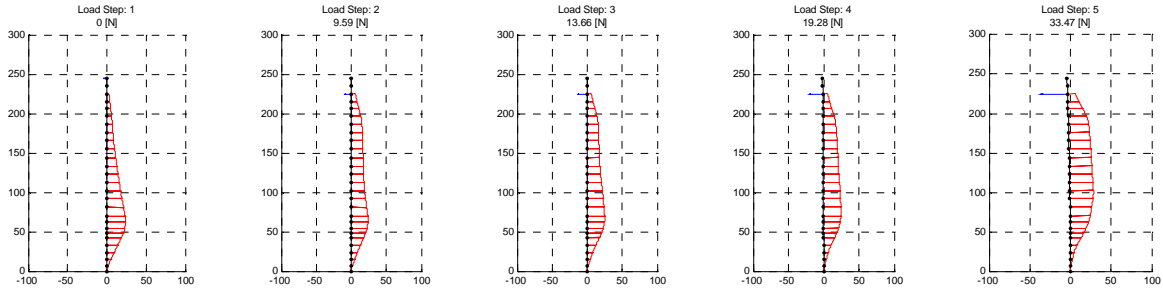


197 E S 2 Luftseite:

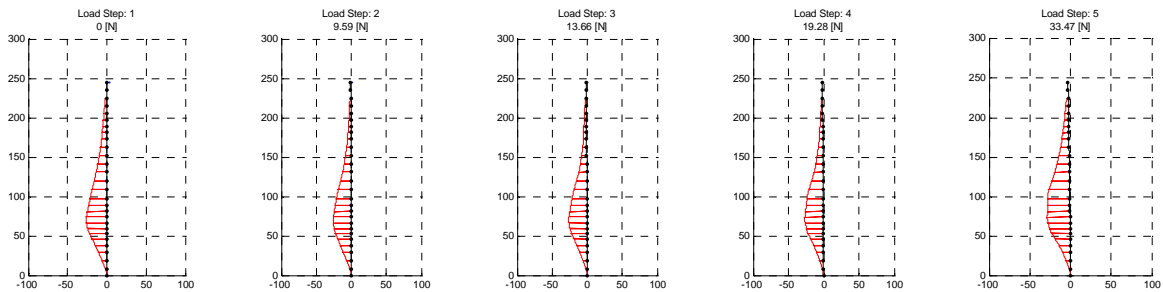


Wandabstand: **197 mm**; Lagerung: **Eingespannt**; Füllmedium: **Schneebeli**

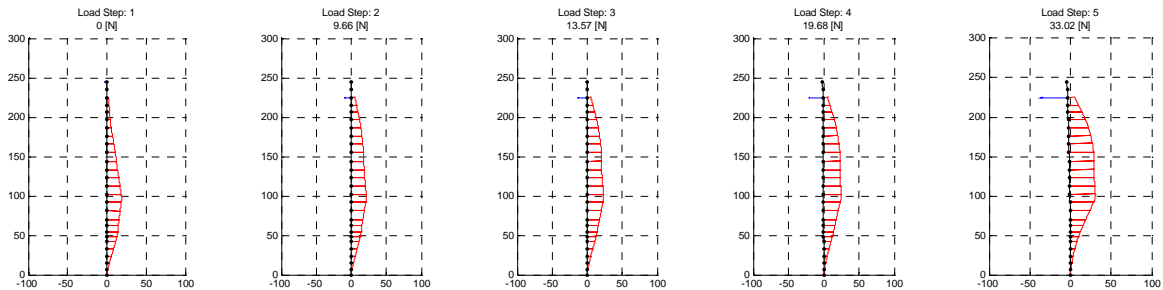
197 E Sch 1 Lasteite:



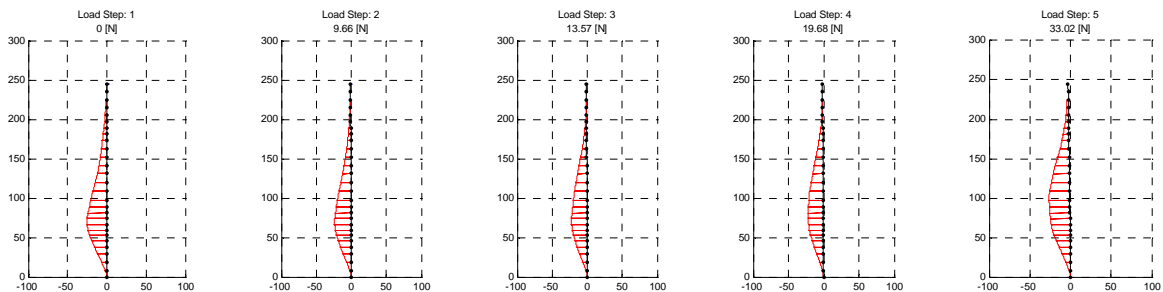
197 E Sch 1 Luftseite:



197 E Sch 2 Lasteite:

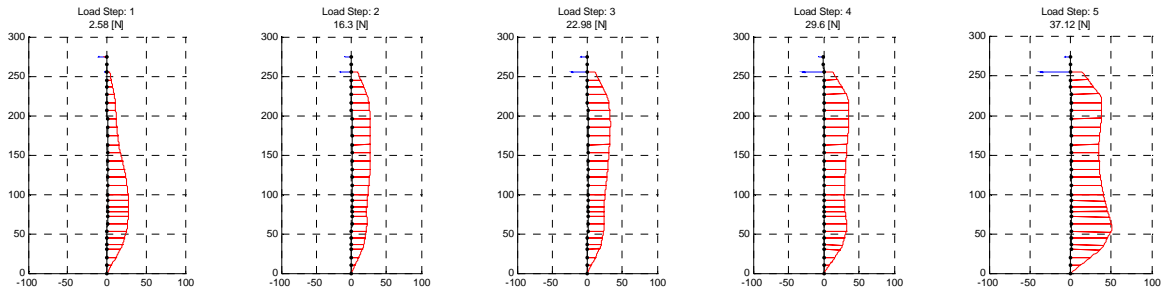


197 E Sch 2 Luftseite:

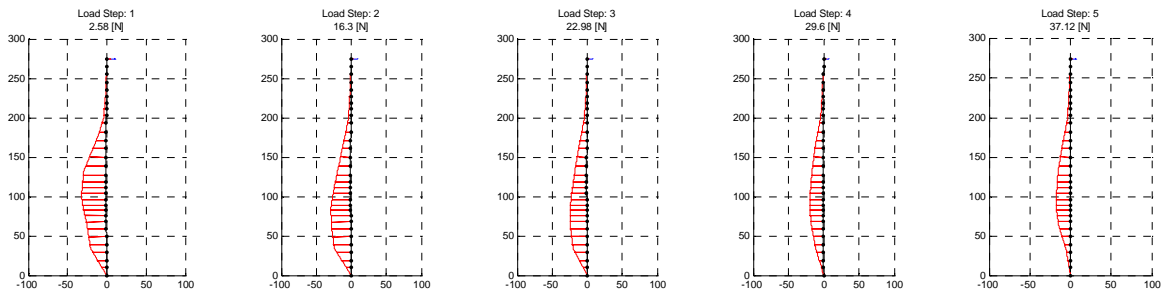


**Wandabstand: 140 mm; Lagerung: Gelenkig; Füllmedium: Sand**

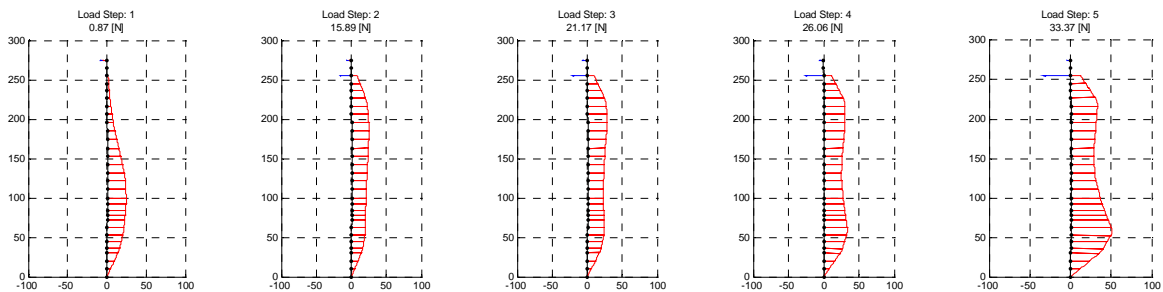
140 G S 1 Lasteite:



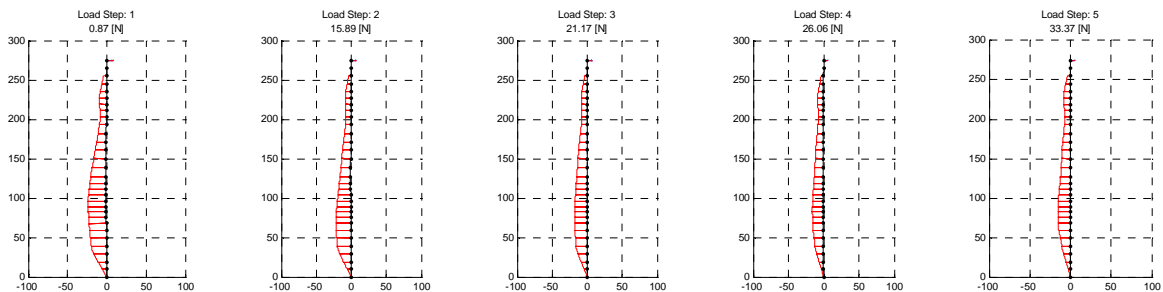
140 G S 1 Luftseite:



140 G S 2 Lasteite:

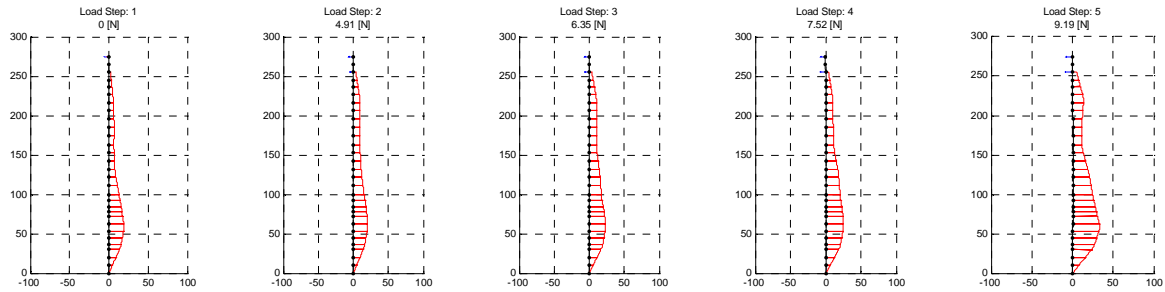


140 G S 2 Luftseite:

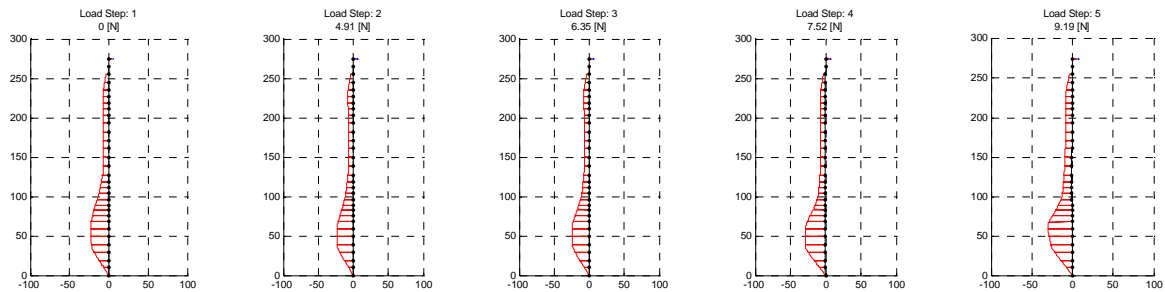


## Wandabstand: 140 mm; Lagerung: Gelenkig; Füllmedium: Schneebeli

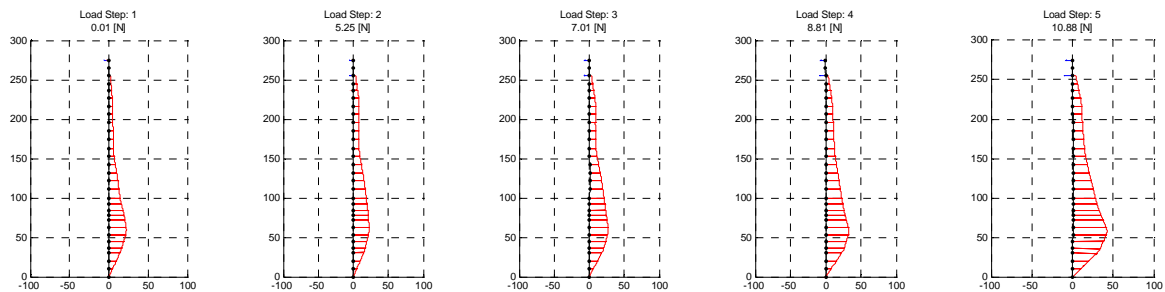
### 140 G Sch 1 Lasteite:



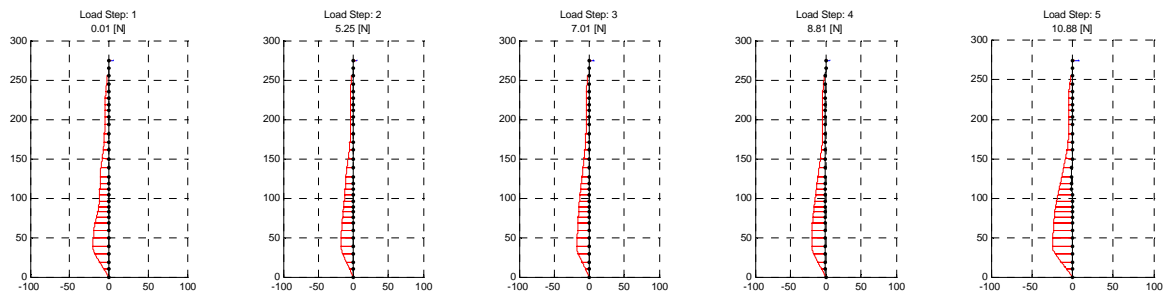
### 140 G Sch 1 Luftseite:



### 140 G Sch 2 Lasteite:

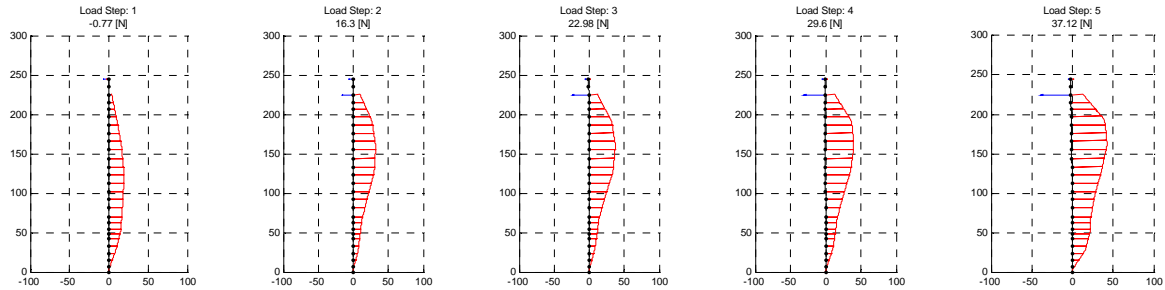


### 140 G Sch 2 Luftseite:

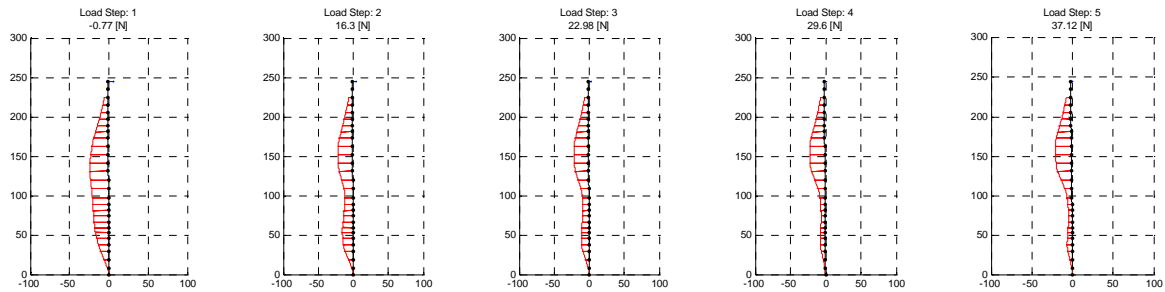


## Wandabstand: 140 mm; Lagerung: Eingespannt; Füllmedium: Sand

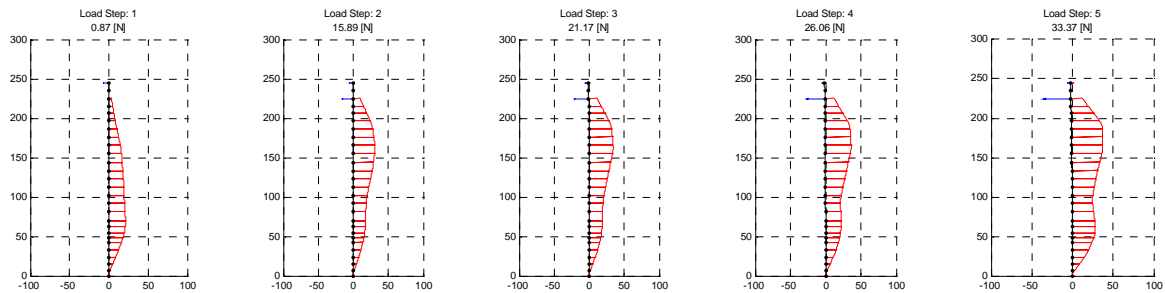
### 140 E S 1 Lasteite:



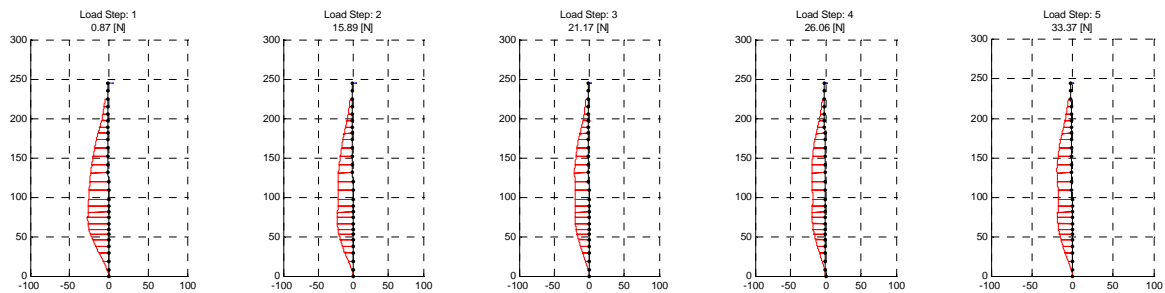
### 140 E S 1 Luftseite:



### 140 E S 2 Lasteite:

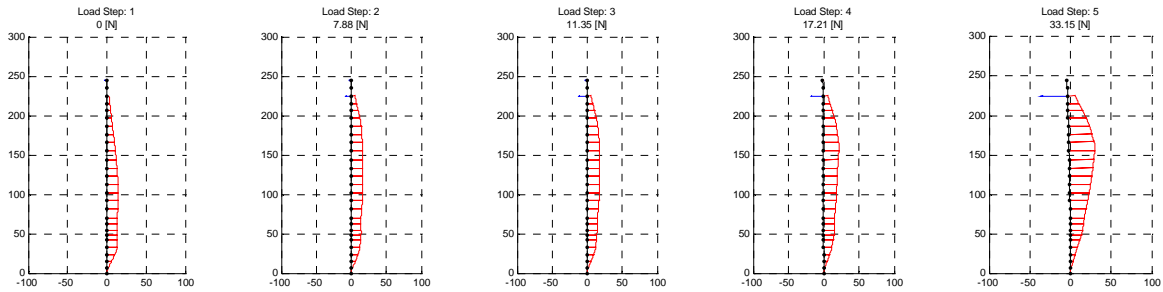


### 140 E S 2 Luftseite:

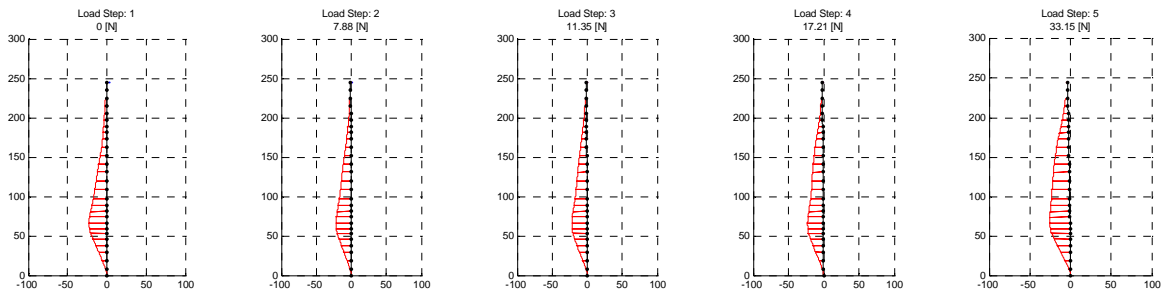


## Wandabstand: 140 mm; Lagerung: Eingespannt; Füllmedium: Schneebeli

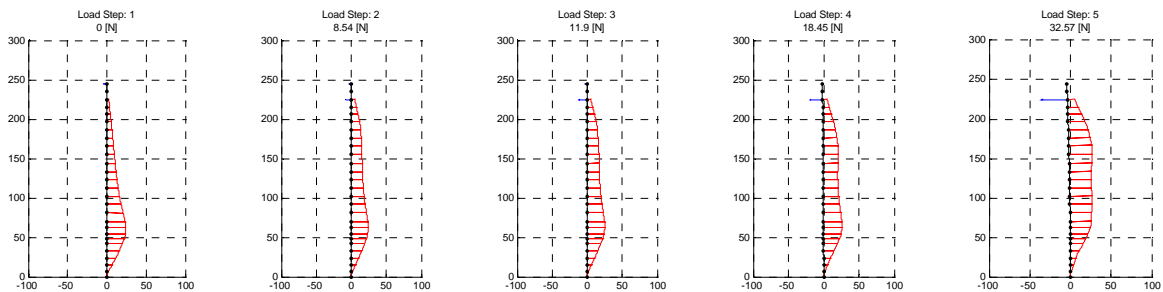
### 140 E Sch 1 Lasteite:



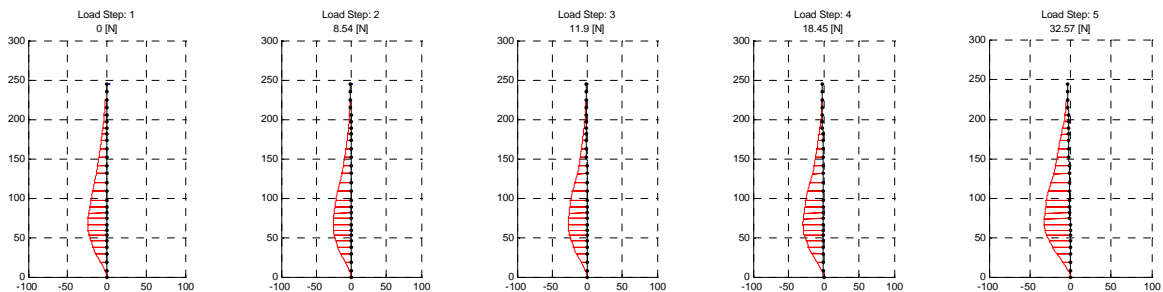
### 140 E Sch 1 Luftseite:



### 140 E Sch 2 Lasteite:

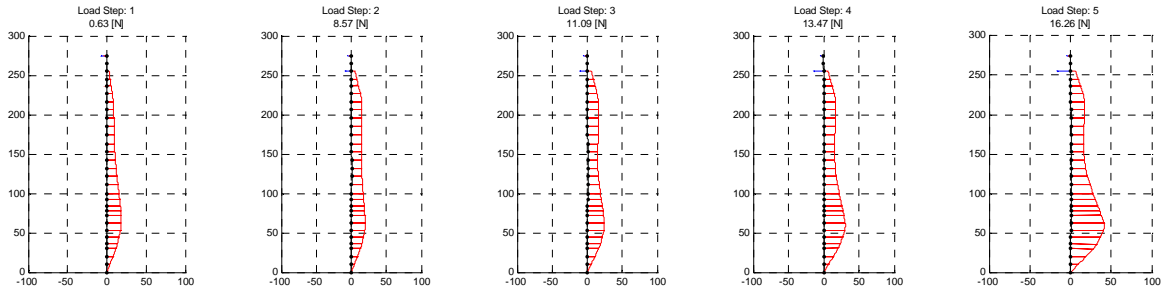


### 140 E Sch 2 Luftseite:

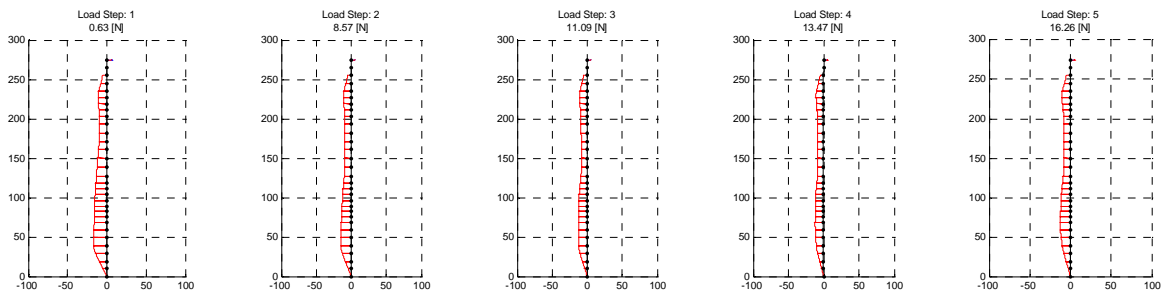


**Wandabstand: 83 mm; Lagerung: Gelenkig; Füllmedium: Sand**

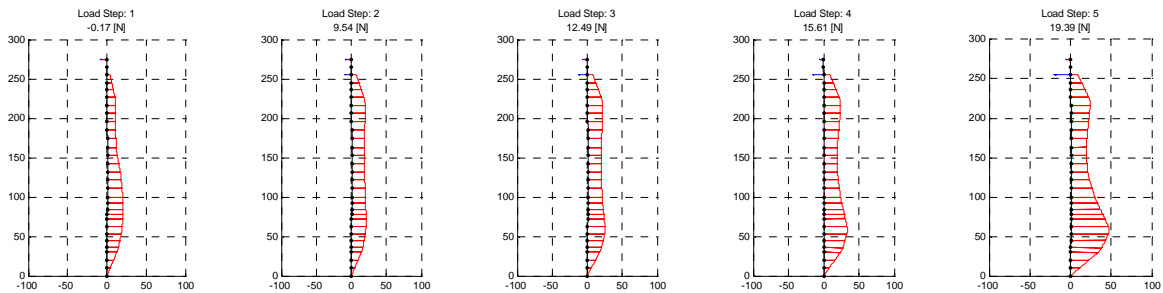
83 G S 1 Lasteite:



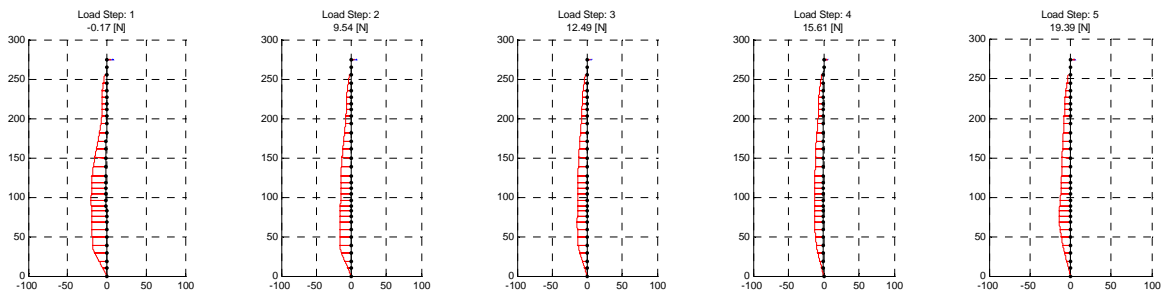
83 G S 1 Luftseite:



83 G S 2 Lasteite:

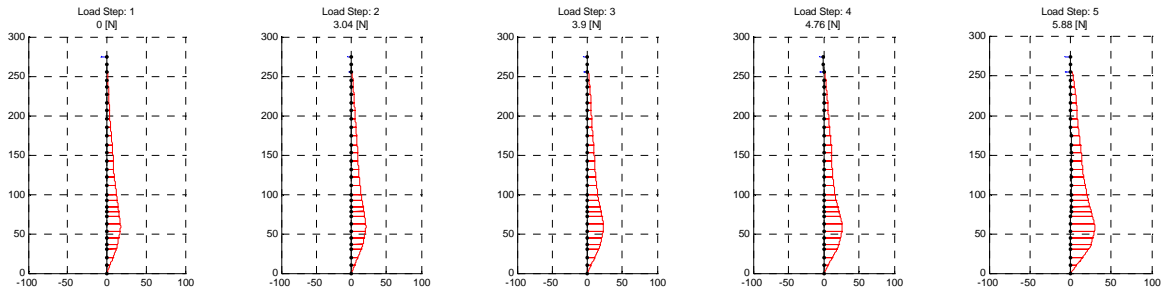


83 G S 2 Luftseite:

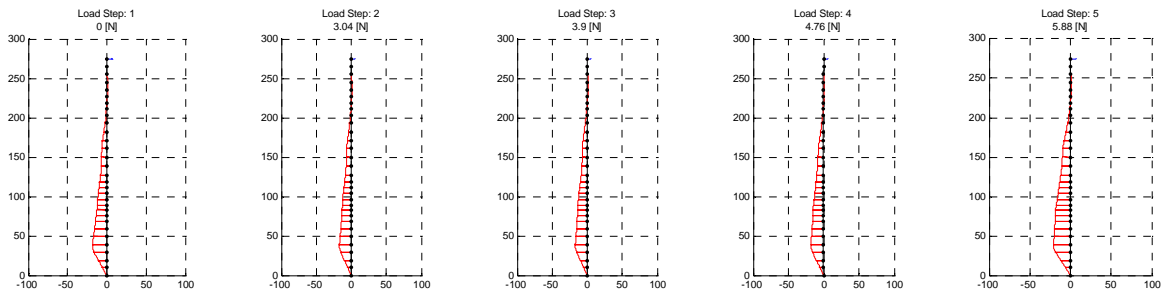


## Wandabstand: 83 mm; Lagerung: Gelenkig; Füllmedium: Schneebeli

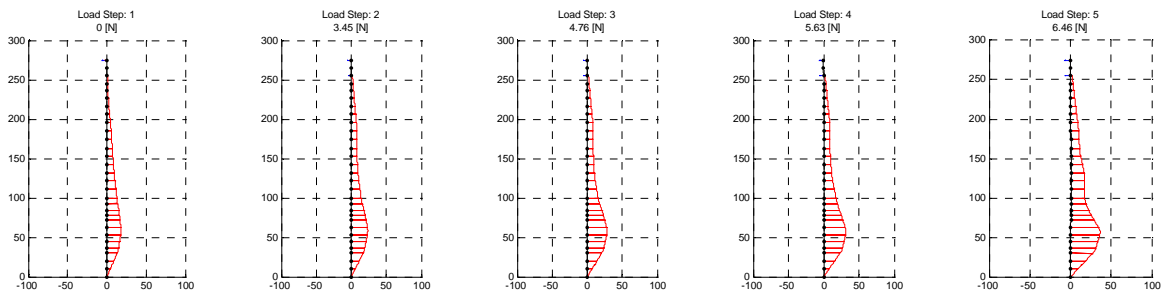
### 83 G Sch 1 Lasteite:



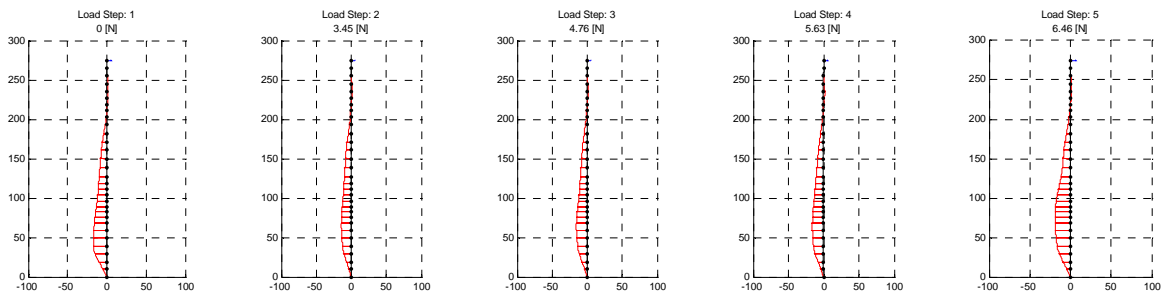
### 83 G Sch 1 Luftseite:



### 83 G Sch 2 Lasteite:



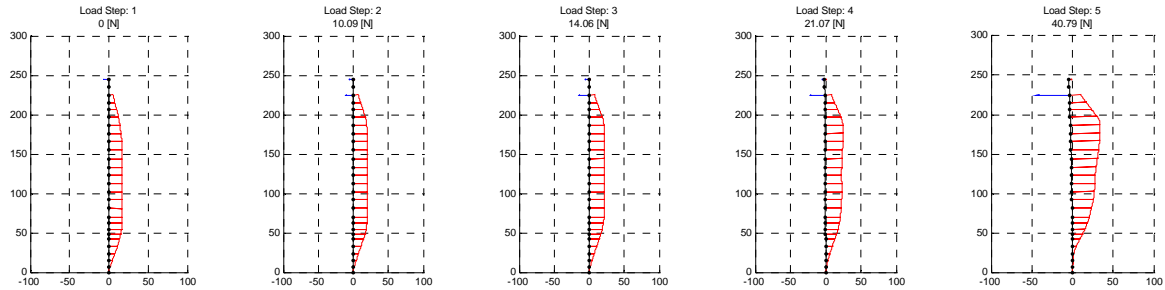
### 83 G Sch 2 Luftseite:



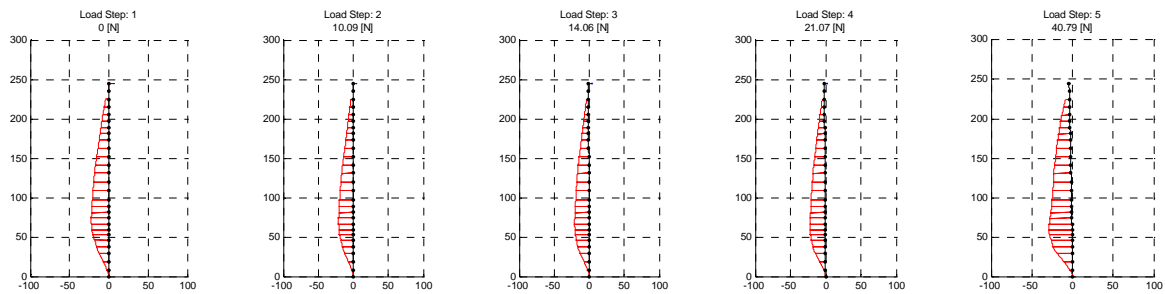


Wandabstand: **83 mm**; Lagerung: **Eingespannt**; Füllmedium: **Sand**

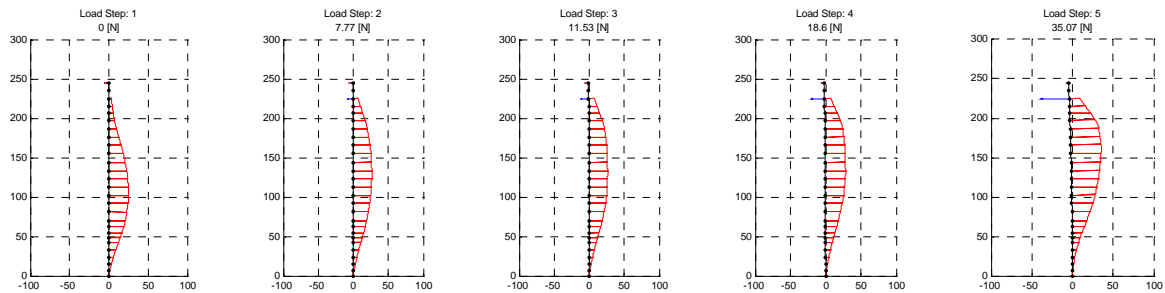
### 83 E S 1 Lasteite:



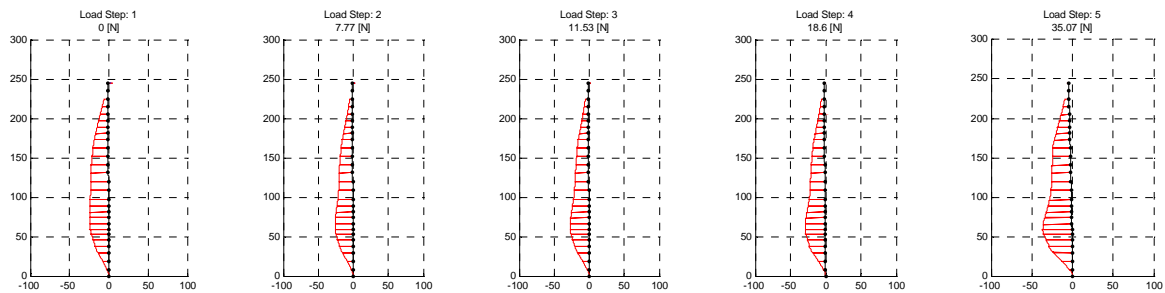
### 83 E S 1 Luftseite:



### 83 E S 2 Lasteite:

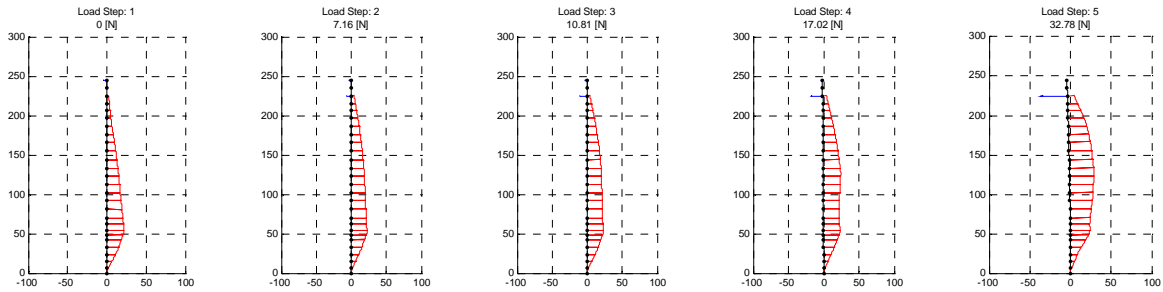


### 83 E S 2 Luftseite:

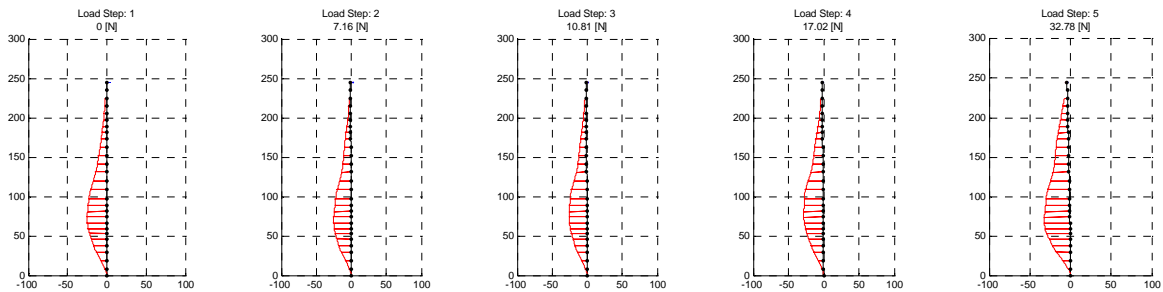


Wandabstand: **83 mm**; Lagerung: **Eingespannt**; Füllmedium: **Schneebeli**

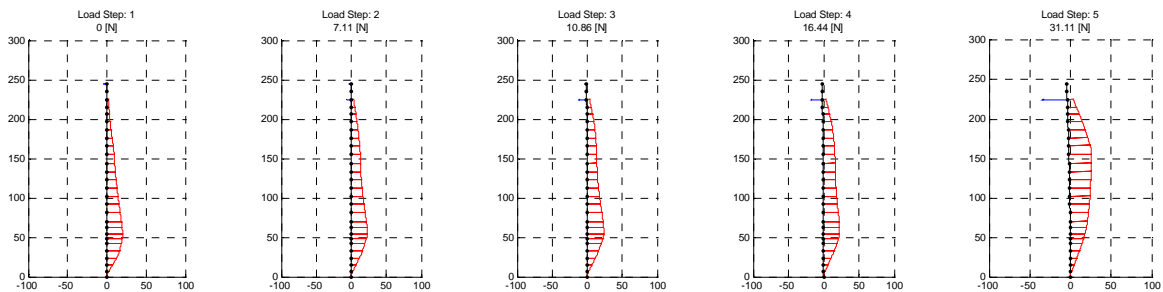
### 83 E Sch 1 Lasteite:



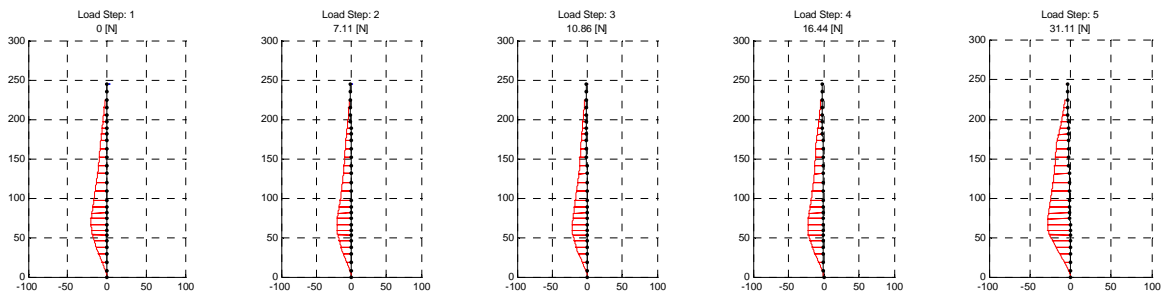
### 83 E Sch 1 Luftseite:



### 83 E Sch 2 Lasteite:

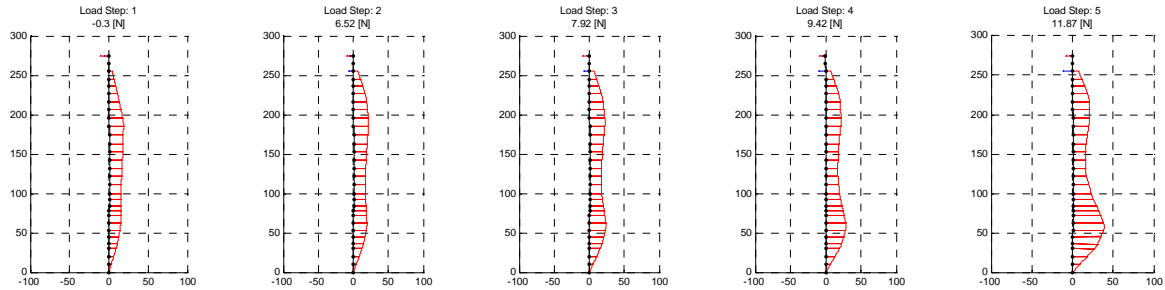


### 83 E Sch 2 Luftseite:

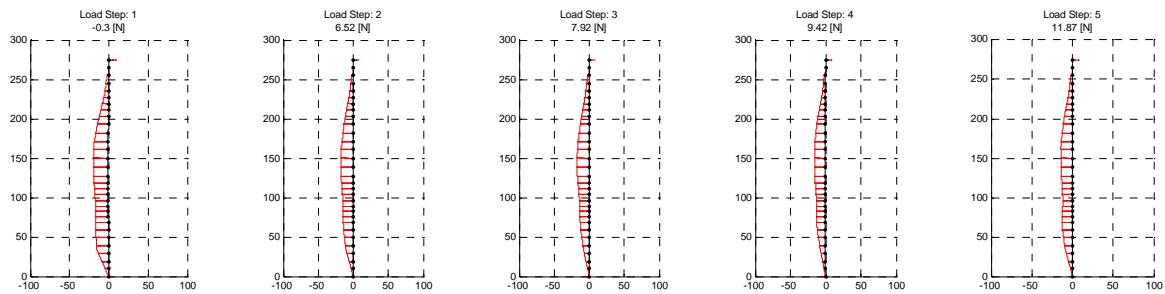


Wandabstand: **55 mm**; Lagerung: **Gelenkig**; Füllmedium: **Sand**

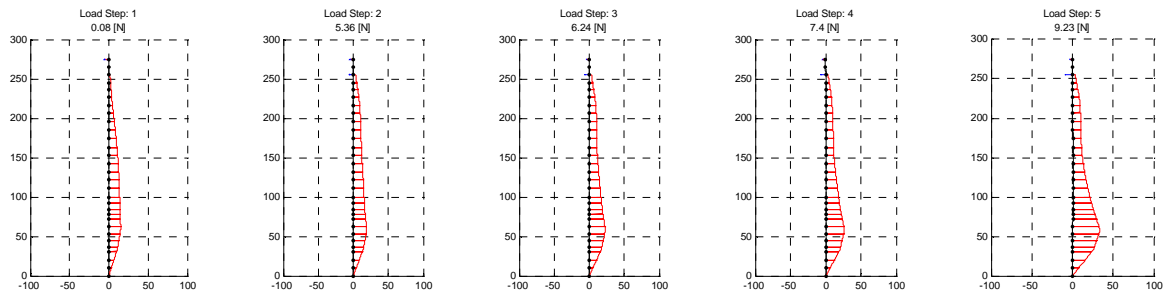
55 G S 1 Lasteite:



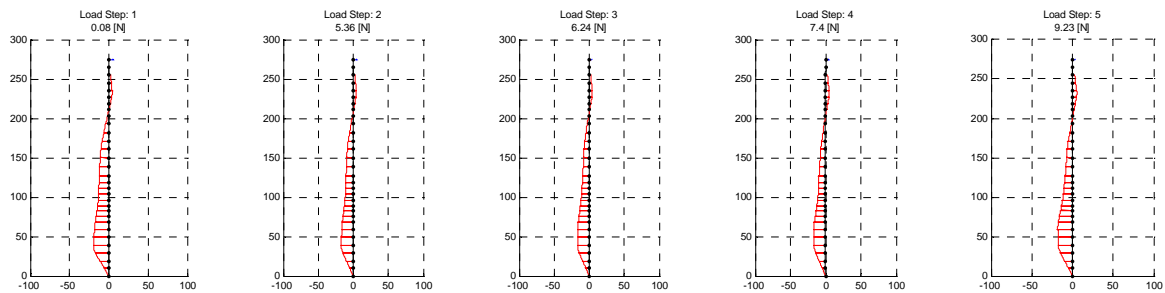
55 G S 1 Luftseite:



55 G S 2 Lasteite:

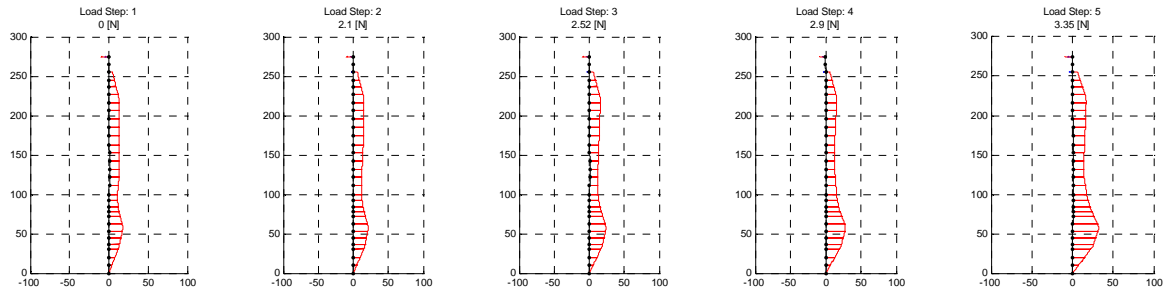


55 G S 2 Luftseite:

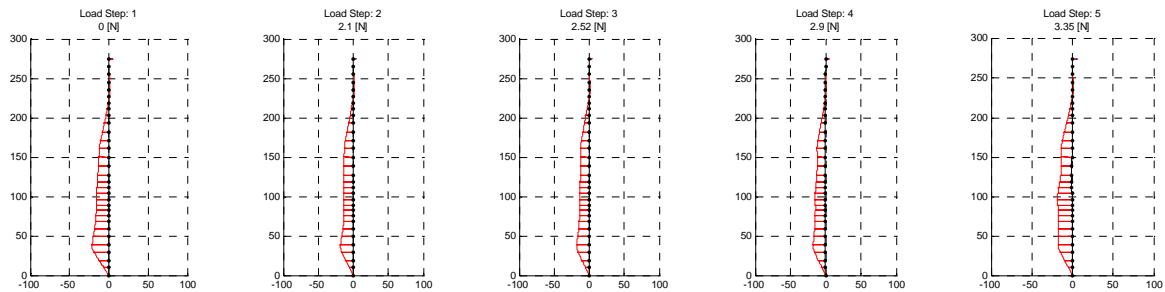


## Wandabstand: 55 mm; Lagerung: Gelenkig; Füllmedium: Schneebeli

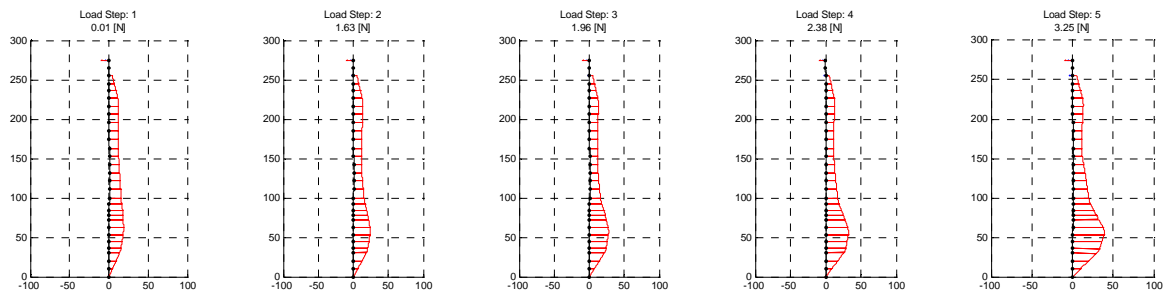
### 55 G Sch 1 Lasteite:



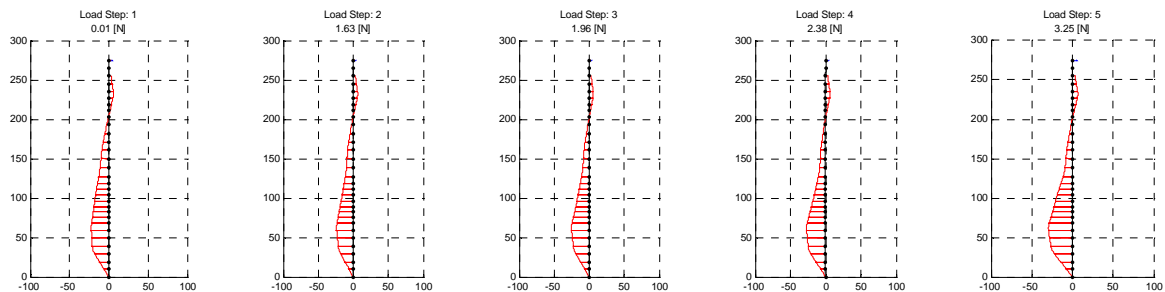
### 55 G Sch 1 Luftseite:



### 55 G Sch 2 Lasteite:

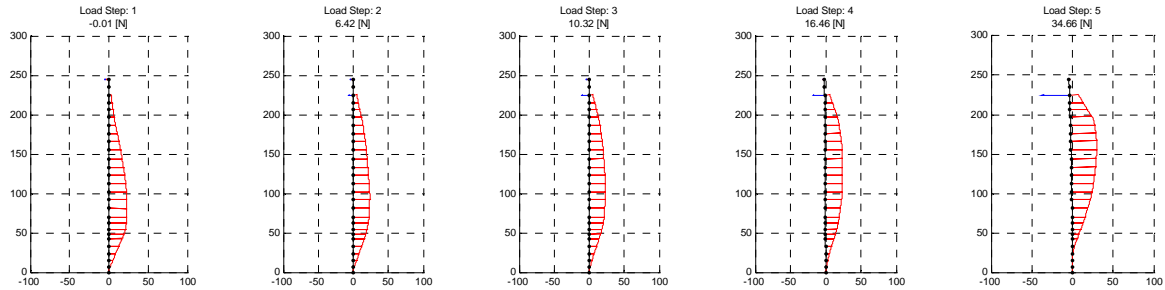


### 55 G Sch 2 Luftseite:

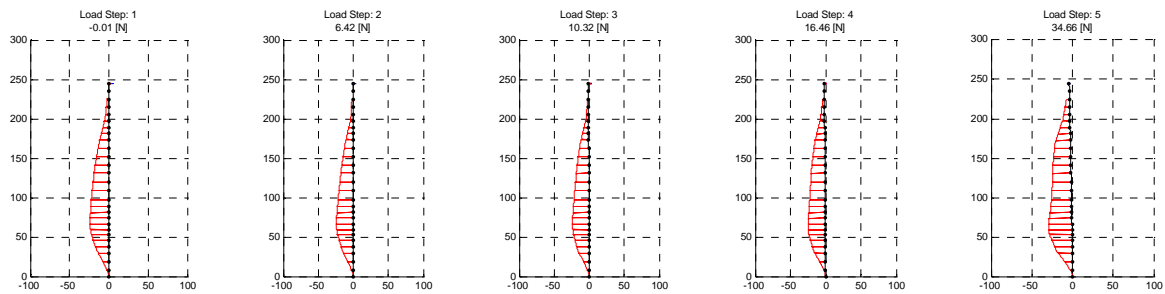


Wandabstand: **55 mm**; Lagerung: **Eingespannt**; Füllmedium: **Sand**

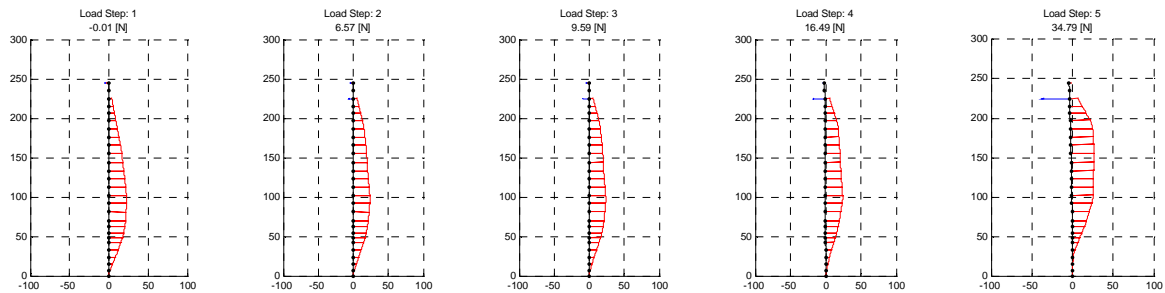
55 E S 1 Lasteite:



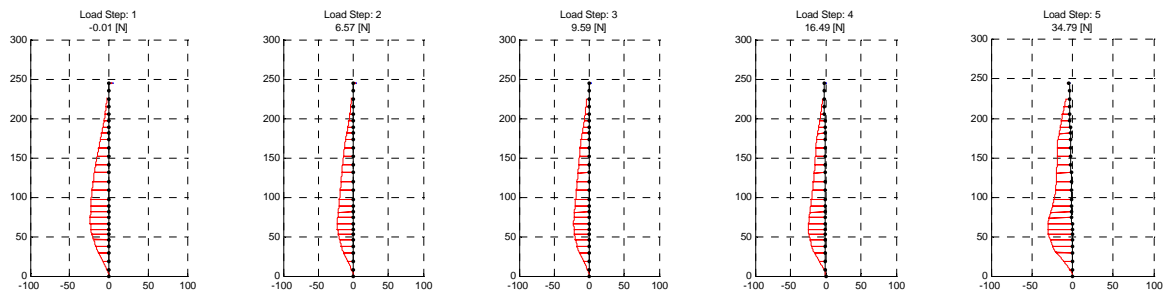
55 E S 1 Luftseite:



55 E S 2 Lasteite:

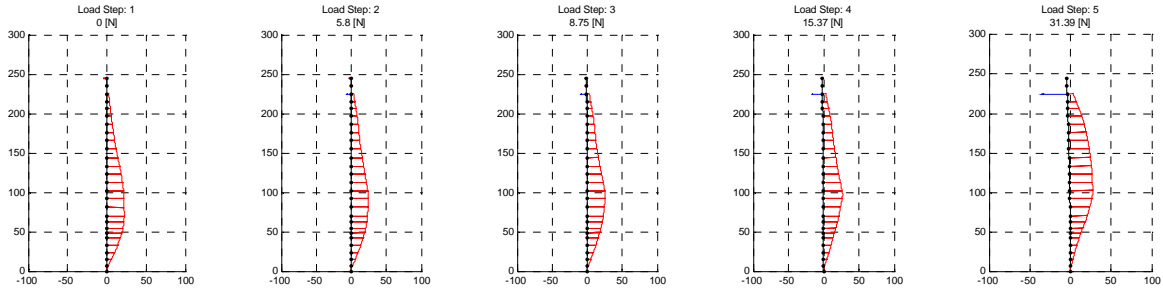


55 E S 2 Luftseite:

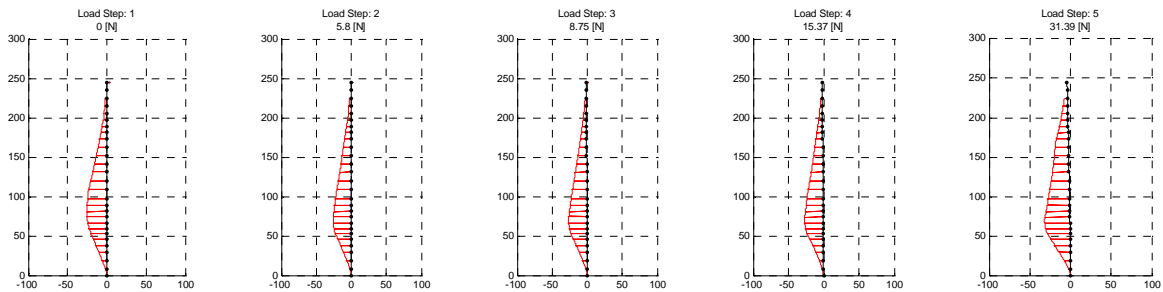


Wandabstand: **55 mm**; Lagerung: **Eingespannt**; Füllmedium: **Schneebeli**

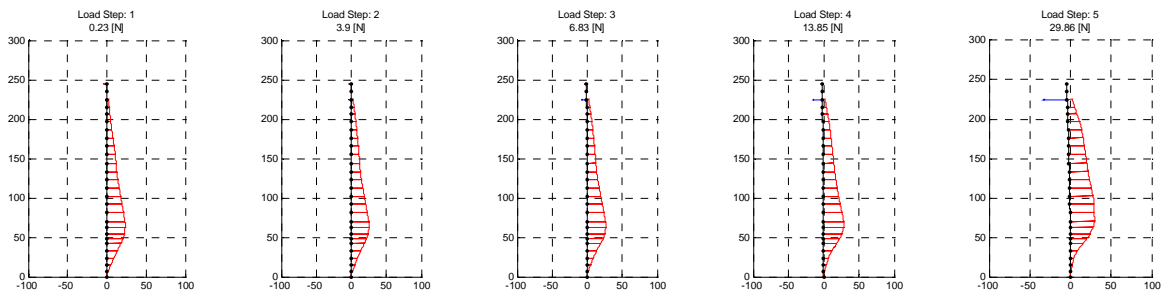
55 E Sch 1 Lasteite:



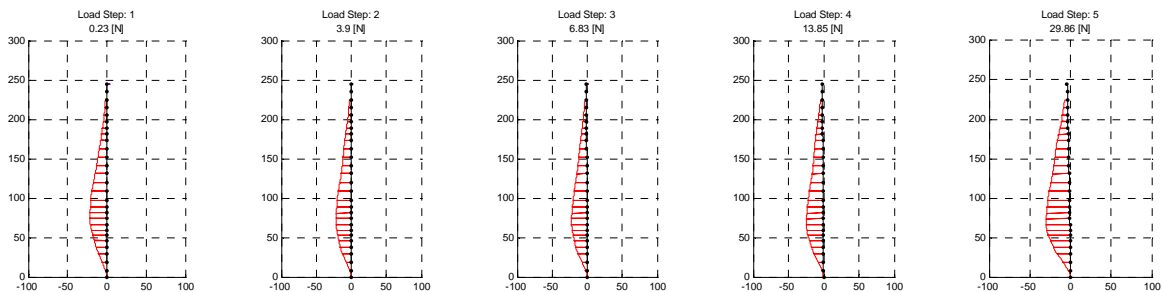
55 E Sch 1 Luftseite:



55 E Sch 2 Lasteite:

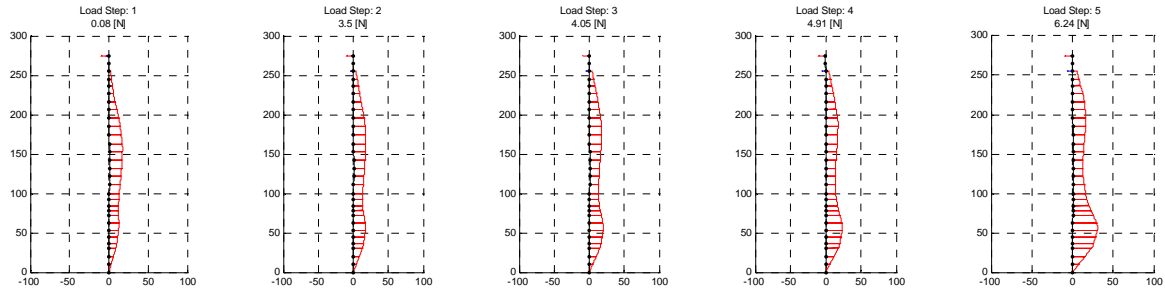


55 E Sch 2 Luftseite:

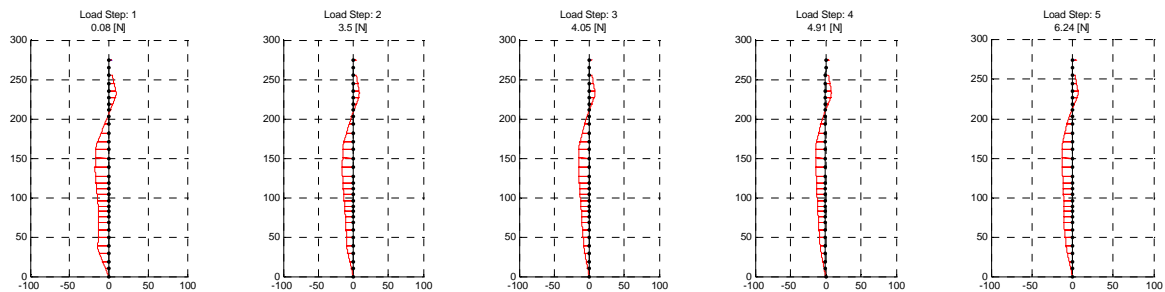


Wandabstand: **28 mm**; Lagerung: **Gelenkig**; Füllmedium: **Sand**

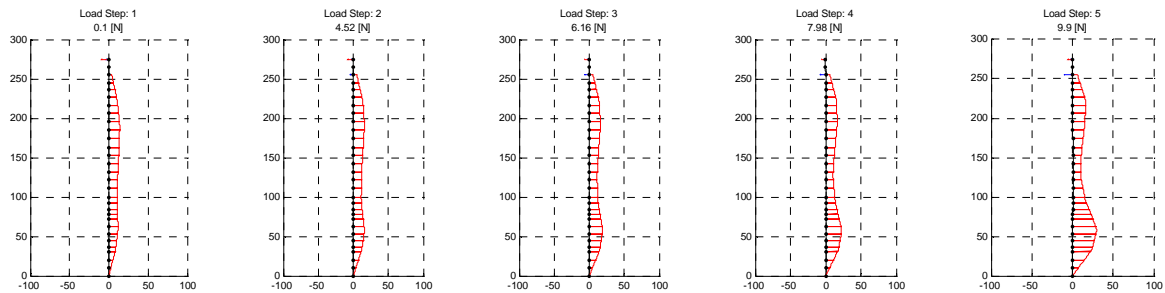
### 28 G S 1 Lasteite:



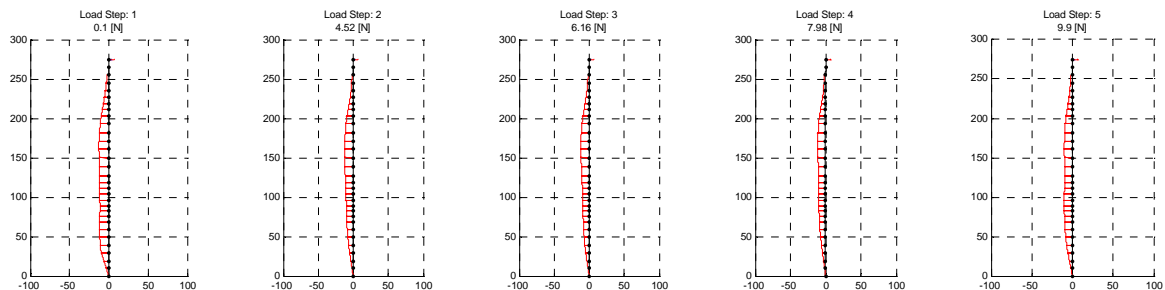
### 28 G S 1 Luftseite:



### 28 G S 2 Lasteite:

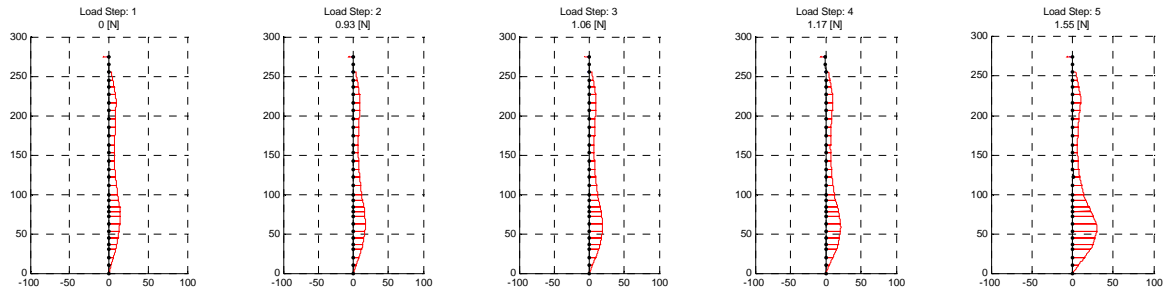


### 28 G S 2 Luftseite:

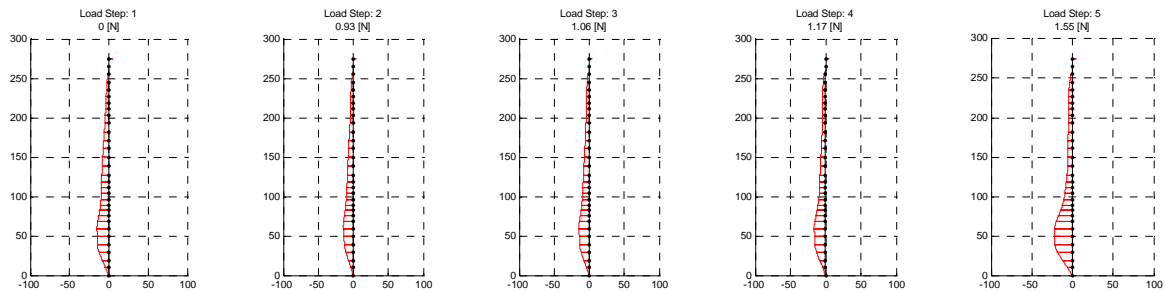


## Wandabstand: **28 mm**; Lagerung: **Gelenkig**; Füllmedium: **Schneebeli**

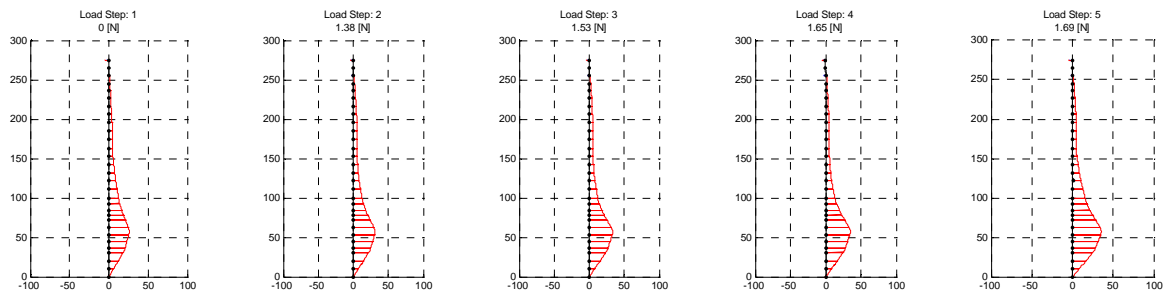
### 28 G Sch 1 Lasteite:



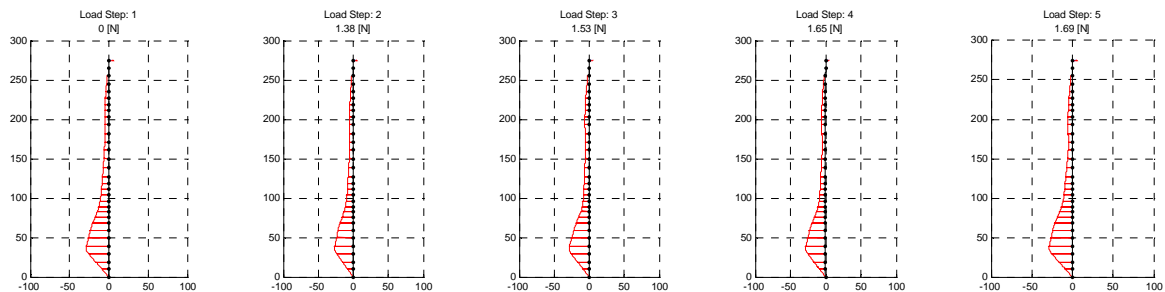
### 28 G Sch 1 Luftseite:



### 28 G Sch 2 Lasteite:



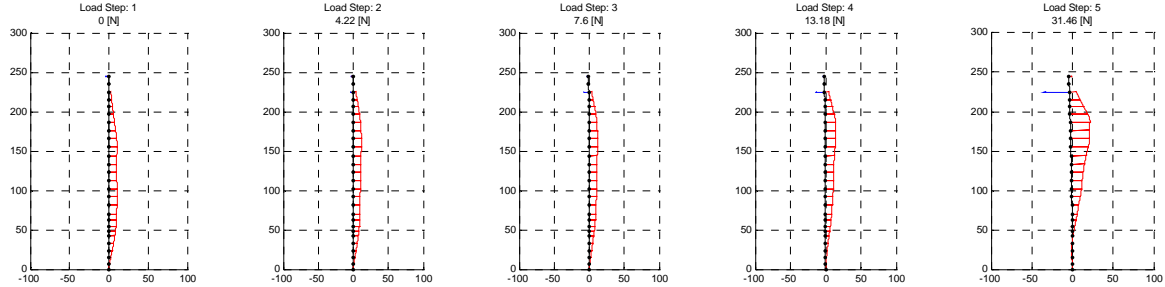
### 28 G Sch 2 Luftseite:



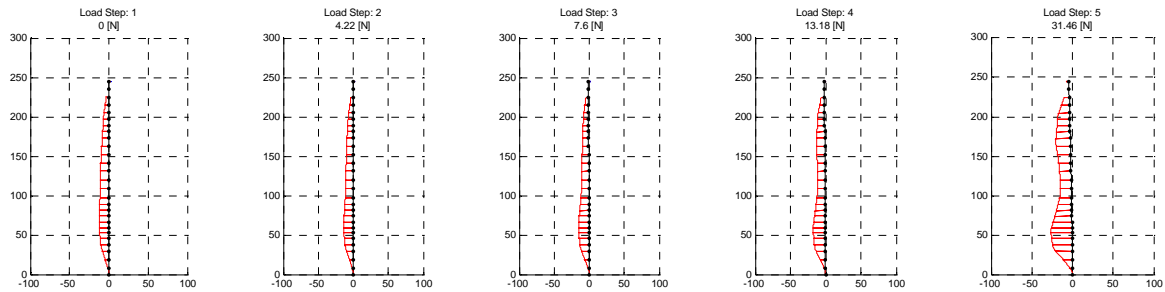


Wandabstand: **28 mm**; Lagerung: **Eingespannt**; Füllmedium: **Sand**

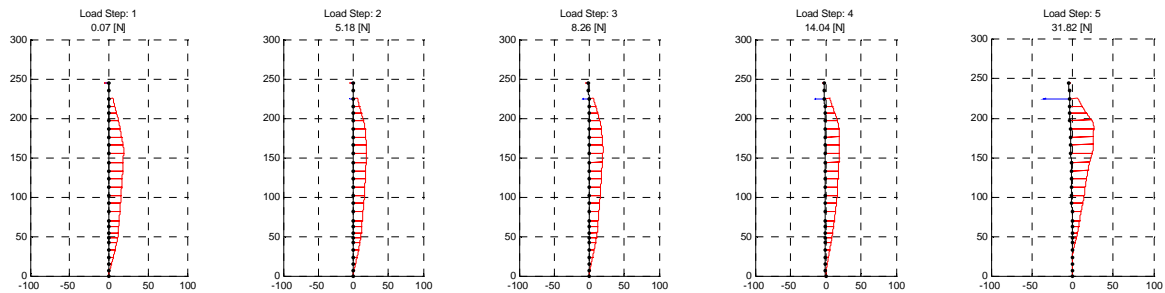
### 28 E S 1 Lasteite:



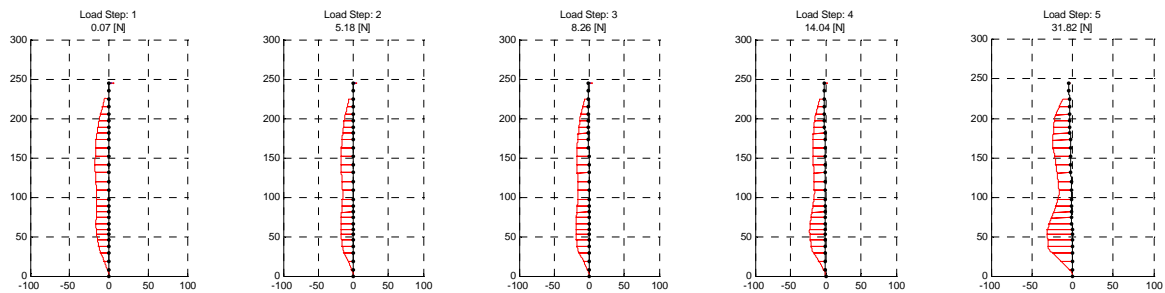
### 28 E S 1 Luftseite:



### 28 E S 2 Lasteite:

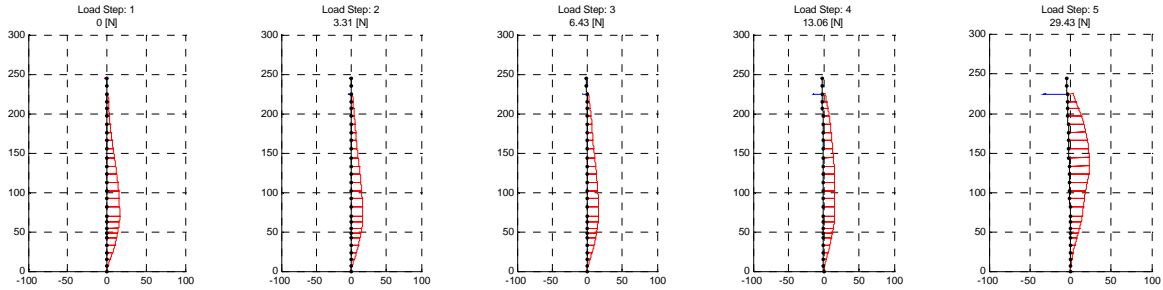


### 28 E S 2 Luftseite:

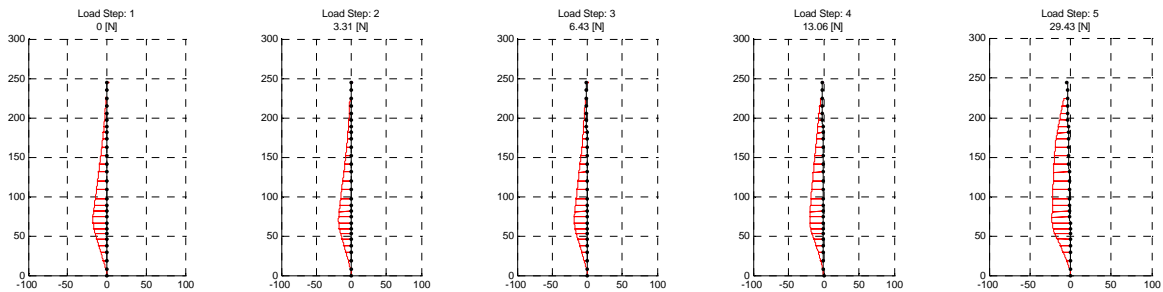


Wandabstand: **28 mm**; Lagerung: **Eingespannt**; Füllmedium: **Schneebeli**

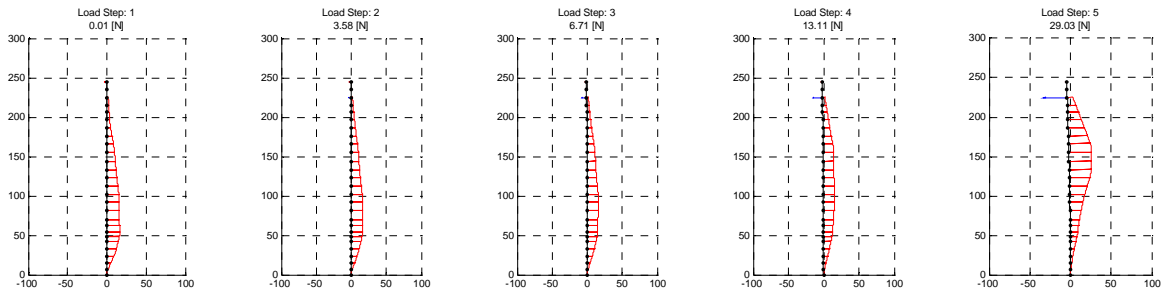
28 E Sch 1 Lasteite:



28 E Sch 1 Luftseite:



28 E Sch 2 Lasteite:



28 E Sch 2 Luftseite:

