

**Zum  
Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs  
„geogitterbewehrter Boden“**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen  
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen  
zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften  
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

**Axel Ruiken**

Berichter:   Universitätsprofessor Dr.-Ing. Martin Ziegler  
              Professor Dr.-Ing. Herbert Klapperich  
              Professor Dr.-Ing. Georg Heerten

Tag der mündlichen Prüfung: 29.05.2013

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>V</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>XIII</b>
<b>Symbolverzeichnis</b>	<b>XV</b>
<b>Kurzfassung</b>	<b>XIX</b>
<b>Abstract</b>	<b>XXIII</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2 Bewehrungswirkung von Geogittern im Boden</b>	<b>3</b>
2.1 Der Verbundbaustoff „geogitterbewehrter Boden“ .....	3
2.1.1 Festigkeit.....	3
2.1.2 Verformungsverhalten .....	8
2.1.3 Mechanismen der Kraftübertragung.....	10
2.2 Untersuchungen zur Ermittlung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des bewehrten Bodens .....	16
2.2.1 Experimentelle Untersuchungen.....	16
2.2.2 Numerische Untersuchungen.....	23
2.3 Materialparameter .....	26
2.3.1 Scherfestigkeit und Verformungsverhalten von Böden.....	26
2.3.2 Dehnsteifigkeit von Geokunststoffen .....	34
2.3.3 Einfluss geometrischer Eigenschaften.....	38
2.3.4 Bewehrungswirkung in unterschiedlichen Spannungsniveaus.....	46
2.4 Zusammenfassende Bewertung und weiterer Forschungsbedarf.....	49
<b>3 Verwendete Materialien</b>	<b>51</b>
3.1 Böden .....	51
3.2 Geogitter.....	55
<b>4 Triaxiale Druckversuche</b>	<b>57</b>
4.1 Ziel der Untersuchungen.....	57
4.2 Versuchsaufbau .....	57
4.2.1 Versuchsstand .....	57
4.2.2 Bodeneinbau und Versuchsdurchführung.....	58
4.2.3 Messinstrumentierung.....	59

4.3	Ergebnisse .....	59
4.3.1	Voruntersuchungen zur Wahl der Bewehrungsanordnung.....	59
4.3.2	Spannungs-Dehnungsverhalten .....	60
4.3.3	Volumendehnungsverhalten .....	64
4.3.4	Radiale Probendehnungen .....	65
4.3.5	Geogitterdehnungen .....	67
4.3.6	Einfluss der Lagerungsdichte .....	68
4.4	Ergebnisinterpretation.....	70
4.4.1	Mechanische Wirkungsweise des bewehrten Bodens .....	70
4.4.2	Spannungspfade für den Verbundbaustoff .....	71
4.5	Zusammenfassung.....	74
<b>5</b>	<b>Untersuchungen im ebenen Verformungszustand</b> .....	<b>76</b>
5.1	Ziel der Untersuchungen.....	76
5.2	Besonderheiten bei der Durchführung von Untersuchungen im ebenen Verformungszustand .....	77
5.3	Versuchsstand .....	77
5.3.1	Einleitung .....	77
5.3.2	Konstruktionsmaterialien mit Bodenkontakt.....	78
5.3.3	Rieseltechnik zum Bodeneinbau .....	81
5.3.4	Messmethoden.....	82
5.4	Biaxiale Druckversuche .....	86
5.4.1	Versuchsaufbau und -durchführung .....	86
5.4.2	Ergebnisse der Untersuchung unbewehrter Probekörper .....	92
5.4.3	Ergebnisse der Untersuchung geogitterbewehrter Probekörper .....	94
5.4.4	Stützwirkung der Geogitter .....	103
5.4.5	Zusammenfassung .....	116
5.5	Modellversuche.....	118
5.5.1	Versuchsaufbau und -durchführung .....	118
5.5.2	Messinstrumentierung .....	120
5.5.3	Ergebnisse.....	121
5.5.4	Übertragung der Versuchsergebnisse .....	134
5.5.5	Zusammenfassung .....	134
<b>6</b>	<b>Numerische Vergleichsrechnungen</b> .....	<b>136</b>
6.1	Ziel der Berechnungen.....	136
6.2	Numerisches Modell.....	136
6.2.1	Modellaufbau.....	136
6.2.2	Boden.....	137
6.2.3	Geogitter.....	139

---

6.3	Ergebnisse .....	142
6.3.1	Unbewehrter Boden .....	142
6.3.2	Bewehrter Boden .....	145
6.4	Zusammenfassung und Bewertung .....	152
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>155</b>
<b>8</b>	<b>Ausblick</b>	<b>159</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>162</b>



## Abbildungsverzeichnis

Bild 2.1	Bruchbedingung von bewehrtem Boden nach Schlosser & Long (1972), modifiziert nach Schlosser & Delage (1987).....	4
Bild 2.2	Bruchkriterium für unbewehrten und bewehrten Boden nach Hausmann & Lee (1976).....	5
Bild 2.3	Spannungsänderungen einer bewehrten Bodenprobe im triaxialen Druckversuch nach Hausmann & Lee (1976).....	5
Bild 2.4	Spannungsabhängige zusätzliche Scherfestigkeit $\Delta\tau$ bewehrter Probekörper für a) verschiedene Zugkräfte T in der Bewehrung und b) geometrisch unterschiedliche Geogitter bei gleicher Zugkraft nach Ochiai et al. (1996). ....	6
Bild 2.5	Komponenten der zusätzlichen Stützwirkung von Geogittern nach Yasufuku et al. (2002).....	7
Bild 2.6	Charakteristische Kurven von Boden und Geogitter zur Beschreibung der Dehnungskompatibilität nach Jewell (1985).....	9
Bild 2.7	Übliche Bewehrungsprodukte und die Mechanismen der Krafteinleitung nach Palmeira (1987), modifiziert. ....	10
Bild 2.8	Versuchsaufbau und Vorgehensweise zur Durchführung eines „Push-Tests“ nach Matys & Baslik (2004). ....	11
Bild 2.9	Einfluss der Formstabilität von Geogittern auf die Ergebnisse von „Push-Tests“ nach Matys & Baslik (2004). ....	12
Bild 2.10	Komponenten des Herausziehwidestands und deren Aktivierung in Bezug auf den maximalen Herausziehwidestand nach Wilson-Fahmy & Koerner (1993), modifiziert.....	12
Bild 2.11	Darstellung des „Interlocking“-Effekts durch die formschlüssige Verzahnung von Bodenpartikeln in Geogitteröffnungen nach Matys & Baslik (2004) und Tensar (2007).....	14
Bild 2.12	Vorstellung zur Entstehung von Partikel „Interlocking“ während der Bodenverdichtung nach Yogarajah (1993).....	14
Bild 2.13	Kontaktkräfte im bewehrten Bodenkörper infolge Entlastung eines vorgespannten Geogitters als Ergebnis numerischer Berechnungen von Bussert (2009). ....	15
Bild 2.14	Bewehrungszugkräfte und Kontaktkräfte zwischen Bodenpartikeln infolge simulierter Bodenverdichtung mit einem diskreten Modell, Lackner & Semprich (2010). ....	15
Bild 2.15	Versuche zur Untersuchung von Interaktionsmechanismen und dem Verformungsverhalten von geogitterbewehrtem Boden, dargestellt in Anlehnung an Ochiai et al. (1996). ....	16
Bild 2.16	Probekörper im biaxialen Druckversuch (ebener Verformungszustand) und im triaxialen Druckversuch (axialsymmetrischer Verformungszustand).....	17
Bild 2.17	Spannungs-Dehnungskurven unbewehrter und unterschiedlicher bewehrter Sandproben aus kleinen biaxialen Druckversuchen von a) McGown et al. (1978) und b) Tatsuoka & Yamauchi (1986). ....	18
Bild 2.18	Fotos verschiedenfach bewehrter Probekörper nach dem Erreichen des Bruchzustands nach Haeri et al. (2000).....	21

Bild 2.19	Versagensformen unbewehrter und unterschiedlich stark bewehrter Probekörper nach Ketchart & Wu (2001).....	22
Bild 2.20	Geogitterdehnungen im 1,6 m breiten Probekörper während eines triaxialen Druckversuchs nach Futaki et al. (1990).....	23
Bild 2.21	Modellaufbau und Kontaktkräfte im triaxialen Druckversuch nach teilweiser Entlastung nach Konietzky (2006) a) in einer dreifach geogitterbewehrten Bodenprobe und b) in der Nähe der mittleren Bewehrungslage.....	24
Bild 2.22	Vertikale, horizontale und Scherspannungen im unbewehrten und dreifach bewehrten Boden als Ergebnis der FE-Modellierung biaxialer Druckversuche von Ketchart & Wu (2001).....	25
Bild 2.23	Scherdehnungen in unbewehrten und bewehrten Probekörpern im Bruchzustand und bei Erreichen der Restscherfestigkeit sowie zugehörige Spannungs-Dehnungskurven, ermittelt mittels FE-Modellierung biaxialer Druckversuche durch Peng et al. (2000).....	25
Bild 2.24	Grenzgerade und Spannungen im Bruchzustand nach Mohr-Coulomb.....	27
Bild 2.25	Einflüsse aus Spannungsniveau (a) und Lagerungsdichte bzw. Porenzahl (b) auf den Reibungswinkel von Toyoura Sand nach Tatsuoka et al. (1986).....	28
Bild 2.26	Spannungs- und Volumendehnungsverhalten von dichtem Sand ( $I_D = 0,69$ ) in biaxialen Druckversuchen bei niedrigen und hohen Spannungen nach Barden et al. (1969), modifiziert in Anlehnung an Bolton (1986).....	29
Bild 2.27	Reibungswinkel (a) und Volumendehnungen (b) von Sandproben unterschiedlicher Lagerungsdichte im Bruchzustand, ermittelt von Cornforth (1964) mit biaxialen (PS) und triaxialen (TX) Druckversuchen.....	30
Bild 2.28	Einfluss des Spannungsverhältnisses auf den maximalen Reibungswinkel nach Sutherland & Mesdary (1969).....	31
Bild 2.29	Zusammenhang zwischen $\varphi_{PS}$ und $\varphi_{TX}$ nach Shimobe & Moroto (1997).....	32
Bild 2.30	Spannungs-Dehnungsverhalten von dicht, mitteldicht und locker gelagertem Sand in biaxialen und triaxialen Druckversuchen bei 70 kN/m <sup>2</sup> Zelldruck nach Marachi et al. (1981).....	33
Bild 2.31	Zeitabhängige Dehnsteifigkeit $J$ eines PP-Geogitters bei 2 % Dehnung, ermittelt aus Zug- und Kriechversuchen mit verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten bzw. Lasten von Yeo (1985), modifiziert nach Allen & Bathurst (2003).....	35
Bild 2.32	Versuchsapparat zur Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Geokunststoffen im Boden nach McGown et al. (1982), Darstellung modifiziert nach Allen & Bathurst (2003).....	36
Bild 2.33	Kraft-Dehnungskurven von verschiedenen Geogittern unter In-Air-Bedingungen sowie unter Normalspannungen von bis zu 138 kN/m <sup>2</sup> nach Wilson-Fahmy et al. (1993).....	36
Bild 2.34	Versuchsaufbau zur Durchführung von Wiederholungsbelastungen an Geogittern im Boden nach McGown et al. (1995).....	37
Bild 2.35	Einfluss des Verhältnisses zwischen Gitteröffnung und Korngröße auf die Größe des Kontaktreibungswinkels nach Jewell et al. (1984), modifiziert.....	39
Bild 2.36	Von Bussert (2009) vorgestellte Berechnungsergebnisse mit der Diskreten Elemente Methode für einen direkten Scherversuchs (30 cm x 30 cm) bei 10 mm Relativverschiebung, Lage der Scherfuge ergänzt, a) Vertikale Partikelbewegungen, b) Korn-zu-Korn-Spannungen.....	40



Bild 2.37	Spannungsaufnahmefähigkeit von zwei unterschiedlichen Böden mit Geogitterbewehrung nach Bussert (2006), modifiziert. ....	41
Bild 2.38	Spannungsaufnahmefähigkeit drei unterschiedlicher Geogitter in drei unterschiedlichen Böden, ermittelt aus Daten von Bussert (2006). ....	41
Bild 2.39	Beobachtung während eines Herausziehversuchs eines Gitters aus einem photoelastischen Material von Dyer (1985), modifiziert nach Palmeira (2004). ....	42
Bild 2.40	Erddruckentwicklung vor Querszuggliedern nach a) Jewell et al. (1984) und b) Peterson & Anderson (1980) nach Nguyen et al. (2009). ....	42
Bild 2.41	Zusammenhang zwischen Querszugglieddicke und Herauszieh Widerstand nach Detert (2005). ....	43
Bild 2.42	Zusammenhang zwischen dem vertikalen Lagenabstand der Bewehrung und a) der Stützwirkung (Confining Effect) nach Yasufuku et al. (2002); b) der kritischen Wandhöhe von Stützkonstruktionen $H_{cr}$ sowie der zusätzlichen Stützwirkung $\beta$ von Geogittern nach Kawamura et al. (2000). ....	44
Bild 2.43	Einfluss des vertikalen Lagenabstands $l_v$ in triaxialen Druckversuchen auf a) Spannungsaufnahmevermögen von Ton nach Ingold (1983) und b) Spannungs-Dehnungskurven nach Chandrasekaran et al. (1989). ....	45
Bild 2.44	Einfluss des Spannungsniveaus auf den Herauszieh Widerstand von Geogittern mit unterschiedlicher Querstabanzahl ( $Z_{Si}$ ) bei einer Klemmenverschiebung von 6 mm, bezogen auf den Herauszieh Widerstand von reinen Längsstäben ( $Z_{S0}$ ) nach Timmers & Ziegler (2002), modifiziert. ....	47
Bild 2.45	Einflüsse von Bewehrungsgrad und Spannungsniveau auf das Spannungsaufnahmevermögen im triaxialen Druckversuch, bezogen auf den unbewehrten Boden nach Haeri et al. (2000). ....	47
Bild 2.46	Zur Lastabtragung erforderliche aktivierte Verankerungslänge $L_a$ in Abhängigkeit von a) der Normalspannung $\sigma_n$ infolge Bodenüberdeckung, b) der Dehnsteifigkeit $J$ der Bewehrung. ....	48
Bild 3.1	Kornverteilungskurven der verwendeten Böden. ....	52
Bild 3.2	Proctorkurven der verwendeten Böden. ....	52
Bild 3.3	Darstellung der Scherfestigkeit des Sandes im Hauptspannungsdiagramm für den Spannungsbereich bis $\sigma_3 = 500 \text{ kN/m}^2$ . ....	53
Bild 3.4	Darstellung der Scherfestigkeit des Sandes im Hauptspannungsdiagramm für den Spannungsbereich bis $\sigma_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ . ....	53
Bild 3.5	Bruchbedingung des Versuchssandes im triaxialen Druckversuch (TX), ausgedrückt durch Sekanten- und Tangentenreibungswinkel für ausgewählte Zeldrücke. ....	54
Bild 3.6	Darstellung des Reibungswinkels (Sekantenwinkel $\phi_0$ ) über dem Spannungsniveau. ....	54
Bild 4.1	Prinzipskizze und Foto des Versuchszustandes. ....	58
Bild 4.2	Scherfugen im unbewehrten, ein- und dreifach bewehrten Probekörper. ....	60
Bild 4.3	Spannungs-Dehnungskurven von unbewehrten und bewehrten Proben. ....	61
Bild 4.4	Normierte Spannungs-Dehnungskurven von unbewehrten und bewehrten Proben. ....	61
Bild 4.5	Entwicklung der Spannungsaufnahme bei verschiedenen Verformungszuständen. ....	62
Bild 4.6	Spannungs-Dehnungskurven einer unbewehrten und einer bewehrten Probe mit Ent- und Wiederbelastungen. ....	63

Bild 4.7	Mittelwert und Schwankungsbereich der Spannungs-Dehnungskurven von bis zu fünf Wiederholungsversuchen. ....	64
Bild 4.8	Volumendehnungsverhalten von unbewehrten und bewehrten Proben. ....	64
Bild 4.9	Mittelwerte der radialen Dehnungen von unbewehrten Proben. ....	65
Bild 4.10	Mittelwerte der radialen Dehnungen von dreifach bewehrten Proben. ....	66
Bild 4.11	a) Unbewehrte und dreifach bewehrte Proben (GW) bei gleicher Belastung und b) Ergebnisse der Umfangsmessung verschieden stark bewehrter Probekörper. ....	66
Bild 4.12	Dehnungsverteilung in der mittleren Bewehrungslage (Geogitter GL-1000) dreifach bewehrter Probekörper bei unterschiedlichen Zelldrücken und Verformungszuständen. ....	67
Bild 4.13	Tragfähigkeit des unbewehrten Bodens (GW) bei verschiedenen Einbaudichten. ....	69
Bild 4.14	Tragfähigkeit des 3-fach bewehrten Bodens (GW) bei verschiedenen Einbaudichten. ....	69
Bild 4.15	Bruchbedingungen von unbewehrtem und dreifach bewehrtem Boden (GW) bei verschiedenen Einbaudichten. ....	69
Bild 4.16	Mechanisches Modell (a) und qualitativer Spannungspfad (b) für eine bewehrte Bodenprobe. ....	70
Bild 4.17	Mohr'sche Kreise für unbewehrten und bewehrten Boden. ....	71
Bild 4.18	Normierte Versuchsergebnisse des unbewehrten Bodens. ....	72
Bild 4.19	Graphische Ermittlung der zusätzlichen Stützwirkung $\Delta\sigma_3$ durch die Geogitter. ....	73
Bild 4.20	Spannungspfade des geogitterbewehrten Bodens. ....	74
Bild 5.1	Geogitterbewehrte Stützkonstruktion und Tragschicht als Beispiel für ebene Verformungszustände. ....	76
Bild 5.2	Versuchsstand zur Untersuchung von geogitterbewehrtem Boden im ebenen Verformungszustand. ....	78
Bild 5.3	Kontaktscherfestigkeit von Sand auf transparenten Materialien. ....	79
Bild 5.4	Kontaktreibungswinkel zwischen Sand und transparenten Materialien. ....	80
Bild 5.5	Ergebnisse der Parameterstudie zum Sandrieselverfahren und Prinzipskizze der Rieseleinrichtung. ....	81
Bild 5.6	Gesamtansicht der Rieselvorrichtung und Detail „Sandauslass“ am Streukegel. ....	82
Bild 5.7	Prinzipielle Funktionsweise der DIC-Methode: Ermittlung von Teilchenverschiebungen durch Mustererkennung bei unterschiedlichen Verformungszuständen und Ergebnisdarstellung als Vektorfeld und daraus abgeleitetem Dehnungsfeld nach DaVis (2003), modifiziert aus Schmatz (2006). ....	83
Bild 5.8	Prinzipieller Aufbau der verwendeten Foliensensoren nach CMV hoven (2011) und Foto der in den Untersuchungen verwendeten Foliensensoren. ....	84
Bild 5.9	Mit Foliensensoren ermittelte Spannungsverteilung zwischen Probekörper und starrer Kopfplatte während des Abschervorgangs, dargestellt als Mittelwert über die Probentiefe (2D-Diagramm) sowie als flächige Spannungsverteilung (3D-Auftragung). ....	85
Bild 5.10	Skizze des Versuchsstands zur Durchführung der biaxialen Druckversuche. ....	86
Bild 5.11	Skizze des freigeschnittenen Versuchsstands mit geogitterbewehrtem Probekörper und Detaildarstellung der Kontaktfläche Kopfplatte - Probekörper. ....	87
Bild 5.12	Freigeschnittene Latexhüllen für die Stützdruckaufbringung über Vakuum. ....	88
Bild 5.13	Anordnung der Druckgeber zur Ermittlung des Zelldrucks. ....	88

Bild 5.14	Draufsicht auf den zum Bodeneinbau vorbereiteten Versuchsstand mit seitlichen Latexhüllen und Schalungselementen.....	89
Bild 5.15	Messstangensystem zur Erfassung der lateralen Probekörperverformungen.....	90
Bild 5.16	Spannungs- und Volumendehnungskurven von biaxialen Druckversuchen mit unbewehrten Probekörpern.....	92
Bild 5.17	Scherfestigkeit des unbewehrten Sandes im Hauptspannungsdiagramm.....	93
Bild 5.18	Partikelverschiebungen und -rotationen im unbewehrten Probekörper.....	94
Bild 5.19	Spannungs- und Volumendehnungskurven von unbewehrtem, ein- und zweifach geogitterbewehrtem Probekörper im biaxialen Druckversuch.....	95
Bild 5.20	Partikelverschiebungen und -rotationen im unbewehrten, 1- und 2-fach geogitterbewehrten Probekörper.....	96
Bild 5.21	Spannungs- und Volumendehnungskurven von zweifach geogitterbewehrten Probekörpern mit unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen.....	97
Bild 5.22	Einfluss der Bewehrungsanordnung auf die Bruchfestigkeit der zweifach geogitterbewehrten Probekörper.....	98
Bild 5.23	Partikelverschiebungen und -rotationen 2-fach geogitterbewehrter Probekörper mit unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen.....	98
Bild 5.24	Spannungs- und Volumendehnungskurven der durchgeführten zweifach bewehrten Versuche mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit $J_{0-2\%}$ [kN/m]. .....	100
Bild 5.25	Einfluss der Dehnsteifigkeit $J_{0-2\%}$ der verwendeten Geogitter (GL) auf die Bruchfestigkeit der geogitterbewehrten Probekörper.....	100
Bild 5.26	Partikelverschiebungen und -rotationen von Probekörpern mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit $J_{0-2\%}$ für den Verformungszustand $\varepsilon_1 = 3\%$ .....	101
Bild 5.27	Partikelverschiebungen und -rotationen von Probekörpern mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit $J_{0-2\%}$ für den Verformungszustand $\varepsilon_1 = 10\%$ .....	102
Bild 5.28	Verteilung von Geogitterdehnungen und entsprechenden Zugkräften während des Abschervorgangs in zweifach bewehrten Probekörpern mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit.....	103
Bild 5.29	Entwicklung von Geogitterdehnungen und Dehnungsraten in den Bewehrungslagen auf 20 cm (links) und 60 cm (rechts) Höhe (Geogitter GL-700).....	105
Bild 5.30	Entwicklung von Geogitterdehnungen und Dehnungsraten in den Bewehrungslagen auf 20 cm (links) und 60 cm (rechts) Höhe (Geogitter GL-1350).....	105
Bild 5.31	Isochronen für gelegte Geogitter aus Polypropylen (a) und Polyester (b) aus Ruiken (2004).....	107
Bild 5.32	Ermittlung des zusätzlichen Stützdrucks $\Delta\sigma_3$ durch die Bewehrung bei $\varepsilon_1 = 1,5\%$ vertikaler Stauchung.....	108
Bild 5.33	Zusammenhang zwischen Tragfähigkeitserhöhung $\Delta\sigma_1$ und zusätzlichem äquivalentem Stützdruck $\Delta\sigma_3 = \Sigma F_{\text{reinf.,max}} / (H \cdot (1 - \varepsilon_1))$ .....	109
Bild 5.34	Spannungspfade des bewehrten Bodens unter Berücksichtigung des zusätzlichen Stützdrucks entsprechend den mittleren Geogitterdehnungen.....	111
Bild 5.35	Spannungspfade des bewehrten Bodens unter Berücksichtigung des zusätzlichen Stützdrucks entsprechend der mittleren Geogitterdehnungen und unter näherungsweise Berücksichtigung des Zeitstandverhaltens.....	112

Bild 5.36	Errechnete Spannungspfade für den bewehrten Boden mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit. ....	114
Bild 5.37	Versuchsaufbau zur Durchführung von Modellversuchen mit geogitterbewehrtem Boden im ebenen Verformungszustand. ....	118
Bild 5.38	Zusammenstellung der untersuchten Probekörper und Bewehrungsanordnungen (Lage der Geogitter als Höhe in cm). ....	119
Bild 5.39	Klemmen zur Fixierung der Geogitter am Facing mit Anschlusskraftmessung. ....	120
Bild 5.40	Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung (Geogitter GL-700, nicht am Facing angeschlossen). ....	121
Bild 5.41	Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung (Geogitter GL-1155, nicht am Facing angeschlossen). ....	122
Bild 5.42	Zusammenhang zwischen Erddruck und Bewehrungsgrad. ....	122
Bild 5.43	Qualitative Darstellung der verformungsabhängigen Spannungsentwicklung bei unterschiedlichen Arten der Versuchsdurchführung. ....	123
Bild 5.44	Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung (Gitter GL-700, Verschiebung des Facings mit angeschlossen Geogittern). ....	124
Bild 5.45	Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung (Gitter GL-1155, Verschiebung des Facings mit angeschlossen Geogittern). ....	124
Bild 5.46	Theoretische und gemessene Erddruckverteilung im unbewehrten Boden infolge a) Eigengewicht b) Eigengewicht + Auflast (50 kN/m <sup>2</sup> ) c) Eigengewicht + Auflast (50 kN/m <sup>2</sup> ) + Wandverschiebung ( $u_x = 2$ mm). ....	126
Bild 5.47	Erddruckverteilung auf das Facing bei unbewehrtem und verschiedenfach geogitterbewehrtem Boden nach $u_x = 2$ mm Wandverschiebung. ....	127
Bild 5.48	Erddruckverteilung bei 1- und 2-fach geogitterbewehrten Probekörpern ohne und mit Facinganschluss nach ca. 2 mm Wandverschiebung. ....	127
Bild 5.49	Geogitteranschlusskräfte in 1- und 2-fach bewehrten Probekörpern. ....	128
Bild 5.50	Geogitteranschlusskräfte in 3-, 4- und 5-fach bewehrten Probekörpern. ....	129
Bild 5.51	Bewehrungsdehnungen in Probekörpern mit beidseitiger Bewehrungsfixierung: a) Geogitter GL-700, b) Geogitter GL-1155. ....	130
Bild 5.52	Kraft-Dehnungskurven der Geogitter im Anschlussbereich. ....	131
Bild 5.53	Partikelrotationen (a) und horizontale Partikelverschiebungen (b) in unbewehrten, 2- und 5-fach geogitterbewehrten Probekörpern nach $u_x = 10$ mm Wandverschiebung. ....	132
Bild 5.54	Scherfugen in Detailausschnitten im unbewehrten und geogitterbewehrten Boden. ....	132
Bild 5.55	Kinematisches Verhalten des unbewehrten und des geogitterbewehrten Bodens ohne Anschluss der Geogitter am Facing. ....	133
Bild 6.1	Numerisches Modell des geogitterbewehrten Bodens mit Randbedingungen des biaxialen Druckversuchs und durch PLAXIS generiertes Dreiecksnetz. ....	137
Bild 6.2	Bruchbedingung (PS) des Versuchssandes gemäß Bild 5.17, ausgedrückt durch Sekanten und Tangentenreibungswinkel für ausgewählte Zelldrücke. ....	137
Bild 6.3	Sekantensteifigkeiten $E_{50}$ in biaxialen Druckversuchen. ....	138
Bild 6.4	Ermittlung der Hardening Soil Parameter $m$ und $E_{50ref}$ anhand der Sekantensteifigkeiten in biaxialen Druckversuchen gemäß Bild 6.3. ....	138

Bild 6.5	Einfluss der Kontakteigenschaften ( $R_{inter}$ ) zwischen Boden und Geogitter auf die Dehnungsverteilung und das Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens für den gleichen Belastungszustand ( $\sigma_1 = 163 \text{ kN/m}^2$ ).....	141
Bild 6.6	Spannungs-Dehnungskurven für den unbewehrten Boden aus dem Laborversuch sowie aus numerischen Berechnungen.....	143
Bild 6.7	Totale und horizontale Verschiebungen sowie Scherfugen im unbewehrten Boden bei $\epsilon_1 = 10 \%$ axialer Stauchung.....	144
Bild 6.8	Spannungs-Dehnungskurven für den unbewehrten und den zweifach geogitterbewehrten Boden aus Laborversuchen und numerischen Berechnungen.....	145
Bild 6.9	Bodenverschiebungen und Scherfugen im zweifach bewehrten Probekörper bei $\epsilon_1 = 10 \%$ axialer Stauchung.....	146
Bild 6.10	Experimentell und numerisch ermittelte Dehnungsverteilungen in oberer und unterer Bewehrungslage für gleiche Spannungszustände $\sigma_1$ .....	148
Bild 6.11	Verteilung von vertikalen und horizontalen (Druck-)Spannungen und Spannungsrichtungen in zweifach geogitterbewehrten Probekörpern im Bruchzustand.....	150
Bild 6.12	Vertikale Spannungen $\sigma_y$ [ $\text{kN/m}^2$ ] im Probenquerschnitt, experimentell und numerisch ermittelte Geogitterdehnungen $\epsilon_{reinf}$ sowie Normalspannungsverteilungen ( $\sigma_n = \sigma_y$ ) am oberen Probekörperperrand für den Belastungszustand $\sigma_1 \approx 163 \text{ kN/m}^2$ .....	151
Bild 8.1	Skizze und Foto der neuen Kopfplattenführung zur reinen Parallelverschiebung.....	159



## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1	Zusammenstellung triaxialer Druckversuche mit bewehrtem Boden. ....	19
Tabelle 2.2	Zusammenstellung biaxialer Druckversuche mit bewehrtem Boden. ....	20
Tabelle 2.3	Materialparameter und Einflussfaktoren von geogitterbewehrtem Boden. ....	26
Tabelle 2.4	Verhältnisse typischer Dehnsteifigkeiten bei 2 % Dehnung im Gebrauchsbereich (1000 Stunden) zu denen aus Zugversuchen (10 %/min) nach Walters et al. (2002). ....	35
Tabelle 3.1	Bodenkennwerte und -klassifikation. ....	51
Tabelle 3.2	Übersicht der verwendeten Geogitter – Kraft-Dehnungsverhalten. ....	55
Tabelle 3.3	Übersicht der verwendeten Geogitter – geometrische Eigenschaften. ....	56
Tabelle 6.1	Parameter des Versuchssandes nach Mohr-Coulomb und im Hardening Soil Modell. ....	139
Tabelle 6.2	Übersicht über die untersuchten Kontaktreibungswinkel. ....	140
Tabelle 6.3	Parameter der Geogitter bei den Berechnungen mit Mohr-Coulomb und mit dem Hardening Soil Modell. ....	142





## Symbolverzeichnis

### Lateinische Zeichen

$A_O$	[mm]	Fläche einer Gitteröffnung
$A_\psi$	[ - ]	Beiwert für Dilatanzindex
$B$	[mm]	Probekörperbreite
$C_c$	[ - ]	Krümmungszahl
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsionsanteil der Scherfestigkeit
$D$	[mm]	Probekörperdurchmesser
$d$	[mm]	Korndurchmesser
$d_O$	[mm]	Weite einer Gitteröffnung
$D_{pr}$	[ - ]	Proctordichte
$D_r$	[ - ]	relative Lagerungsdichte
$E$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul
$E_{50}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Sekantenmodul bei 50 % Festigkeit
$e$	[ - ]	Porenzahl
$F$	[kN/m]	Zugkraft im Geokunststoff
$H$	[ - ]	Probekörperhöhe
$I_D$	[ - ]	Lagerungsdichte
$I_r$	[ - ]	relativer Dilatanzindex
$J$	[kN/m]	Dehnsteifigkeit
$K_0$	[ - ]	Erdruhedruckbeiwert
$K_a$	[ - ]	Beiwert für den aktiven Erddruck
$l_v$	[m]	vertikaler Abstand zwischen Bewehrungslagen
$m$	[ - ]	Materialparameter zur Beschreibung des spannungsabhängigen Steifigkeit von Boden im Hardening Soil Modell (PLAXIS)
$N_p$	[kN/m]	plastische Fließgrenze von Geogittern (PLAXIS)
$n$	[ - ]	Porenanteil
$p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Hauptspannungen
$R_A$	[kN/m]	Herauszieh Widerstand von Geogittern

$R_B$	[kN/m]	Zugfestigkeit von Geogittern
$R_f$	[ - ]	Parameter zur Beschreibung der plastischen Fließgrenze (PLAXIS)
$R_{inter}$	[ - ]	Verbundbeiwert für Reibung (PLAXIS)
$S$	[mm]	Rastermaß der Zugglieder von Geogittern
$t$	[mm]	Zugglieddicke
$U$	[ - ]	Ungleichförmigkeitszahl
$U_O$	[mm]	Umfang einer Gitteröffnung
$w$	[ - ]	Wassergehalt

### Griechische Zeichen

$\beta$	[ - ]	Maß für die Stützwirkung („Confining Effect“) eines Geogitters
$\delta$	[ ° ]	Kontaktreibungswinkel
$\varepsilon_1$	[%]	Probekörperdehnung in axialer bzw. vertikaler Richtung
$\varepsilon_3$	[%]	Probekörperdehnung in radialer bzw. lateraler Richtung
$\varepsilon_{reinf.}$	[%]	Geogitterdehnung
$\varepsilon_v$	[%]	Volumendehnung
$\dot{\varepsilon}; d\varepsilon; \Delta\varepsilon$	[%/min]	Dehnungsrate
$\gamma_{13}; \gamma_{xy}$	[%]	Scherdehnung
$\varphi'$	[ ° ]	max. Reibungswinkel im Bruchzustand (Tangente)
$\varphi_0'$	[ ° ]	max. Reibungswinkel im Bruchzustand (Sekante)
$\varphi_{cv}$	[ ° ]	Reibungswinkel bei konstantem Volumen (Restscherfestigkeit)
$\varphi_{mob}$	[ ° ]	mobilisierter Reibungswinkel
$\rho_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Trockendichte
$\rho_{pr}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Proctordichte
$\lambda$	[ - ]	Verbundbeiwert für Reibung
$\sigma_1$	[kN/m <sup>2</sup> ]	größte Hauptspannung *)
$\sigma_2$	[kN/m <sup>2</sup> ]	mittlere Hauptspannung *)
$\sigma_3$	[kN/m <sup>2</sup> ]	kleinste Hauptspannung *)
$\sigma_n$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Normalspannung
$\psi$	[ ° ]	Dilatanzwinkel

---

$\nu$	[ - ]	Querdehnungszahl
$\vartheta_a$	[ ° ]	Gleitflächenwinkel im aktiven Bereich
$\tau$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung

*\*<sup>1)</sup> bei allen in dieser Arbeit angegebenen Spannungen handelt es sich um effektive Spannungen. Zur Vereinfachung der Darstellung wird der Apostroph jedoch nicht geschrieben.*

### Häufige Abkürzungen und Indizes

<i>DIC</i>	Digital Image Correlation (Methode zur Verformungsermittlung)
<i>DMS</i>	Dehnungsmessstreifen
<i>DS</i>	Direct Shear
<i>HS</i>	Hardening Soil
<i>GE</i>	Geogitter, extrudiert (Geogrid, extruded)
<i>GL</i>	Geogitter, gelegt (Geogrid, laid)
<i>GW</i>	Geogitter, gewirkt / gewebt (Geogrid, woven)
<i>KDB</i>	Kunststoffdichtungsbahn
<i>MC</i>	Mohr-Coulomb
<i>md</i>	machine direction (in Produktionsrichtung)
<i>PET</i>	Polyester
<i>PIV</i>	Particle Image Velocimetry (Methode zur Ermittlung von Geschwindigkeitsfeldern)
<i>PP</i>	Polypropylen
<i>PS</i>	Plane Strain Compression (ebener Verformungszustand)
<i>TX</i>	Triaxial Compression
<i>xmd</i>	cross machine direction (quer zur Produktionsrichtung)



## Kurzfassung

Durch die Bewehrung von Boden mit polymeren Geogittern entsteht erfahrungsgemäß ein sehr leistungsfähiger Verbundbaustoff. In diesem Zusammenhang wurde schon vielfach die grundsätzliche Bewehrungswirkung von Geogittern im Boden beschrieben. Der Vergleich von berechneten und gemessenen Bauwerksverformungen zeigt jedoch oftmals deutliche Unterschiede. Diese können vor allem durch die stark vereinfachte Abbildung des durch komplexe Interaktionsmechanismen geprägten Materialverhaltens des Verbundbaustoffs „geogitterbewehrter Boden“ erklärt werden. Die Identifizierung maßgeblicher Materialparameter, die Beschreibung von deren Einflüssen auf die Verbundmaterialeigenschaften sowie die numerische Umsetzung stellen somit nach wie vor ein wichtiges Forschungsfeld dar.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden daher experimentelle und numerische Untersuchungen am Verbundbaustoff „geogitterbewehrter Boden“ durchgeführt. Diese umfassen große triaxiale Druckversuche an zylindrischen Proben ( $\varnothing = 500$  mm) sowie biaxiale Druckversuche an ca. 800 mm hohen und breiten Probekörpern. Die Untersuchung dieser großmaßstäblichen Proben ermöglichte dabei die Verwendung von handelsüblichen biaxialen Geogittern mit Maschenweiten von bis zu 50 mm. Als Boden wurden sowohl ein enggestufter Mittelsand als auch ein gebrochenes Tragschichtmaterial verwendet. Neben grundlegenden Untersuchungen zur Ermittlung geeigneter Bewehrungsanordnungen wurden gezielte Versuchsreihen zur Ermittlung der Bedeutung von Bodenlagerungsdichte, Spannungsniveau und Dehnsteifigkeit der Geogitter für die Verbundmaterialeigenschaften durchgeführt.

Die Ergebnisse zeigen bei der Belastung des bewehrten Bodens eine sukzessive Zunahme von Geogitterdehnungen und, durch die damit einhergehende zusätzliche Bodenstützung, gegenüber dem unbewehrten Boden ein steiferes Verformungsverhalten sowie eine Tragfähigkeitserhöhung. Aufgrund der vergleichsweise geringen Stabilität von Boden im niedrigen Spannungsniveau wurde dort, bezogen auf die Tragfähigkeit des unbewehrten Bodens, die größte relative Verbesserung durch die Geogitter beobachtet. Die Versuche haben weiterhin gezeigt, dass eine gute Bodenverdichtung sowohl für die Tragfähigkeit und Steifigkeit des unbewehrten Bodens als auch für den bewehrten Boden von elementarer Bedeutung ist. Auch durch die Verwendung von Geogittern höherer Dehnsteifigkeit konnte ein steiferes Verformungsverhalten sowie eine verbesserte Tragfähigkeit des Verbundbaustoffs erreicht werden.

Der eigens für die Untersuchungen im ebenen Verformungszustand konstruierte Versuchsstand ermöglicht, durch eine transparente Seitenfläche die Partikelbewegungen im gesamten Probenquerschnitt zu erfassen und daraus durch Anwendung der Digital Image Correlation (DIC) Methode das kinematische Verhalten im Probeninneren zu ermitteln. Hierbei zeigt sich die Bewehrungswirkung der Geogitter in Form von deutlich reduzierten horizontalen Bodenverschiebungen im Bereich der Geogitterlagen sowie einer damit einhergehenden Gewölbebildung des gestützten Bodens zwischen den Bewehrungslagen.

Unter Berücksichtigung des Zusammenhangs zwischen der Tragfähigkeitserhöhung des Verbundmaterials und der Geogitteraktivierung werden für die untersuchten Probekörper die Spannungspfade entsprechend des „Confining Effect Concepts“ beschrieben. Dabei kann durch die für die biaxialen Druckversuche angegebenen Gleichungen die jeweilige Stützwirkung der in den Untersuchungen verwendeten Geogitter  $\Delta\sigma_3$  für einen beliebigen Belastungszustand  $\sigma_{1,i}$  als Funktion von der Dehnsteifigkeit  $J$  der verwendeten gelegten Geogitter berechnet werden.

In Ergänzung zu den experimentellen Untersuchungen wurden numerische Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Hiermit werden die Erkenntnisse aus dem ermittelten kinematischen Verhalten um die Spannungszustände im Probeninneren vervollständigt. Geometrie, Randbedingungen und Bodeneigenschaften wurden entsprechend den Verhältnissen im Laborversuch abgebildet. Alle Berechnungsergebnisse zeigen zunächst eine sehr gute Übereinstimmung mit dem kinematischen Verhalten in den Laborversuchen. Sofern die Verformungseigenschaften des Bodens spannungsabhängig definiert wurden, zeigte sich außerdem eine gute Übereinstimmung mit dem Spannungs-Dehnungsverhalten des unbewehrten Sandes. Darüberhinaus konnte die infolge Geogitteraktivierung sukzessive anwachsende Steifigkeit der bewehrten Probekörper abgebildet werden. Berechnungen mit konstanter Bodensteifigkeit führten hingegen für den unbewehrten Boden zu einer Unterschätzung und für den bewehrten Boden zu einer deutlichen Überschätzung der bis zum Bruchzustand eingetretenen Verformungen.

Der Vergleich von experimentell und numerisch ermittelter Geogitteraktivierung und dem Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundmaterials hat weiterhin gezeigt, dass die Berechnungsergebnisse nie in allen Punkten gleichzeitig mit denen der Laborversuche zur Deckung gebracht werden konnten. Da mit den numerischen Berechnungen sowohl die im Versuch beobachtete unmittelbare Aktivierung der Geogitter als auch die durch eine Bewehrungsdehnung erreichte Tragfähigkeitserhöhung teilweise deutlich unterschätzt wurden, scheint besonders im Hinblick auf die numerische Beschreibung der Geogitter sowie des Kontaktes zwischen Bewehrung und Boden noch Optimierungsbedarf zu bestehen.

In Ergänzung zu den beschriebenen grundsätzlichen Untersuchungen zum Spannungs-Dehnungsverhalten eines geogitterbewehrten Boden-„Elements“ wurde mit Versuchen am Modellausschnitt einer geogitterbewehrten Stützkonstruktion mit einer Querschnittsfläche von 1000 mm x 1000 mm (H x B) der Einfluss der Bodenbewehrung auf die Erddruckentwicklung untersucht. Die Versuchsergebnisse haben grundsätzlich eine Reduktion des Erddrucks unter den ermittelten aktiven Erddruck des unbewehrten Bodens gezeigt, wodurch die in den „Element“-Versuchen beobachtete Bodenstützung durch die Geogitter bestätigt wird. Die Ergebnisse zeigen weiter eine erddruckreduzierende Wirkung durch die Erhöhung des Bewehrungsgrads. Darüberhinaus zeigt sich eine deutliche Abschirmung des Erddrucks aus der gleichförmigen Auflast bereits ab der obersten Bewehrungslage, unabhängig davon, ob diese 10 cm oder 50 cm unter dem oberen Probenrand angeordnet ist. Bezüglich der zur Erddruckreduzierung erforderlichen Verformungen zeigen die Ergebnisse, dass die untersuchten Geogitter bereits bei kleinsten Wandverschiebungen  $u_x \leq 1$  mm ( $u_x/H \leq 1$  ‰) aktiviert werden. Die Langzeitbelastung einzelner

Probekörper über einen Zeitraum von bis zu drei Wochen hat vor allem in der Anfangsphase Relaxationseffekte in Form von einer weiteren Erddruckreduzierung sowie einer Verformungszunahme gezeigt.

Durch die ganzheitliche Betrachtungsweise von Verformungen und Spannungen im bewehrten Boden sowie die Ermittlung des Zusammenhangs zwischen Spannungen, Dehnungen und Bewehrungsaktivierung stellen die beschriebenen Ergebnisse einen weiteren Schritt in Richtung Verständnis und Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Verbundbaustoffs „geogitterbewehrter Boden“ dar.





## Abstract

The effectiveness of geogrids as means of soil reinforcement is well known. Due to complex interaction mechanisms between soil and geogrids, however, the stress strain behaviour of the composite material “geogrid reinforced soil” is still hard to predict. The identification of major material parameters and the description of their effect to the compound behaviour is therefore of great importance.

Within this thesis geogrid reinforced soil has been investigated in the laboratory with large scale “element” tests, such as triaxial and biaxial compression tests. Especially the apparatus developed for the plane strain testing of 800mm wide specimens allows testing of soil reinforced with common geogrids with aperture widths of 30 to 40mm. Test series have been carried out to investigate the effect of certain material parameters, i.e. soil density, stress level and tensile stiffness of the geogrids, to the composite material behaviour. Thereby attention has been paid to vary only one parameter at a time to allow the exact assignment of the observed effects to the changes in the stress strain behaviour of the compound material.

In contrast to the stress strain behaviour of unreinforced soil test results have shown an initially increasing stiffness of the composite material under vertical compression. This is caused by a gradual activation of the geogrids due to the lateral specimen extension. Furthermore, the reinforcing or confining effect of the geogrids has been identified to be higher at lower stress levels where there is only little confinement within the soil itself. A good compaction of the filling soil as well as a higher tensile stiffness have shown to lead to an increase of both the stiffness and the bearing capacity of the reinforced soil.

Apart from the possibility of testing of large specimens the apparatus that has been constructed specifically for the investigation of the reinforced soil under plane strain conditions allows the determination of the kinematic behaviour of the reinforced soil. This is achieved by recording the movement of soil particles through a transparent side wall of the test apparatus during testing and a subsequent evaluation using the digital image correlation (DIC) method. Evaluating displacements and rotations of soil particles the development of arching effects and shear zones within the soil has been visualized.

Following the idea of the “confining effect concept” the corresponding stress paths of the materials investigated with biaxial compression tests have been determined. From the equations given in this thesis the additional confining pressure due to the geogrid activation can be calculated for any loading state as a function of the tensile stiffness of the geogrids employed in the tests.

In addition to the experimental tests numerical calculations of the biaxial compression tests have been carried out using the finite element method. The calculation results show an excellent match of the kinematic behaviour of unreinforced and geogrid reinforced specimens determined with the lab tests. Using a constitutive law with stress dependant description of the soil stiffness

even the initial increase of the stiffness of the composite material during loading could be modeled. Calculations with a constant stiffness value, however, lead to a significant over-estimation of the deformations of the composite material at the peak stage.

Apart from the fundamental “element”-testing of the composite material also model tests have been carried out to investigate the development of earth pressure and connection loads within the reinforced soil. The cross section of the specimens investigated was 1000mm x 1000mm (H x W). The results have shown a significant reduction of the earth pressure even below the active earth pressure of the unreinforced soil. It has to be mentioned that the earth pressure reduction occurred already at very small displacements of the wall facing, similar to or even less as those required for the development of the active earth pressure. Furthermore, it has been shown that the decrease of the earth pressure was apparent under the topmost reinforcement layer, independent of the height of this layer within the specimen.

Due to the holistic consideration of stresses and deformations within the reinforced soil and the determination of the relationship between stresses, strains and reinforcement activation the results presented in this thesis constitute a further step towards understanding and describing the mechanical behaviour of the composite material geogrid reinforced soil.

# 1 Einleitung

Die Tragfähigkeit von Boden wird maßgeblich durch das Verhältnis der angreifenden Spannungen bestimmt. Wird die Differenz zwischen der größten und kleinsten Hauptspannung zu groß, erreicht der Boden seine Scherfestigkeit und versagt. Durch die Kombination von Boden mit Geogittern als Zugbewehrung wird die üblicherweise in horizontaler Richtung wirkende kleinste der drei Hauptspannung und somit die Tragfähigkeit des Bodens erhöht. Diese grundsätzliche Bewehrungswirkung wurde mit dem sogenannten „Confining Effect Concept“ vielfach beschrieben.

Bereits im Jahr 2008 wurden alleine in Deutschland über zehn Millionen Quadratmeter Geogitterbewehrung verbaut. Jährliche Steigerungsraten von bis zu 15 % deuten darüber hinaus auf eine weitere positive Entwicklung dieses Marktsegments hin, vgl. Ziegler (2009). Demgegenüber steht die Bemessung von Konstruktionen mit geogitterbewehrtem Boden, die oftmals immer noch zu einer Überdimensionierung der Bauwerke führt. Dies geht aus den teilweise erheblichen Unterschieden zwischen berechneten und gemessenen Verformungen und Tragfähigkeiten hervor, wie beispielsweise die Beobachtungen von Bräu & Floss (2000) und Heerten (2010) zeigen. Neben zahlreichen Teilsicherheitsbeiwerten ist diese Tatsache den komplexen Interaktionsmechanismen zwischen Boden und Geogittern geschuldet, die bei der Beschreibung des Materialverhaltens von geogitterbewehrtem Boden bislang keine Berücksichtigung finden, vgl. Vollmert & Heerten (2009). Mit Blick auf das Einsparpotenzial, was durch eine effizientere Bemessung erreicht werden kann, ist dies jedoch dringend erforderlich.

Ziel dieser Arbeit ist es, das tatsächliche Materialverhalten des Verbundbaustoffs „geogitterbewehrter Boden“ auf der Grundlage der mechanischen Wirkungsweise zu ermitteln und zu beschreiben. Hierzu ist die Identifizierung und Quantifizierung maßgeblicher Einflussparameter erforderlich. Mit Blick auf die komplexen Interaktionsmechanismen zwischen Boden und Geogittern sowie die Übertragung der Erkenntnisse auf in-situ-Verhältnisse kann dies nur durch solche Untersuchungen erfolgen, bei denen Verbundkörper aus Boden und Geogittern belastet werden.

Als Grundlage dieser Untersuchungen wird zunächst der bisherige Kenntnisstand bezüglich Festigkeit und Verformungsverhalten des Verbundbaustoffs sowie zu den Interaktionsmechanismen zwischen Boden und Bewehrung dargelegt. Anschließend folgt eine Übersicht über die in der Literatur beschriebenen Untersuchungen sowie die daraus gewonnenen Erkenntnisse zu einzelnen Materialparametern. Darauf aufbauend wird schließlich ein eigener Versuchsstand zur systematischen gezielten Untersuchung der Einflüsse einzelner Parameter auf das Spannungs-Dehnungsverhalten eines „Elements“ aus geogitterbewehrtem Boden entwickelt. Hierbei ermög-

lichen die gewählten Dimensionen die Verwendung von handelsüblichen biaxialen Geogittern mit Maschenweiten von bis zu 50 mm.

Zur Abbildung der Verhältnisse, die in Linienbauwerken wie geogitterbewehrten Stützkonstruktionen und Böschungen sowie Tragschichten im Eisenbahn- und Verkehrswegebau vorherrschen, werden die Untersuchungen überwiegend im ebenen Verformungszustand durchgeführt. Hierdurch kann der Zusammenhang zwischen der Geogitteraktivierung und dem Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs direkt ermittelt werden. Die Verwendung zahlreicher Methoden zur Spannungs- und Verformungsmessung ermöglicht dabei die umfassende Ermittlung des Probenverhaltens. In dieser Hinsicht ist besonders die Visualisierung der Bewehrungswirkung durch Auswertung des kinematischen Verhaltens im gesamten Probenquerschnitt mithilfe der Digital Image Correlation Methode zu nennen. Durch zusätzliche numerische Berechnungen werden die Erkenntnisse aus dem ermittelten kinematischen Verhalten schließlich um die Spannungszustände im Probeninneren vervollständigt, um so zu einem ganzheitlichen Bild des Materialverhaltens des geogitterbewehrten Bodens zu gelangen.

## 2 Bewehrungswirkung von Geogittern im Boden

### 2.1 Der Verbundbaustoff „geogitterbewehrter Boden“

Durch die Bewehrung von Boden mit horizontalen Geogitterlagen entsteht ein anisotroper Verbundbaustoff, dessen Spannungs-Dehnungsverhalten durch sehr komplexe Interaktionsmechanismen zwischen Boden und Bewehrung geprägt wird. Dabei kann sich das Verbundmaterialverhalten signifikant von dem Verhalten unterscheiden, das sich durch die reine Addition der Komponenteneigenschaften ergibt. Hierbei liefert besonders die Wirkung der Geogitteröffnungen die Voraussetzung für eine hervorragende Kraftübertragung zwischen Boden und Bewehrung.

Nachfolgend werden unterschiedliche Ansätze zur Beschreibung der Festigkeit des Verbundbaustoffs, die Interaktionsmechanismen zwischen Boden und Bewehrung sowie wesentliche Materialparameter und deren Einflüsse auf das Spannungs-Verformungsverhalten des Verbundbaustoffs beschrieben.

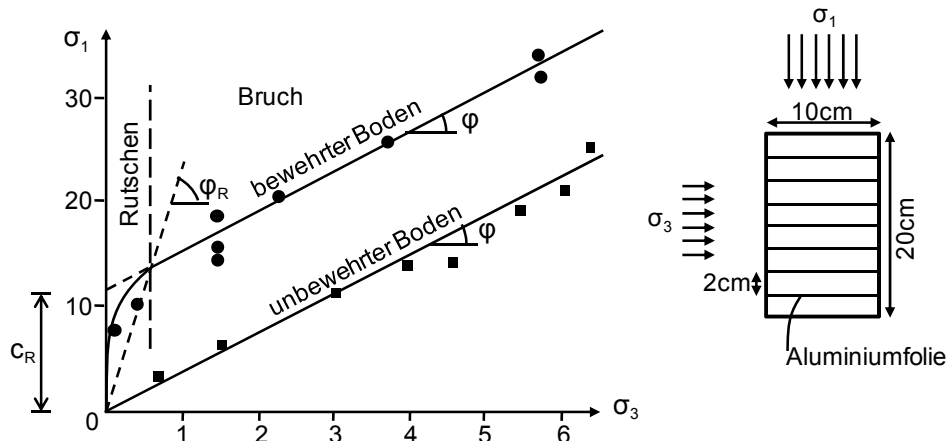
#### 2.1.1 Festigkeit

Das Spannungs-Verformungsverhalten eines Materials lässt sich durch Stoffgesetze beschreiben. Je nach Stoffgesetztyp werden dabei unterschiedliche Materialparameter zur Beschreibung des Materialverhaltens verwendet. Zur Beschreibung der Eigenschaften von Boden wird sehr oft ein linear-elastisches idealplastisches Stoffgesetz verwendet, für das die Bruchbedingung von Mohr-Coulomb gilt. Diese wird durch den Reibungswinkel  $\varphi$  und die Kohäsion  $c$  beschrieben und bildet auch die Grundlage für die hier beschriebenen Ansätze für den geogitterbewehrten Boden.

Bei der Vorstellung des Prinzips der „Bewehrten Erde“ beschrieb Vidal (1969) den tragfähigkeitserhöhenden Effekt der Bodenbewehrung als vergleichbar mit einer zusätzlichen Kohäsion für den Boden. Bezogen auf den tatsächlichen Mechanismus beschreibt er außerdem die Stützung des Bodens durch die horizontale Bewehrung in Richtung der kleineren Hauptspannung. Seit dieser neuzeitlichen Einführung der Bodenbewehrung Ende der 1960er Jahre wurden verschiedene analytische Ansätze zur Beschreibung der Festigkeit von bewehrtem Boden entwickelt. Diese Ansätze können in zwei prinzipielle Kategorien unterteilt werden, die sich darin unterscheiden, ob eine zusätzliche Kohäsion („Cohesion Concept“) oder ein zusätzlicher Stützdruck („Confining Effect Concept“) zur Erfassung der gesteigerten Tragfähigkeit angesetzt wird.

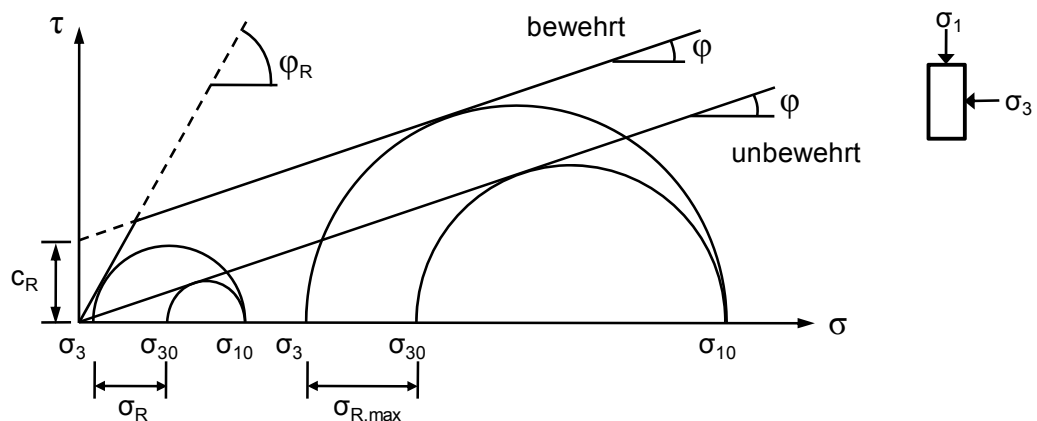
Der Ansatz einer zusätzlichen Kohäsion durch die Bodenbewehrung berücksichtigt die äußerlich erkennbare Erhöhung der Bruchfestigkeit des makroskopisch homogenen Verbundbaustoffs bei der Untersuchung im Labor. In Bild 2.1 sind beispielhaft Ergebnisse von Schlosser & Long

(1972) von triaxialen Druckversuchen an Bodenproben mit Aluminiumfolie als Bewehrungsmaterial dargestellt. Die Ergebnisse zeigen eine Parallelverschiebung der Schergeraden des unbewehrten Bodens durch die Bewehrung. Da die Tragfähigkeitserhöhung  $\Delta\sigma_1$  nahezu unabhängig vom Zelldruck einen konstanten Wert annimmt, wird dieser Wert als zusätzliche Kohäsion  $c_R$  betrachtet, die proportional zur Zugfestigkeit der Bewehrung ist.



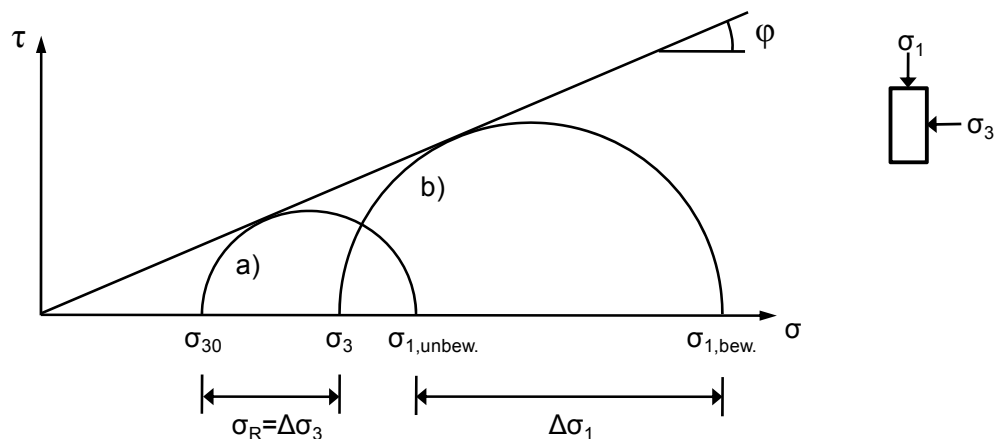
**Bild 2.1** Bruchbedingung von bewehrtem Boden nach Schlosser & Long (1972), modifiziert nach Schlosser & Delage (1987).

Die Beobachtungen zeigen weiterhin, dass unterhalb eines bestimmten Stützdrucks, den Yang & Singh (1974) als kritischen Druck  $\sigma_{crit}$  bezeichnen, diese Kohäsion nicht mehr in vollem Maße vorhanden ist. Die Ursache liegt vermutlich darin, dass die Stabilität der Probekörper bei Zelldrücken unterhalb des kritischen Drucks nicht ausreicht, um die axiale Belastung aufzunehmen, die zur Aktivierung von Bewehrungskräften bis zur Zugfestigkeit erforderlich ist. Stattdessen kann der Boden aufgrund des niedrigen Spannungszustands über die Bewehrung rutschen, vergleichbar mit einem sehr geringen Herauszieh Widerstand bei niedrigen Normalspannungen. Hausmann & Lee (1976) beschreiben die Bruchbedingung daher vereinfacht mit einem bi-linearen Ansatz (Bild 2.2). Im niedrigen Spannungsniveau unterhalb des kritischen Zelldrucks  $\sigma_{crit}$  wird das Rutschen zwischen Boden und Bewehrung mit einem erhöhten Reibungswinkel  $\varphi_R$  berücksichtigt. Oberhalb von  $\sigma_{crit}$  wird die proportional zur Zugfestigkeit der Bewehrung gesteigerte Tragfähigkeit über die zusätzliche Kohäsion  $c_R$  berücksichtigt. Nach Sawicki (1998) ist hierbei allerdings zu beachten, dass die mit den triaxialen Druckversuchen ermittelte erhöhte Bruchbedingung für den makroskopisch homogenen Verbundbaustoff nur für den axialsymmetrischen Spannungszustand zutrifft und nicht zu verallgemeinern ist.



**Bild 2.2** Bruchkriterium für unbewehrten und bewehrten Boden nach Hausmann & Lee (1976).

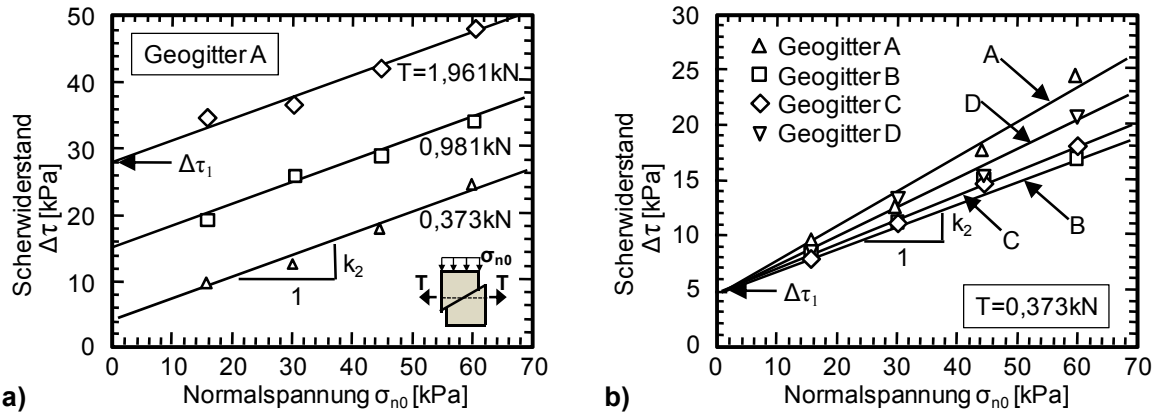
Aus der diskreten Betrachtung der Spannungserhöhungen in Richtung der horizontalen Bewehrungslagen von Yang & Singh (1974), Hausmann (1976) und Hausmann & Lee (1976) ergibt sich als zweite Betrachtungsweise der Ansatz eines zusätzlichen Stützdrucks in Richtung der kleineren Hauptspannung. In Bild 2.3 sind die Spannungsänderungen einer bewehrten Bodenprobe im triaxialen Druckversuch dargestellt. Dabei wird eine Erhöhung der kleineren Hauptspannung um den Betrag  $\Delta\sigma_3$  als zusätzliche Stützwirkung durch die Bewehrung („Confining“ Effekt) beschrieben. Hierdurch kann bei äußerlich konstantem Zeldruck trotz unveränderter Bruchbedingung eine Erhöhung der Tragfähigkeit um den Betrag  $\Delta\sigma_1$  erklärt werden. Zur Verdeutlichung des Verfahrens zeigt die Darstellung den Mohr'schen Spannungskreis für den Bruchzustand im unbewehrten Boden (a) sowie den Kreis für den zusätzlichen Stützdruckansatz bei bewehrtem Boden (b).



**Bild 2.3** Spannungsänderungen einer bewehrten Bodenprobe im triaxialen Druckversuch nach Hausmann & Lee (1976).

Die Entwicklung eines Versuchsstandes zur Durchführung von direkten Scherversuchen mit einer geneigten Scherfuge, die durch eine vorgespannte Geogitterlage verläuft (vgl. Bild 2.15), erlaubte Ochiai et al. (1996) eine differenziertere Betrachtung der zusätzlichen Stützwirkung. In Bild 2.4 sind die Versuchsergebnisse von zwei unterschiedlichen Versuchsserien dargestellt. Die

Variation der Spannung im Geogitter, die mit dem verwendeten Versuchsgerät bereits bei der Probenherstellung aufgebracht und während des gesamten Abschervorgangs konstant gehalten wurde, führt zu der bereits bekannten Parallelverschiebung der Schergeraden (Bild 2.4a).



**Bild 2.4** Spannungsabhängige zusätzliche Scherfestigkeit  $\Delta\tau$  bewehrter Probekörper für  
a) verschiedene Zugkräfte  $T$  in der Bewehrung und  
b) geometrisch unterschiedliche Geogitter bei gleicher Zugkraft  
nach Ochiai et al. (1996).

Die scherfestigkeitserhöhende Wirkung aus der Zugkraft  $T$  in der Bewehrung („Tensile“-Effekt) resultiert hierbei einerseits aus dem scherfugenparallelen Anteil der Zugkraft und andererseits aus einer größeren Reibung in der Gleitfläche infolge der entsprechend der Zugkraft erhöhten Normalspannung. Der zusätzliche Scherwiderstand ergibt sich somit, wie in Bild 2.5 dargestellt, zu

$$\Delta\tau = \frac{1}{A}(T \cdot \cos\vartheta + T \cdot \sin\vartheta \cdot \tan\varphi) = c_T \quad (2.1)$$

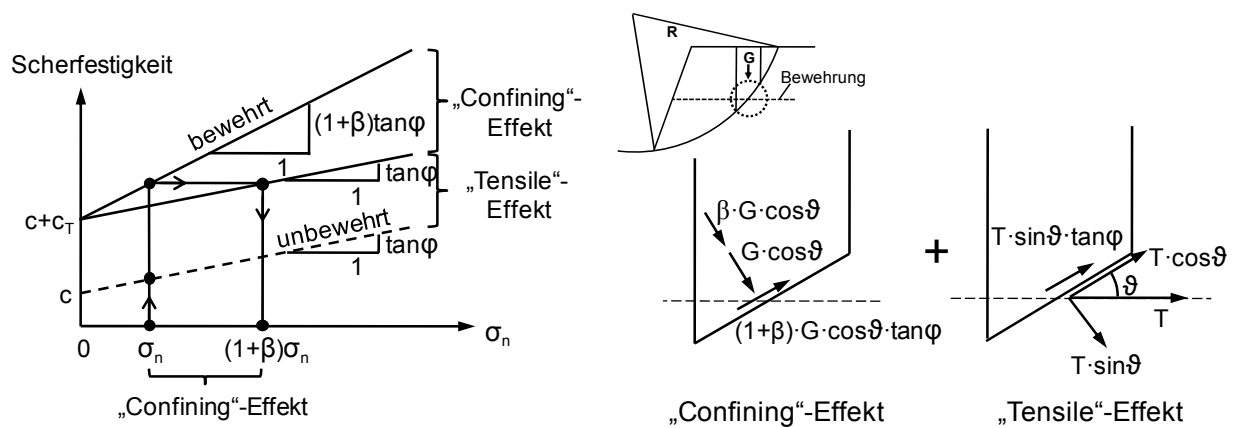
Die eigentliche Zugabe der Bewehrung führt hingegen zu einer steileren Schergeradenneigung (Bild 2.4b), was als „Confining“-Effekt definiert wird. Diese Neigungsänderung, die der Verspannung der Sandkörner in der Bewehrung zugeordnet wird, verhält sich dabei proportional zu den geometrischen Eigenschaften der Geogitteröffnungen. Geogitter B besitzt die größten Gitteröffnungen, Geogitter A mit etwas unter einem  $1\text{ cm}^2$  die kleinsten. In diesem Fall ergibt sich der zugkraftunabhängige zusätzliche Scherwiderstand zu

$$\Delta\tau = \beta \cdot \sigma_n \cdot \tan\varphi \quad (2.2)$$

Die Scherfestigkeit des bewehrten Bodens ergibt sich somit nach Kawamura et al. (2000) und Yasufuku et al. (2002) aus dem Anteil des unbewehrten Bodens sowie den scherfugenparallelen Anteilen des zusätzlichen Scherwiderstands durch die Bewehrung infolge „Tensile“- und „Confining“-Effekten gemäß Gleichung 2.3 und Bild 2.5.

$$\tau = (1 + \beta) \cdot \sigma_n \cdot \tan\varphi + c + c_T \quad (2.3)$$





**Bild 2.5** Komponenten der zusätzlichen Stützwirkung von Geogittern nach Yasufuku et al. (2002).

Gegenüber den bisher bekannten Ergebnissen von triaxialen und biaxialen Druckversuchen mit unbewehrtem und bewehrtem Boden stellt die Änderung der Neigung der Schergeraden infolge der Stützwirkungskomponente eine Neuerung dar, die so bisher nur mit dem dort verwendeten Versuchsstand ermittelt wurde. Ein wesentlicher konstruktiver Unterschied, der eventuell als Erklärung dienen könnte, stellt die Fixierung des Geogitters dar. Bei triaxialen und biaxialen Druckversuchen ist die Zugkraftentwicklung in den Bewehrungslagen das Ergebnis der Probekörperbelastung und Verformung. Dabei sind die maximal auftretenden Zugkräfte in Probekörpermitte aufgrund der üblichen kleinmaßstäblichen Probekörperabmessungen durch die geringen Verankerungslängen stark begrenzt. Bei den hier betrachteten Versuchen wird jedoch bereits bei der Probekörperherstellung eine gleichmäßige Zugkraft aufgebracht, die während des Abschervorgangs kontrolliert und konstant gehalten wird. Während mit biaxialen und triaxialen Druckversuchen an Boden mit Bewehrungslagen trotz des heterogenen Aufbaus näherungsweise das Verhalten eines bewehrten Boden-„Elements“ erfasst wird, entspricht die Durchführung von Versuchen, bei denen die Bewehrungslage unter definierten Verhältnissen durch eine geneigte Scherfläche geschnitten wird, eher einem Modellversuch zur Modellierung eines bestimmten Zustands innerhalb geogitterbewehrter Konstruktionen.

Eine detailliertere Beschreibung des Versuchsstands und der Ergebnisse zu den Stützdruckkomponenten wird an dieser Stelle nicht vorgenommen, da diese bereits bei Bussert (2006) ausführlich beschrieben sind. Lediglich auf die geometrischen Geogittereigenschaften wird später in Abschnitt 2.3.3 näher eingegangen.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass es zwei unterschiedliche Ansätze zur Beschreibung der Tragfähigkeitserhöhung durch die Bodenbewehrung gibt. Beim Ansatz eines zusätzlichen Stützdrucks werden infolge der diskreten Betrachtung von Boden und Bewehrung die tatsächlichen Spannungen im bewehrten Boden und die somit durch die Geogitter hervorgerufenen lokalen Spannungserhöhungen betrachtet. Die Bruchbedingung des unbewehrten Bodens bleibt dabei unangetastet. Der Kohäsionsansatz hingegen beschreibt die Tragfähigkeitserhöhung durch eine veränderte Bruchbedingung und ermöglicht somit die vereinfachte Abbildung des bewehrten Bodens als anisotropen, makroskopisch homogenen Verbundbaustoff. Hierbei muss jedoch

das spannungsabhängige Interaktionsverhalten zwischen Boden und Bewehrung im Stoffgesetz des Verbundbaustoffs berücksichtigt werden.

### 2.1.2 Verformungsverhalten

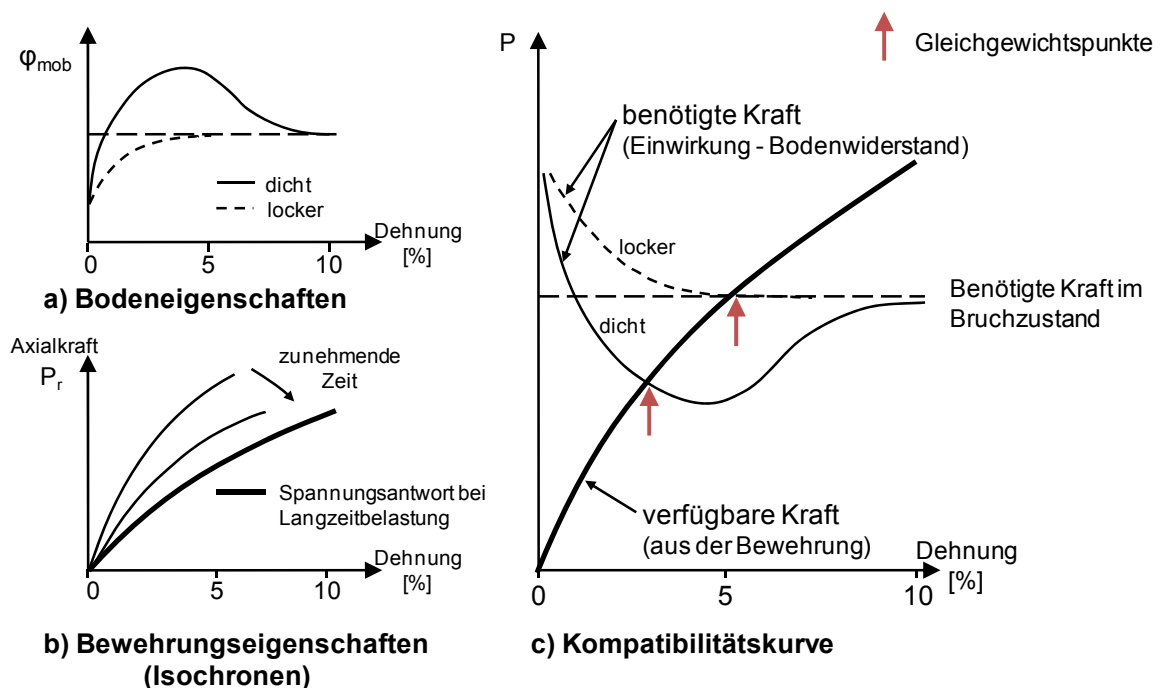
Schon die Beobachtungen von Yang & Singh (1974) zeigen, dass durch die Bewehrung von Boden neben der Erhöhung der Tragfähigkeit auch die Verformungseigenschaften im Gebrauchslastbereich verbessert werden. Durch die Zugbewehrung werden bei gleicher Belastung horizontale und vertikale Verformungen reduziert. Im Gegensatz zur Scherfestigkeit gibt es zur Beschreibung des Verformungsverhaltens des geogitterbewehrten Bodens bisher jedoch kaum Ansätze, da hierbei, gegenüber der durch die Bruchfestigkeit als definierten Zustand gekennzeichneten Grenzbedingung, das gesamte Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens vom Beginn der Belastung bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit betrachtet werden muss.

Unbewehrter Boden weist in der Regel ein ausgeprägt nicht-lineares Spannungs-Dehnungsverhalten auf, was durch die Bodenbewehrung teilweise stark verändert wird. Die Größe der Veränderung hängt maßgeblich von Boden- und Bewehrungsparametern sowie vom Interaktionsverhalten ab. In Abschnitt 2.2 werden die Ergebnisse bisheriger Untersuchungen zum Spannungs-Dehnungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens zusammengefasst. Dabei werden die verschiedenen Parameter mit Einfluss auf das Spannungs-Verformungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens genauer betrachtet.

Untersuchungen zum Spannungs-Verformungsverhalten des bewehrten Bodens und der Einflüsse einzelner Parameter wurden beispielsweise von Nimmegern (1998), Bussert (2006) und Bathurst et al. (2010) durchgeführt, die im Hinblick auf das Verhalten in geogitterbewehrten Stützkonstruktionen nicht nur die Festigkeits- sondern auch die Verformungseigenschaften geokunststoffbewehrter Erdstützkörper oder deren Komponenten berücksichtigen. Aufgrund der komplexen Interaktionsmechanismen beinhalten die abgeleiteten Ansätze überwiegend empirisch ermittelte Zusammenhänge.

### Die Bedeutung der Dehnsteifigkeit von Geogittern im Verbundmaterial

Bezüglich der Dehnsteifigkeit von Bewehrungsprodukten hat Jewell (1985) das charakteristische Spannungs-Dehnungsverhalten von Boden unter Kompression (Bild 2.6a) und geosynthetischen Bewehrungsprodukten im Zugversuch (Bild 2.6b) betrachtet. Für beide Einzelkomponenten sind zur Mobilisierung der Widerstände Verformungen erforderlich. Da im Kompositbaustoff „bewehrter Boden“ bei entsprechendem Verbund Dehnungskompatibilität herrschen muss, wird sich dieser so lange verformen, bis die einwirkenden Kräfte von Boden und Bewehrung zusammen aufgenommen werden können. In Bild 2.6c entspricht die benötigte Kraft  $P$  den Einwirkungen, abzüglich des verformungsabhängigen Bodenwiderstands, so dass diese mit der verfügbaren Kraft der Bewehrung verglichen werden kann.



**Bild 2.6** Charakteristische Kurven von Boden und Geogitter zur Beschreibung der Dehnungskompatibilität nach Jewell (1985).

Aufgrund der gegenüber der Restscherfestigkeit höheren maximal möglichen Spannungsaufnahme dicht gelagerter Böden ist der Anteil der Bewehrung am Gesamtwiderstand tendenziell kleiner als bei locker gelagerten Böden. Des Weiteren wird das Gleichgewicht zwischen Einwirkungen und der Summe aus Boden- und Bewehrungswiderständen aufgrund des steiferen Verformungsverhaltens von dicht gelagerten Böden bereits bei geringeren Verformungen als bei locker gelagerten Böden erreicht. Dieser Effekt ist im ebenen Verformungszustand noch ausgeprägter (Abschnitt 2.3.1.3). Durch die Verwendung von Geogittern höherer Dehnsteifigkeit können bei sonst gleichen Eigenschaften die zum Erreichen des Gleichgewichtszustands erforderlichen Verformungen weiter reduziert werden. Mit abnehmender Verformung nehmen hierbei jedoch der Anteil der Bewehrung am Gesamtwiderstand sowie die Kräfte in der Bewehrung überproportional zu.


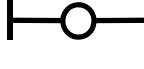
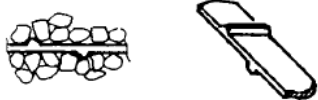
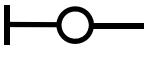
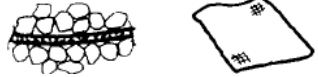
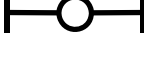
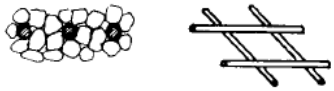
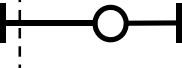
Die bereits von McGown et al. (1978) und später beispielsweise von Berardi & Pinzani (2008) beschriebene Erfordernis der Dehnungskompatibilität zwischen Boden und Bewehrung ist unter anderem eines der begrenzenden Kriterien in der von Allen & Bathurst (2003) vorgestellten und später von Bathurst et al. (2008) überarbeiteten „K-Stiffness“-Methode zur Bemessung bewehrter Stützkonstruktionen. Hiernach wird die maximale Geokunststoffdehnung für den Bemessungszeitraum auf  $\epsilon_{\text{reinf.}} = 3\%$  begrenzt. Diese Begrenzung ist das Ergebnis empirischer Untersuchungen von Allen & Bathurst (2002b) an zahlreichen instrumentierten geogitterbewehrten Stützkonstruktionen, die bei Auftreten größerer Geokunststoffdehnungen (nicht näher erläuterte) Versagensanzeichen des Bodens beobachtet haben. Ihre Beobachtungen lassen sie vermuten, dass dies in Zusammenhang mit einer unzureichenden Steifigkeit der verwendeten Geokunststoffe steht, wodurch Verformungen in solcher Größenordnung eintreten konnten, dass

die Bruchfestigkeit des Bodens entlang eines wesentlichen Teils der Gleitfläche überschritten wurde und auf die Restscherfestigkeit abgefallen ist. Als Folge dessen musste mehr Kraft über die Bewehrung abgetragen werden, was wiederum zu einer steigenden Dehnungsrate der Geokunststoffe während des Beobachtungszeitraumes geführt hat. Diese Erkenntnisse unterstützen die Idee, den Fokus für die Bemessung von bewehrtem Boden, der bisher auf der Verhinderung des Versagens der Bewehrung liegt, auf eine Begrenzung der zulässigen Bewehrungsdehnung zu legen und hierdurch die Überschreitung der Scherfestigkeit des Bodens entlang eines Großteils der maßgeblichen Bruchfläche zu verhindern.

Die Aufteilung der abzutragenden Kräfte auf Boden und Bewehrung entspricht nach Allen & Bathurst (2002a), Bathurst (2009) und Liu & Won (2009) mechanischen Grundsätzen folgend dem relativen Verhältnis der Steifigkeiten der beiden Komponenten zueinander. Im Gebrauchslastbereich ist also neben der zeit- und temperaturabhängigen Dehnsteifigkeit der Bewehrung die Steifigkeit des Bodens von Bedeutung. Da letztgenannte jedoch schwer ermittelt und beschrieben werden und zudem lokal sehr unterschiedlich sein kann, behilft man sich bisher mit der für den Grenzzustand der Tragfähigkeit kennzeichnenden Scherfestigkeit des Bodens.

### 2.1.3 Mechanismen der Kraftübertragung

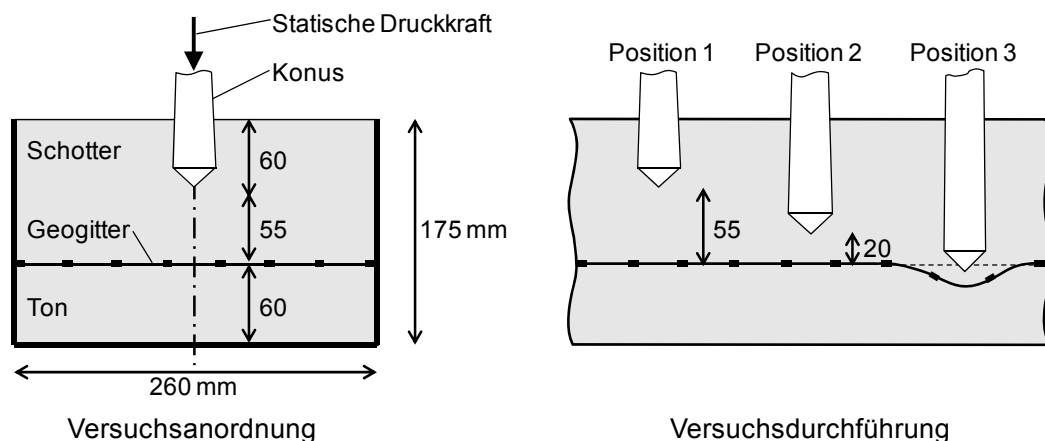
Zur Bewehrung von Boden werden verschiedenste Produkte verwendet, die sich sowohl im Rohstoff, als auch in ihrer geometrischen Struktur unterscheiden. In Bild 2.7 ist eine Übersicht der Kraftübertragungsmechanismen einiger Bewehrungsprodukte dargestellt.

Art der Bewehrung		Mechanismus	
		Reibung	Erddruck
Glatter Metallstreifen			
Gerippter Metallstreifen			
Geotextil			
Geogitter			

**Bild 2.7** Übliche Bewehrungsprodukte und die Mechanismen der Krafteinleitung nach Palmeira (1987), modifiziert.

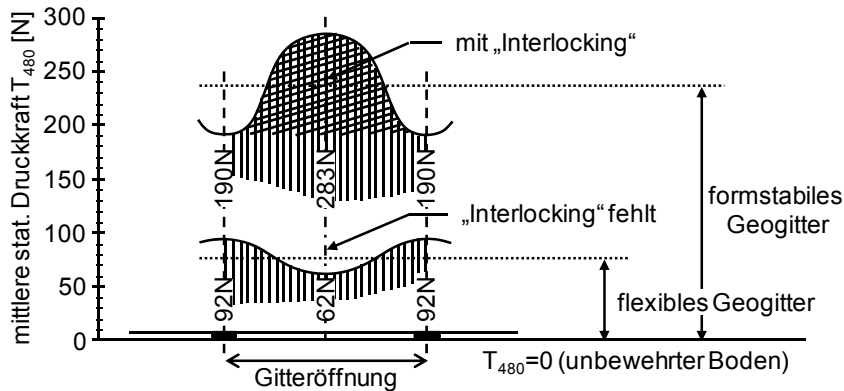
Bei glatten metallischen Bewehrungsbändern, wie sie bei der Bauweise der „Bewehrten Erde“ verwendet werden, kann die Bewehrungswirkung ausschließlich durch Reibung auf der Oberfläche der Zugglieder erfolgen. Durch Ausbildung der Bewehrungsbänder mit Rippen auf Ober- und Unterseite kann während der Relativverschiebung zwischen Boden und Bewehrung zusätzlich Erddruck vor den Rippen erzeugt werden, wodurch insgesamt mehr Kraft übertragen werden kann.

Bei Geogittern führt die gitterförmige Struktur dazu, dass die Kräfte teilweise sogar zu einem maßgeblichen Teil über Erddruck vor den Querzuggliedern übertragen werden können. Dabei „staut“ sich der Boden vor den Querzuggliedern, die aufgrund der Relativbewegung durch den Boden „pflügen“, wodurch ein passiver Erddruck auf den aufgestauten Boden wirkt. Hierzu müssen die Bodenkörner klein genug sein, dass sie in die Gitteröffnungen passen (vgl. Abschnitt 2.3.3). Eine Begrenzung dieses Effektes beschreibt Müller (2011), wonach zwischen Geogittern unterschiedlicher Herstellungsart unterschieden werden muss: Während Geogitter mit steifen Zuggliedern und stabilen Knoten den Erddruck vor den Querzuggliedern mobilisieren und in die Längszugglieder übertragen können, ist diese Möglichkeit bei Geogittern mit verformbaren Filamenten vermutlich nur in reduziertem Maße gegeben. Dieser Trend wird durch die Ergebnisse der Herausziehversuche von Silvano et al. (2004) und durch die Ergebnisse der nachfolgend beschriebenen „Push-Tests“ von Matys & Baslik (2004) bestätigt.



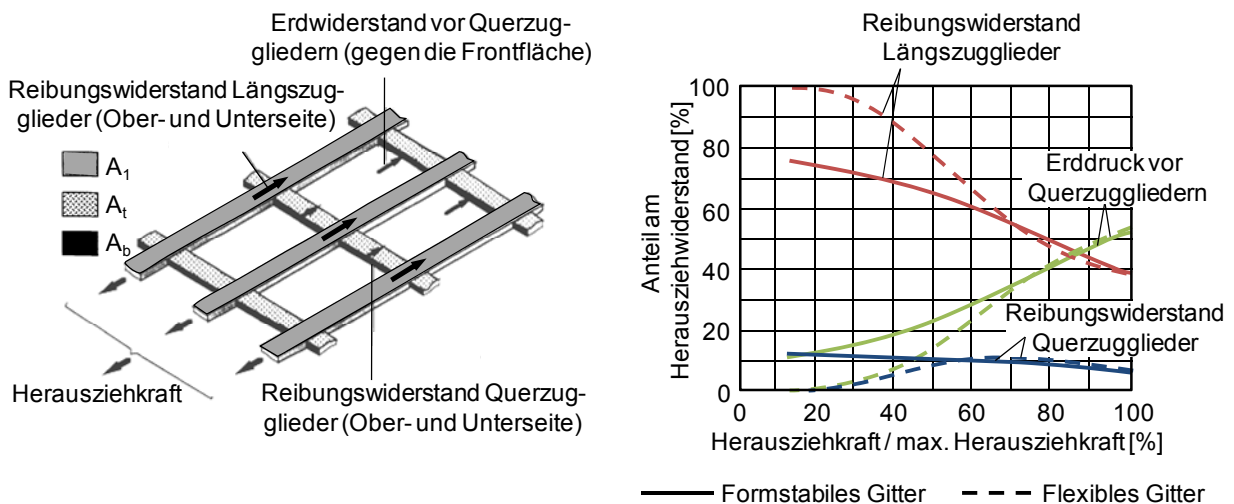
**Bild 2.8** Versuchsaufbau und Vorgehensweise zur Durchführung eines „Push-Tests“ nach Matys & Baslik (2004).

Die von Matys & Baslik (2004) durchgeführten und in Bild 2.8 prinzipiell dargestellten sogenannten „Push-Tests“ beinhalten das Eindringen eines Kegel in eine Schotterlage bis auf Höhe der Geogitterlage, die von einer Tonschicht unterlagert wird. Die in Bild 2.9 dargestellten Ergebnisse zeigen die ermittelten Druckkräfte, aufgetragen über der genauen Lage der untersuchten Geogitter. Die deutlich höheren Druckkräfte bei Verwendung von „formstabilen“ Geogittern erklären Matys & Baslik (2004) durch eine Gewölbebildung der Bodenpartikel über den Zuggliedern (Bild 2.11). Weitere Erfahrungen mit dieser Versuchsmethode sind allerdings nicht bekannt.



**Bild 2.9** Einfluss der Formstabilität von Geogittern auf die Ergebnisse von „Push-Tests“ nach Matys & Baslik (2004).

Die Ergebnisse der Pullout-Versuche von Heitz (2002) und Timmers & Ziegler (2002) an formstabilen Geogittern zeigen, dass der Erddruck vor den Zuggliedern quer zur Herausziehrichtung einen wesentlichen Anteil am gesamten Herauszieh Widerstand erreichen kann. Während Liu et al. (2009) mit gewirkten Geogittern in direkten Scherversuchen Anteile der Querkzugglieder am Herauszieh Widerstand von bis zu 15 % ermittelt haben, zeigen die Ergebnisse von Moraci & Giofrè (2006) mit einem extrudierten Geogitter in Herausziehversuchen einen Querkzuggliedanteil von mehr als 80 %. Allerdings sind für die Mobilisierung des Erddrucks im Gegensatz zur Aktivierung der Reibungs- und Adhäsionswiderstände entlang der Längszugglieder deutlich größere Verformungen erforderlich, prinzipiell vergleichbar mit den relativ großen erforderlichen Verformungen zur Erzeugung von passivem Erddruck vor Wänden. Diese Beobachtungen decken sich qualitativ mit den in Bild 2.10 dargestellten Ergebnissen numerischer Untersuchungen zum Herauszieh Widerstand von Geogittern von Wilson-Fahmy & Koerner (1993) sowie mit den Beobachtungen von Bussert (2009) zur Kontaktscherfestigkeit.



**Bild 2.10** Komponenten des Herauszieh Widerstands und deren Aktivierung in Bezug auf den maximalen Herauszieh Widerstand nach Wilson-Fahmy & Koerner (1993), modifiziert.

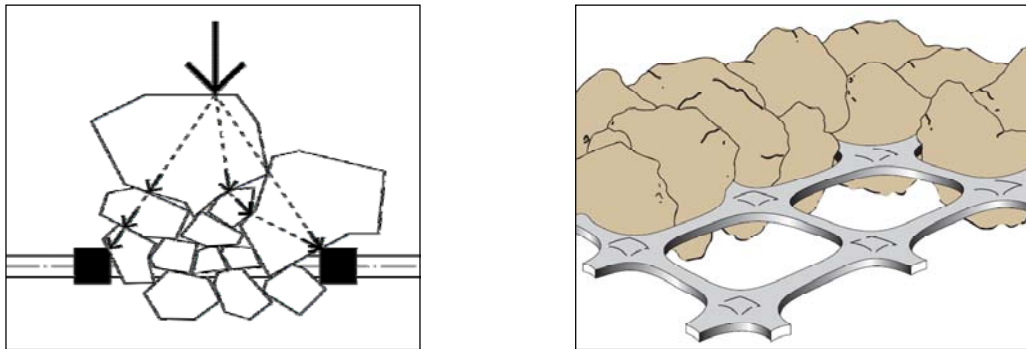
Ergänzend seien an dieser Stelle noch die Beobachtungen von Alagiyawanna et al. (2001) und Heitz (2002) erwähnt. Sie zeigen, dass sowohl die Reibung auf den Längszuggliedern als auch der Erddruck vor den Querszuggliedern vermutlich nicht nur in Verformungsrichtung wirken, sondern, wenn auch in begrenztem Maße, einen Einfluss in seitlicher beziehungsweise „räumlicher“ Richtung haben. Die Reibung entlang der Längszugglieder wird daher nach Teixeira et al. (2007) durch die Erddruckentwicklung vor den Querszuggliedern beeinflusst, da mit zunehmender Verformung sukzessive Anteile des Reibungswiderstands auf den Erddruck umgelagert werden.

Bei dehnbaren Bewehrungen, wozu Geokunststoffe in der Regel zählen, bauen sich die Bewehrungsdehnungen innerhalb des Bodenkörpers mit zunehmendem Abstand von dem Ort mit der maximalen Ausnutzung beziehungsweise mit der kleinsten Sicherheit gegen potenzielle Gleitflächen ab. Daher kann vermutlich nur innerhalb eines definierten Bereichs von ausreichender Relativbewegung zur Erddruckmobilisierung ausgegangen werden. Wie groß dieser Bereich ist, also wo noch ausreichend große Relativverschiebungen an den Querszuggliedern auftreten, ist von der Dehnsteifigkeit der Längszugglieder, der Normalspannung, dem Verhältnis zwischen Gitteröffnungsweite und Korngröße sowie der Querschnittsform, -dicke und Verformbarkeit der Querszugglieder abhängig. Nach Alagiyawanna et al. (2001) hat die Oberflächenreibung daher im Gebrauchslastbereich eine deutlich größere Bedeutung als der Erddruck vor den Querszuggliedern, der in diesem Zustand höchstens ein Drittel des gesamten Widerstands ausmacht. An dieser Stelle sei außerdem erwähnt, dass der tragfähigkeitserhöhende Beitrag der Querszugglieder, im Gegensatz zum Verhalten im kohäsionslosen Boden, im bindigen Boden nach Aydogmus et al. (2006) vermutlich deutlich geringer ist.

Neben den Mechanismen der Oberflächenreibung zwischen Zuggliedern und Boden sowie der Erddruckentwicklung vor den Querszuggliedern beschreiben Jewell et al. (1984), Lopes & Lopes (1999) und Silvano et al. (2004) einen dritten Mechanismus, der die Reibung in der Kontaktfläche Boden - Boden betrachtet. Diese Reibung entsteht dadurch, dass ein Teil des Bodens durch die Querszugglieder an seiner Verformung gehindert wird und der übrige Boden darüber hinweg gleitet. Die Anteile der Reibung auf der Geogitteroberfläche und auf dem Boden in den Gitteröffnungen entsprechen nach Beobachtungen von Jewell et al. (1984) dem Flächenverhältnis von Zuggliedern und Gitteröffnungen. Mit Blick auf das Kräftegleichgewicht müssen diese jedoch dem Erddruck auf die Querszugglieder entsprechen.

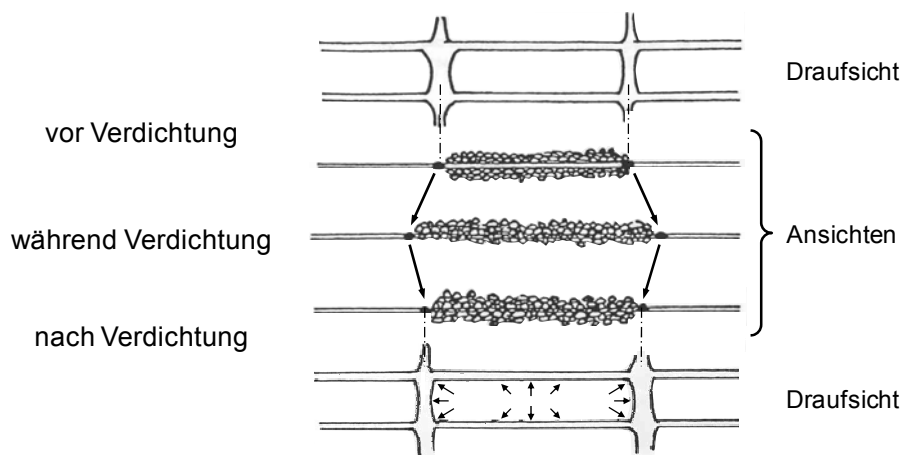
Die bisher beschriebenen Mechanismen der Kontaktreibung und der Erddruckentwicklung setzen das Auftreten mehr oder weniger ausgeprägter Relativbewegungen zwischen Boden und Geokunststoff voraus. Bei dem letzten in diesem Abschnitt erwähnten Mechanismus, dem „Interlocking“-Effekt, ist dies nur in begrenztem Maße der Fall. Der Begriff „Interlocking“ beschreibt in der Bodenmechanik eine formschlüssige Verzahnung von Bodenpartikeln. Dieser Effekt kann bereits im unbewehrten Boden vor allem bei eckigen Partikeln auftreten. Im Zusammenhang mit bewehrtem Boden beschreiben Luo et al. (2000) und Jenner (2009) die Einlagerung und Verzahnung von Bodenpartikeln in den Öffnungen der Bewehrungsprodukte als „Interlocking“, wie beispielhaft in Bild 2.11 dargestellt ist. Die Verzahnung der Bodenpartikel

führt dazu, dass sich Boden und Bewehrung gegenseitig stabilisieren und an der Verformung hindern.



**Bild 2.11** Darstellung des „Interlocking“-Effekts durch die formschlüssige Verzahnung von Bodenpartikeln in Geogitteröffnungen nach Matys & Baslik (2004) und Tensar (2007).

Die Entstehung von Partikelinterlocking während der Bodenverdichtung über einem Geogitter ist in Bild 2.12 nach Yogarajah (1993) dargestellt. Während des Verdichtungsprozesses wirken hohe vertikale Lasten, wodurch die Bodenpartikel in die Gitteröffnungen gezwängt werden und diese sich geringfügig verformen. Sobald die Verdichtung vorbei ist, fehlt die erforderliche Gleichgewichtskraft und die Bewehrung versucht in die Ausgangslage zurückzukehren, wodurch der Boden im Bereich der Bewehrung unter Spannung bleibt.

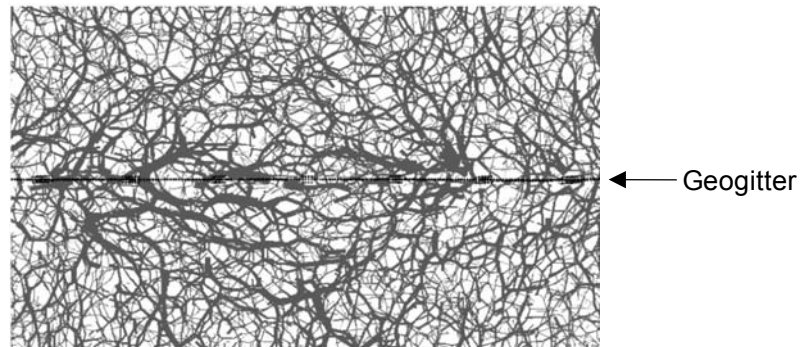


**Bild 2.12** Vorstellung zur Entstehung von Partikel „Interlocking“ während der Bodenverdichtung nach Yogarajah (1993).

Die bei der Verdichtung eintretenden Verformungen sind einerseits sehr klein und andererseits nicht auf eine bestimmte Richtung festgelegt. Der Vorstellung nach wirkt die Verdichtungsbelastung lokal sehr begrenzt, so dass die Bewehrung sich unter Umständen in Richtung der geringer belasteten Umgebung dehnen könnte. Die in Bild 2.21 in Abschnitt 2.2 dargestellten Spannungen als Ergebnis numerischer Berechnungen von Konietzky (2006) zeigen beispielsweise solche verbleibenden Kräfte nach einer Belastung und anschließender teilweisen Entlastung im triaxialen Druckversuch. Ähnliche Ergebnisse erzielten McGown et al. (1995) im Labor mit Zugversuchen an einem Geogitter im Boden. Durch die eingelagerten Partikel zeigte

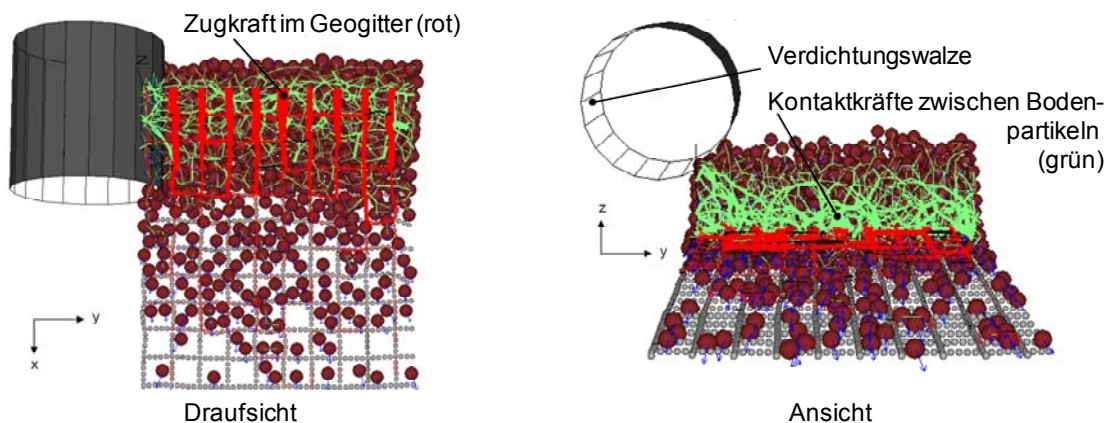


das Geogitter bei der Entlastung nur einen teilweisen Verformungsrückgang. Die dabei entstehenden Spannungen konnten zwar im Labor nicht ermittelt werden, dürften jedoch den in Bild 2.13 dargestellten Kontaktkräften nach Bussert (2009) entsprechen, der einen ähnlichen Vorgang numerisch simuliert hat.



**Bild 2.13** Kontaktkräfte im bewehrten Bodenkörper infolge Entlastung eines vorgespannten Geogitters als Ergebnis numerischer Berechnungen von Bussert (2009).

Der eigentliche Vorgang der Bodenverdichtung über Geogittern wurde gezielt von Lackner & Semprich (2009) und (2010) untersucht. Die in Bild 2.14 dargestellten Ergebnisse zeigen die Zugkräfte in der simulierten Bewehrungslage sowie die Kontaktkräfte zwischen den Bodenpartikeln. Die Ergebnisse bestätigen das Vorhandensein eines erhöhten Spannungszustands im Bereich der Geogitterlage und visualisieren den „Interlocking“-Effekt, der zu einem System aus vorgespanntem geogitterbewehrtem Boden führt.



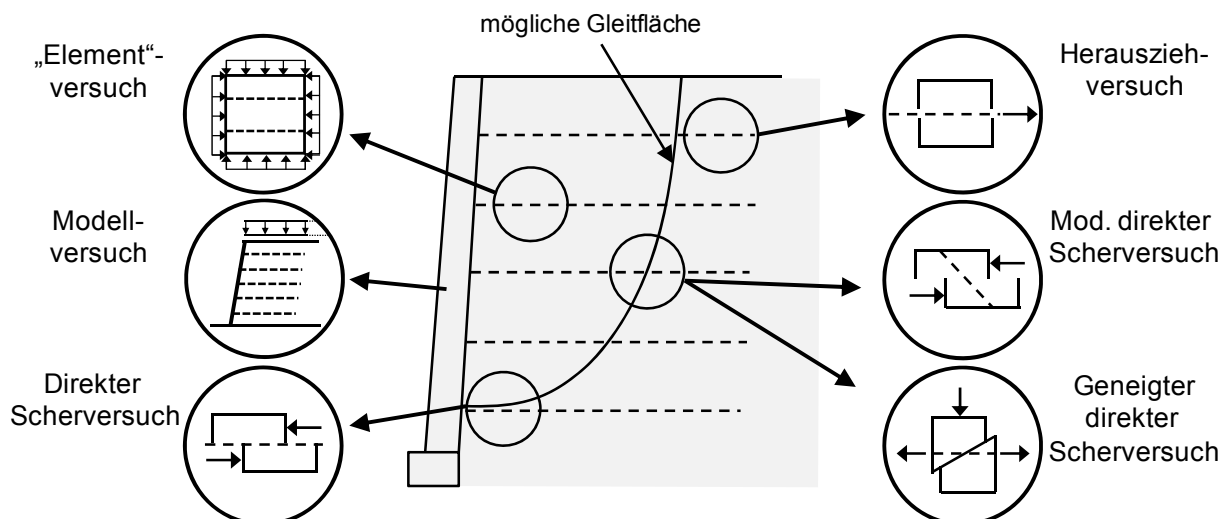
**Bild 2.14** Bewehrungszugkräfte und Kontaktkräfte zwischen Bodenpartikeln infolge simulierter Bodenverdichtung mit einem diskreten Modell, Lackner & Semprich (2010).

## 2.2 Untersuchungen zur Ermittlung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des bewehrten Bodens

Nachdem unter Abschnitt 2.1 bereits die grundsätzlichen Beobachtungen bezüglich Tragfähigkeit und Verformungseigenschaften des bewehrten Bodens zusammengefasst wurden, werden in diesem Abschnitt nun die Versuchsarten und -randbedingungen zur Ermittlung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von geogitterbewehrtem Boden beschrieben. Der Fokus liegt dabei auf biaxialen und triaxialen Druckversuchen, als sogenannte „Element“-Versuche. Beobachtungen und Erkenntnisse im Hinblick auf den Einfluss einzelner Materialparameter werden anschließend in Abschnitt 2.3 beschrieben.

### 2.2.1 Experimentelle Untersuchungen

Zur Untersuchung der grundsätzlichen Tragfähigkeits- und Verformungseigenschaften geogitterbewehrten Bodens sowie der Interaktionsmechanismen zwischen Boden und Bewehrung werden die in Bild 2.15 dargestellten und teilweise speziell zu diesem Zweck entwickelten Versuchsarten verwendet. Hierzu zählen unterschiedliche Arten direkter Scherversuche, Herausziehversuche sowie biaxiale und triaxiale Druckversuche. Diese Versuchsmethoden dienen häufig der gezielten Ermittlung von Parametern zur Beschreibung des Zusammenspiels zwischen den untersuchten Geokunststoffen und Böden als Bemessungsgrundlage. Des Weiteren werden Modellversuche in reduziertem Maßstab für konkrete Anwendungsfälle, wie zum Beispiel geogitterbewehrte Stützkonstruktionen, Tragschichten oder Gründungspolster, oft als Ergänzung zu in-situ-Versuchen durchgeführt.

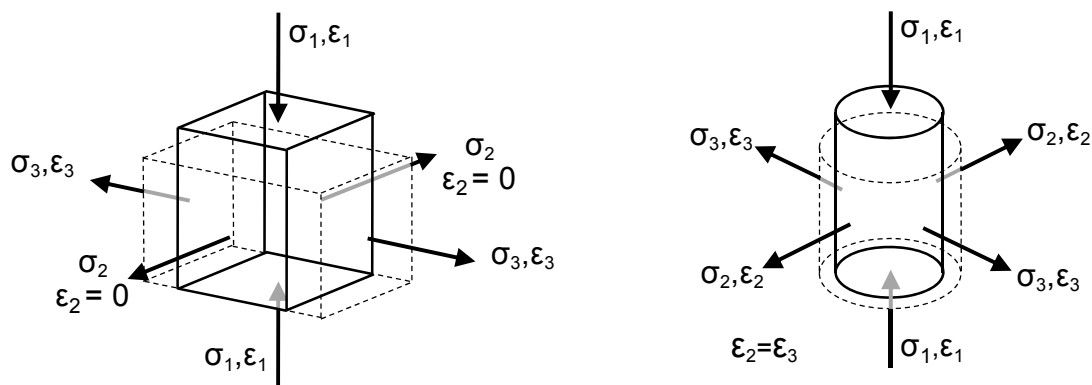


**Bild 2.15** Versuche zur Untersuchung von Interaktionsmechanismen und dem Verformungsverhalten von geogitterbewehrtem Boden, dargestellt in Anlehnung an Ochiai et al. (1996).

Der Vorteil der Laborbedingungen liegt in der genauen Kenntnis der Randbedingungen durch die kontrollierbaren Umgebungseinflüsse, der guten Reproduzierbarkeit des Versuchsaufbaus für systematische Untersuchungen sowie des geringeren Gesamtaufwands aufgrund des meistens

vergleichsweise kleinen Maßstabs. Gerade der veränderte Maßstab stellt jedoch den wesentlichen Nachteil von Laborversuchen dar, da die Übertragung der Ergebnisse auf in-situ-Verhältnisse aufgrund von Skalierungseffekten schwierig sein kann.

Aufgrund der Versuchsrandbedingungen sind sogenannte „Element“-Versuche klassischerweise das Mittel der Wahl, um das Spannungs-Dehnungsverhalten von Böden zu untersuchen. Die Versuchsdurchführung beinhaltet nach dem Probekörpereinbau in der Regel zunächst das Einstellen des Spannungsniveaus analog zu den Verhältnissen eines entsprechenden Bodenelements in situ. Anschließend wird der Probekörper weg- oder kraftgesteuert abgeschert. In Bild 2.16 sind die Randbedingungen bei biaxialen (PS) und triaxialen (TX) Druckversuchen dargestellt. Während im triaxialen Druckversuch an zylindrischen oder kubischen Probekörpern die Verformungen in 2- und 3-Richtung identisch sind ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ ), können im biaxialen Druckversuch definitionsgemäß in 2-Richtung keine Verformungen auftreten ( $\varepsilon_2 = 0$ ).



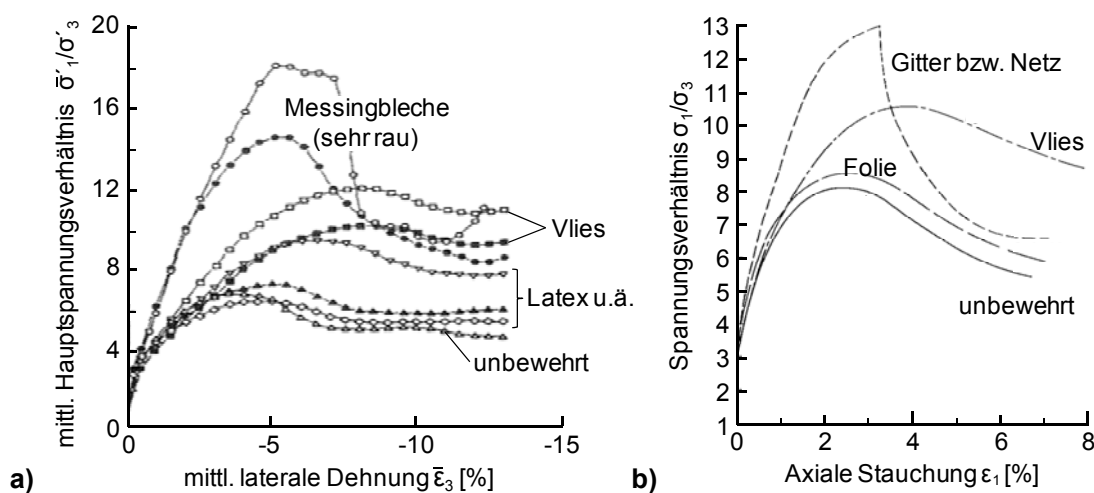
**Bild 2.16** Probekörper im biaxialen Druckversuch (ebener Verformungszustand) und im triaxialen Druckversuch (axialsymmetrischer Verformungszustand).

Der Durchführung von „Element“-Versuchen liegt die Annahme beziehungsweise Absicht zugrunde, dass Spannungen und Verzerrungen im ganzen Probekörper gleich sind. Die Voraussetzungen hierfür bilden einerseits Verformungsrandbedingungen, wie beispielsweise die Schmierung der Endflächen, die eine homogene Probekörperverformung zulassen. Ein gleichförmiger Spannungszustand soll durch die auf die Außenflächen der Probekörper gleichermaßen aufbrachten Spannungen erreicht werden. Durch das im Schwerfeld der Erde wirkende Bodeneigengewicht wird dies jedoch nur näherungsweise erreicht, so dass das beobachtete globale Verhalten letztendlich einem Mittelwert aus verschiedenen Spannungszuständen innerhalb des untersuchten Probekörpers entspricht. Darüberhinaus kommt es bei der Versuchsdurchführung im Zuge des Abschervorgangs häufig zur Ausbildung von Scherfugen innerhalb des Probekörpers. Ab diesem Verformungszustand verhält sich der untersuchte Bodenkörper schließlich deutlich inhomogen. Während die Spannungsunterschiede aus Bodeneigengewicht gegenüber den äußerlich aufbrachten Spannungen häufig vernachlässigbar gering sind, ist die Interpretation der Ergebnisse ab dem Beginn der Scherfugenlokalisierung beispielsweise nach McGown et al. (1978) und Kolymbas & Herle (2008) sehr kritisch zu bewerten.

Zur Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Verbundbaustoffs „geogitterbewehrter Boden“ werden Probekörper aus Boden mit horizontalen Bewehrungslagen entsprechend der Hauptbeanspruchungsrichtung verwendet. Ähnlich wie der Boden selbst, der in der Regel aus den drei Phasen Feststoff, Luft und Wasser besteht, wird zu diesem Zweck auch der bewehrte Boden als Kontinuum betrachtet. Gegenüber unbewehrtem Boden stellt hierbei die Homogenisierung aufgrund der unterschiedlichen Eigenschaften von Boden und lokalen Bewehrungslagen sowie des periodisch heterogenen Aufbaus jedoch eine noch stärkere Vereinfachung dar. Durch die Zugfestigkeit der Bewehrung und ihre sukzessive Aktivierung während des Abschervorgangs entstehen deutlich veränderte Spannungszustände innerhalb des bewehrten Probekörpers, die maßgeblich durch die vertikalen Abstände der Bewehrungslagen beeinflusst werden.

Aufgrund des komplexen Zusammenspiels zwischen Boden und Bewehrung hat sich jedoch gezeigt, dass das Verhalten des bewehrten Bodens nur unzureichend durch die Eigenschaften der beiden Komponenten alleine beschrieben werden kann. Die Untersuchung von geogitterbewehrtem Boden stellt daher die einzige Möglichkeit dar, das Spannungs-Dehnungsverhalten des heterogenen Verbundbaustoffs zu untersuchen. In Tabelle 2.1 und Tabelle 2.2 sind die wichtigsten Details einiger seit Beginn der 1970er Jahre durchgeführter triaxialer und biaxialer Druckversuche mit bewehrtem und überwiegend nicht-bindigem Boden zusammengefasst. Bezüglich der grundsätzlichen Durchführung von biaxialen Druckversuchen ist beispielsweise bei Röchter (2011) eine umfassende Beschreibung entsprechender Arbeiten mit unbewehrtem Boden enthalten.

Grundsätzlich zeigen alle in Tabelle 2.1 und Tabelle 2.2 zusammengefassten Untersuchungen eine Erhöhung der Tragfähigkeit beziehungsweise Reduzierung der Verformungen durch die Bodenbewehrung. In Bild 2.17 sind hierzu beispielhaft einige Druck-Stauchungskurven von kleinmaßstäblichen biaxialen Druckversuchen mit unbewehrten und verschiedenfach bewehrten Probekörpern von McGown et al. (1978) und Tatsuoka & Yamauchi (1986) dargestellt.



**Bild 2.17** Spannungs-Dehnungskurven unbewehrter und unterschiedlicher bewehrter Sandproben aus kleinen biaxialen Druckversuchen von a) McGown et al. (1978) und b) Tatsuoka & Yamauchi (1986).

Tabelle 2.1 Zusammenstellung triaxialer Druckversuche mit bewehrtem Boden.

Forscher / Quelle	Abmessungen		Material		Zell- druck $\sigma_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]	variierte Parameter	Ergebnisse
	D [mm]	H / D [-]	Boden	Bewehrung			
Schlosser & Long (1972)	100	2; 3	Sand	Aluminiumfolie	$\approx 10 - 700$	$I_v$	nicht-lineare Scherparameter, jedoch $\Delta\sigma_1 = \text{konst.}$ für $\sigma_3 > \sigma_{3,\text{crit}} \approx 50 \text{ kN/m}^2$
Yang & Singh (1974)	k.A.	0,285 - 2,28	Sand	Fiberglasnetze	$\approx 15 - 600$	$I_v$ (H/D)	$E_{\text{comp}} > E_{\text{soil}}; \Delta\sigma_3; \sigma_{3,\text{crit}} = f(\text{reinf.})$ $\Delta\sigma_1 = \text{konst.}$ für $\sigma_3 > \sigma_{3,\text{crit}}$
Ingold (1983) & Ingold & Miller (1983)	38; 100	2,0	Ton	Aluminiumfolie, 5mm PE ( $k_f > 0$ )	100 - 400	$I_v; K_f, \text{reinf.}$	Spannungspfade (CU-Versuche), pos. Effekt durch Dränagewirkung der Bewehrung, Rotation d. Hauptspannungsrichtung
Chandrasekaran et al. (1989)	100; 200	2,0	Sand	Gewebe, Vlies	25 - 100	$R_{B,k}; J$	$K_a$ des bewehrten Bodens, Rotation d. Hauptspannungsrichtung, Dehnungsverteilung in Bewehrungslagen
Berger (1989) & Nimmegern (1991)	800	1,9	Löß (UL)	Geogitter (GE), Gewebe, Vlies	50 - 150	Bewehrung	Erhöhung d. Scherfestigkeit deutlich bei Geogitter u. Gewebe, gering bei Vlies
Futaki et al. (1990)	1600	1,5	Sand	Geogitter (Glasfaser, Stahl, Polymer)	40 - 120	$R_{B,k}; J; S; t$	Erhöhung d. Scherfestigkeit über Kohäsionsansatz; opt. Gitterdesign: J und $R_B$ hoch; S eher kleiner; Dehnungsverteilung in Bewehrungslagen
Haeri et al. (2000)	38; 100	2,0	Sand	Vliesstoffe ( $t = 0,5 - 5,5 \text{ mm}$ )	60 - 500	$I_v; D_{\text{cell}}$	Erhöhung d. Scherfestigkeit u. Bruchdehnung, nicht-lineare Bruchbed., red. Dilatanz, $\sigma_{3,\text{crit}} \approx 100 \text{ kN/m}^2, \Delta\sigma_1 / \text{Bew.} \text{lage} \approx \text{const.}$
Eiksund et al. (2004)	300	2,0	Tragschicht- material	Geogitter, Gewebe, Gitter+Vlies	20 - 138	zyklische Versuche	weniger bleibende Verformungen, Einflusszone $\pm 100 \text{ mm}$ über u. unter Bewehrung, am effektivsten im niedrigen Spannungsniveau
Markou & Sirkelis (2004)	50	2,1	Sand	Gewebe PET & PP	50 - 600	$I_v; J;$ Flächengew.	Erhöhung d. Scherfestigkeit, nicht-lineare Bruchbed.
Konietzky (2004; 2006) (numerisch mit DEM)	$\approx 200$	$\approx 3$	rundkörnig	Geogitter (GE-Struktur)	k.A.	-	Kontaktkräfte dargestellt "Confining"-Effekt und "Interlocking"-Effekt identifiziert
Markou (2008)	70	2,1	Sand	Gewebe, Vlies	10 - 400	$d_0 / d_{50}; I_v$	Erhöhung d. Scherfestigkeit, nicht-lineare Bruchbed., $(d_0 / d_{50})_{\text{opt}} \approx 1,9$
Noorzad & Mirmoradi (2010)	38	2,0	Tone	Vlies	600 - 1000	$I_v; D_i; w$	Erhöhung d. Scherfestigkeit, pos. Effekt durch Dränagewirkung der Bewehrung

$d_{50}$ : Korndurchmesser größer als 50% der Kornfraktion eines Bodens;  $D_{\text{cell}}$ : Probendurchmesser;  $d_0$ : Öffnungswerte der Bewehrung;  $D_i$ : rel. Lagerungsdichte;  
 $E$ : Verformungsmodul;  $J$ : Dehnsteifigkeit;  $K$ : Erddruckbeiwert;  $K_f, \text{reinf.}$ : Durchlässigkeit;  $I_v$ : vertikaler Lagenabstand;  $R_{B,k}$ : char. Kurzzeitzugfestigkeit;  $\sigma_1, \sigma_3$ : größte und kleinste  
Hauptspannung;  $S$ : Rastermaß;  $t$ : Zugglieddicke;  $w$ : Wassergehalt

Tabelle 2.2 Zusammenstellung biaxialer Druckversuche mit bewehrtem Boden.

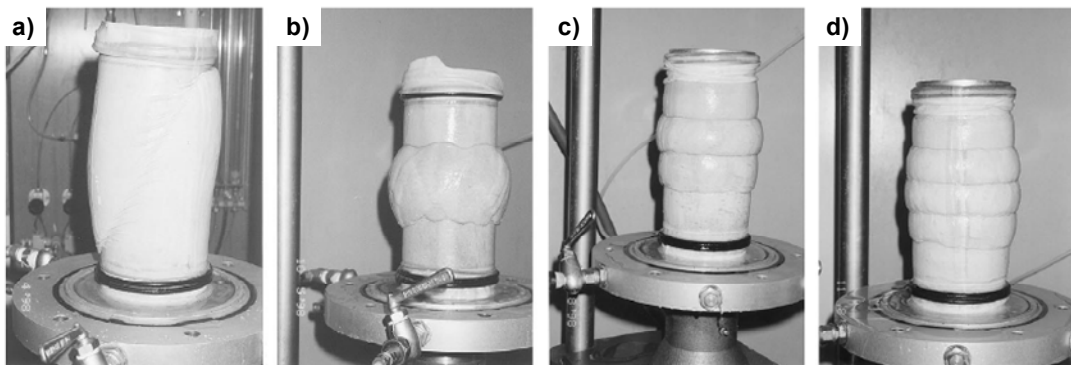
Forscher / Quelle	Abmessungen				Material		Zell- druck $\sigma_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]	variierte Parameter	Ergebnisse
	H [mm]	B [mm]	T [mm]	H / B	Boden	Bewehrung			
McGown & Andrawes (1977), McGown et al. (1978)	152	102	102	1,49	Sand	Vlies, Al.-folie, Al.-netz	70	$D_r$ , Neigung d. Bew.	Dehnungskompatibilität wichtig für Verbundmaterial, Erhöhung der Scherfestigkeit, zusätzliche seitliche Bodensstützung, reduzierte Verformungen
Tatsuoka & Yamauchi (1986)	75	40	80	1,88	Sand	Messingblech, Vlies, Latex	48	J	Erhöhung der Scherfestigkeit, zusätzliche seitliche Bodensstützung, reduzierte Verformungen, Erhöhung der Bruchdehnung durch dehnbare Bewehrungen
Whittle et al. (1992, 1993)	570	450 =B/2	150	1,27	Sand	Stahlblech	50 (einseitig)	-	Dehnungsverteilung in Bewehrung
Ling & Tatsuoka (1994)	120	97	62	1,24	Lehm	Geogitter, Vlies, Gewebe+Vlies	25 - 50	Versuchsart (CU, CD)	Tragfähigkeitserhöhung durch Bewehrung (CU-Test), Scherfugenentwicklung vermutlich durch $\Delta\sigma_3$ verhindert
Boyle (1995)	200	100	200	2,0	Sand, Stahlkugeln	Gewebe, Vlies, Stahlblech	10 - 100 *)	J	Bewehrung bewirkt zusätzliche Bodensstützung $\Delta\sigma_3$ , reduziertes dilatantes Verhalten. Gewebe: $J_{in-soil} = J_{in-air}$ ; Vlies: $J_{in-soil} > J_{in-air}$
Nirmesgern (1996; 1998)	1500	1000	1000	1,5	Sand	Geogitter, Gewebe, Vlies	30 - 60 (einseitig)	Bewehrung	Kraftaufnahme der Geogitter bereits bei kleinsten Verformungen, geringste Tragfähigkeitserhöhung bei Verwendung von Vlies, Bewehrung führt zu Vergleichmäßigung der Probekörperverformungen
Peng et al. (2000)	570	214	244	2,66	Sand	Geogitter (Vynlon)	19,6	S, $d_0$ , J	höhere Festigkeit des geogitterbewehrten Bodens, geringere Volumenvergrößerung durch höheres Spannungsniveau im bewehrten Versuch
Ketchart & Wu (2001)	610	254	565	2,40	Sand, Tragsch.-material	Gewebe, Vlies	34,5; 69	Boden	erste Vorbelastung führt zu höherer Steifigkeit (Faktor 2 - 7); vernachlässigbare Verbesserung durch weitere Vorbelastungsvorgänge
Yadav & Marolo (2005)	500	430	420	1,16	Ton	Geogitter (GE-Struktur)	14	w	Verformungsreduzierung durch Geogitter während Bewässerungs- u. Trocknungsvorgängen

$D_0$ : Öffnungswerte der Bewehrung; w: Wassergehalt;  $D_r$ : rel. Lagerungsdichte; J: Dehnsteifigkeit;  $J_v$ : vertikaler Lagenabstand; S: Rastermaß

\*) Aufbringung des Stützdrucks über starre, horizontal verschiebbliche Seitenelemente

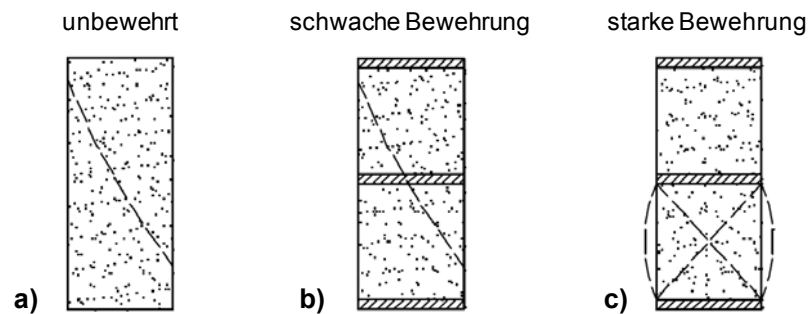
Im Hinblick auf die grundlegende wissenschaftliche Untersuchung des Spannungs-Verformungsverhaltens von geogitterbewehrtem Boden sprechen drei wesentliche Gründe für die Durchführung von biaxialen Druckversuchen: Zunächst werden die ebenen Verformungsverhältnisse, wie sie vor allem in Linienbauwerken vorherrschen, besser abgebildet. Des Weiteren kann hier der unmittelbare Zusammenhang zwischen dem Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens und der damit verbundenen Aktivierung der Geogitter ermittelt werden. Hierbei ist zur Rückrechnung der Spannungen in der Bewehrung aus Dehnungsmessungen das Auftreten von Probekörperverformungen nur in einer Richtung der Zugglieder der Bewehrung besonders wichtig. Schließlich bietet die transparente Ausbildung einer der starren Seitenflächen zusätzlich die Möglichkeit das kinematische Verhalten innerhalb des Probekörpers beziehungsweise im Probekörperquerschnitt zu beobachten.

Nichts desto trotz eignen sich die stärker verbreiteten triaxialen Druckversuche ebenfalls, um im Sinne eines „Performance“-Tests das globale Verhalten von geogitterbewehrtem Boden zu ermitteln und bei häufig vergleichsweise geringem Versuchsaufwand die Auswirkung einzelner Parameter auf die Verbundmaterialeigenschaften zu untersuchen. Die in Bild 2.18 dargestellten mit Vliesstoff bewehrten Probekörper nach Erreichen des Bruchzustands zeigen beispielsweise den Einfluss des Lagenabstands beziehungsweise des Bewehrungsgrads auf das kinematische Verhalten.



**Bild 2.18** Fotos verschiedenfach bewehrter Probekörper nach dem Erreichen des Bruchzustands nach Haeri et al. (2000).

Die in Bild 2.19 dargestellten Versagensformen wurden von Ketchart & Wu (2001) bei unbewehrten und dreifach bewehrten Probekörpern in biaxialen Druckversuchen beobachtet. Die linke Darstellung zeigt die Lage der Scherfuge im unbewehrten Probekörper, rechts ist die Verschiebung der Lage der Gleitfläche(n) aufgrund einer sehr stabilen Bewehrungslage auf halber Probekörperhöhe dargestellt. Im mittleren Fall ist die für die zusätzliche Aktivierung einer schwächeren Bewehrungslage erforderliche Energie hingegen geringer als der Bodenwiderstand bei Ausbildung einer sehr flach geneigten Scherfuge, weshalb die Gleitfläche durch die Bewehrung verläuft.



**Bild 2.19** Versagensformen unbewehrter und unterschiedlich stark bewehrter Probekörper nach Ketchart & Wu (2001).

Anhand dieses Verhaltens wird deutlich, dass ein Probekörperaufbau entsprechend der rechten Situation in Bild 2.19 zur Untersuchung von geogitterbewehrtem Boden mit Laborversuchen im Sinne eines Boden-Geokunststoff-„Performance“-Tests nicht geeignet ist. Einerseits treten deutlich inhomogene Probekörperverformungen auf und andererseits wird die mittlere Bewehrungslage nur in dem Maße aktiviert, wie es für eine flachere Scherfugenneigung im oberen oder unteren Probekörperbereich erforderlich ist. Die Ermittlung der Einflüsse gezielt variiertes Eigenschaften der Bewehrungsprodukte auf die Leistungsfähigkeit des Verbundmaterials ist hierbei nur bedingt möglich.

### Probekörperabmessungen

Wie die Übersicht durchgeführter biaxialer und triaxialer Druckversuche zeigt, wurden in der Vergangenheit aufgrund des hohen monetären wie zeitlichen Versuchsaufwands häufig Probekörper mit einem Durchmesser beziehungsweise einer Breite von maximal 200 mm untersucht. Als Bewehrung wurden dabei in der Regel Vliesstoffe, engmaschige Gewebe und Ersatzmaterialien wie beispielsweise Aluminiumfolie verwendet.

Im Hinblick auf geeignete Probekörperabmessungen fassen Ketchart & Wu (2001) diesbezügliche Kriterien aus verschiedenen Studien zusammen. Hiernach sollte die kleinste Probekörperabmessung mindestens das Sechsfache des maximalen sowie das Fünfzehnfache des mittleren Partikeldurchmessers betragen. Des Weiteren sollte die Grundfläche des Probekörpers groß genug sein, um eine (nicht näher erläuterte) repräsentative Maschenanzahl der verwendeten Bewehrungsprodukte zu beinhalten. Abgesehen von grundsätzlichen Studien zur Bewehrungswirkung ist mit Blick auf die Verwendung von biaxialen Geogittern mit üblichen Maschenweiten von bis zu 50 mm somit die Durchführung von Untersuchungen in größerem Maßstab erforderlich, um repräsentative Ergebnisse erzielen zu können.

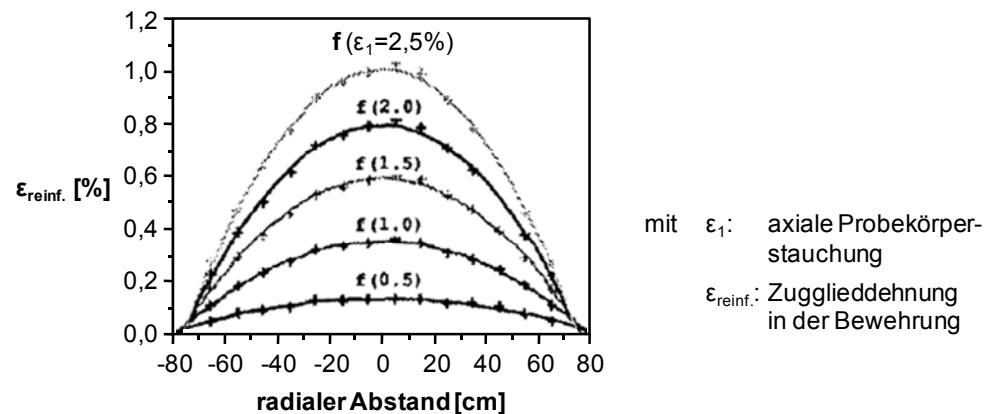
Weitere Untersuchungen von Marachi et al. (1981) zeigen außerdem für biaxiale Probekörper, dass die Form beziehungsweise das Seitenverhältnis von Breite zu Tiefe keinen nennenswerten Einfluss auf die Versuchsergebnisse hat, solange die Endflächen geschmiert sind.



## Bewehrungsdehnungen

Zur Ermittlung des Zusammenhangs zwischen der Tragfähigkeitserhöhung und den tatsächlichen Kräften in den Bewehrungslagen wurden bei einigen Versuchen während der Durchführung die Bewehrungsdehnungen  $\varepsilon_{\text{reinf.}}$  gemessen und anschließend über die jeweiligen Materialkennlinien auch auf die zugehörigen Spannungen in den Bewehrungen zurückgerechnet. Die Dehnungsverteilung zeigt in allen untersuchten Fällen eine Zunahme der Dehnungen  $\varepsilon_{\text{reinf.}}$  vom freien Bewehrungsende am Probenrand zur Probenmitte hin. Insgesamt entsteht wie in Bild 2.20 dargestellt eine konvexe Dehnungsverteilung mit einer horizontalen Tangente etwa in Probenmitte. Die parabelförmige Form der Dehnungsverteilung kann nach Futaki et al. (1990) vereinfachend mit Gleichung 2.4 in Abhängigkeit des Radius  $r_0$  des untersuchten zylindrischen Probekörpers und des Abstands  $r$  vom Probenzentrum beschrieben werden:

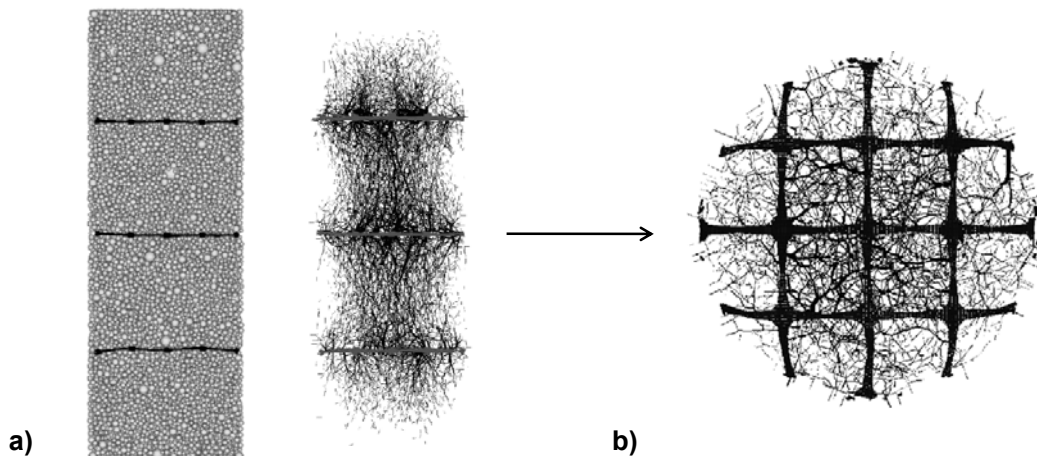
$$\varepsilon_{\text{reinf.}}(r) = \varepsilon_{\text{reinf.,max}} \cdot \left(1 - \left(\frac{r}{r_0}\right)^2\right). \quad (2.4)$$



**Bild 2.20** Geogitterdehnungen im 1,6 m breiten Probekörper während eines triaxialen Druckversuchs nach Futaki et al. (1990).

### 2.2.2 Numerische Untersuchungen

Neben den beschriebenen Laborversuchen bietet die numerische Modellierung eine zusätzliche Möglichkeit das Verhalten des geogitterbewehrten Bodens zu untersuchen. In Bild 2.21 sind beispielsweise die von Konietzky et al. (2004) und Konietzky (2006) vorgestellten Ergebnisse der Berechnung eines triaxialen Druckversuchs an geogitterbewehrtem Boden mit Hilfe der Diskreten Elemente Methode (DEM) dargestellt. Erkennbar sind die Spannungen beziehungsweise Kontaktkräfte, die sich gewölbeartig von Bewehrungslage zu Bewehrungslage durch den Boden spannen. Neben dem offensichtlichen Effekt der Stützwirkung sind rechts die Kontaktkräfte nahe der mittleren Bewehrungslage nach teilweiser Entlastung des Probekörpers dargestellt. Die Spannungen, die im Bereich der vollständigen Gittermaschen deutlich größer als am Rand sind, weisen auf den „Interlocking“-Effekt hin (vgl. Abschnitt 2.1.3).

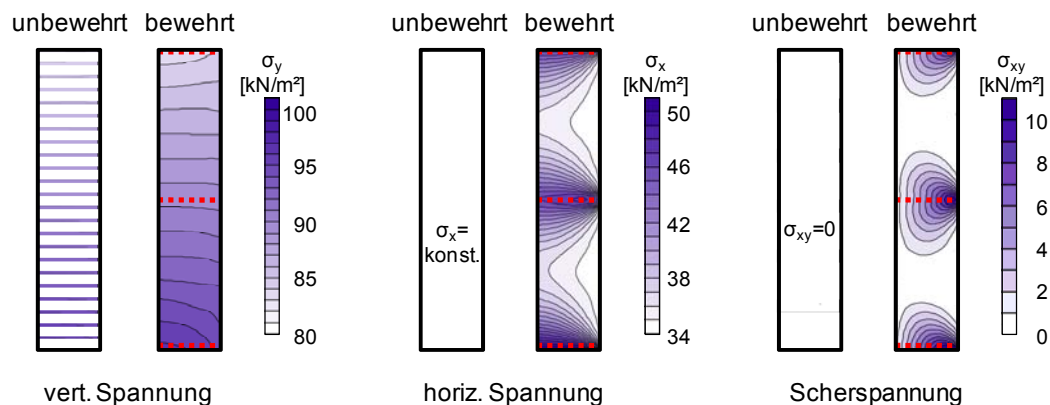


**Bild 2.21** Modellaufbau und Kontaktkräfte im triaxialen Druckversuch nach teilweiser Entlastung nach Konietzky (2006)  
 a) in einer dreifach geogitterbewehrten Bodenprobe und  
 b) in der Nähe der mittleren Bewehrungslage.

Die Ergebnisse zeigen, dass die partikelmechanische Simulation von geogitterbewehrtem Boden grundsätzlich geeignet ist, um neben der versuchstechnischen Ermittlung des kinematischen Verhaltens mittels Digital Image Correlation (DIC) Methode (vgl. Abschnitt 5.3.4.1) auch Informationen über die Spannungsverteilung innerhalb des Bodens zu ermitteln. Allerdings kann die Modellierung grobmaschiger Geogitter zusammen mit einem sehr feinkörnigen Boden aufgrund der entsprechend hohen erforderlichen Partikelanzahl zu sehr langen Rechenzeiten führen.

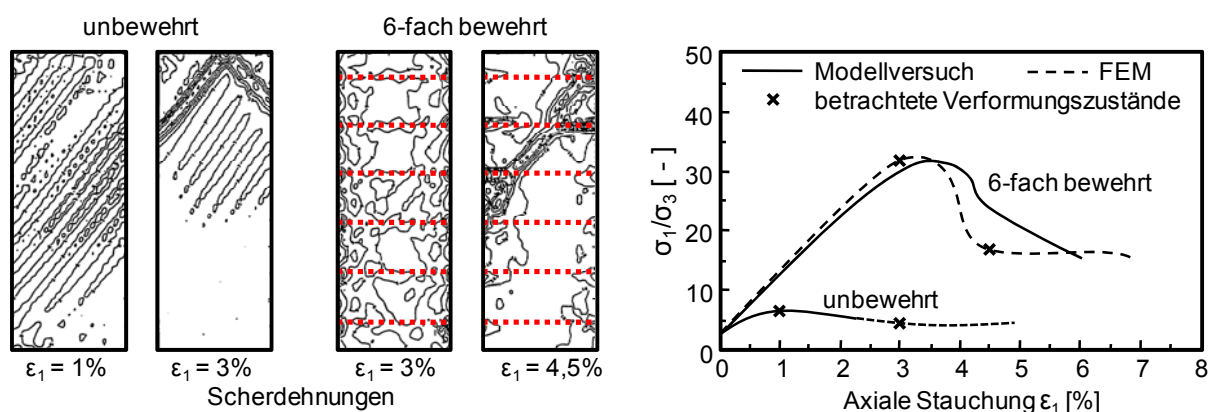
Die Veränderung des Spannungszustandes innerhalb des bewehrten Bodens durch die sukzessive Aktivierung der Geokunststoffbewehrung zeigen auch die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen von Peng et al. (2000) und Ketchart & Wu (2001) mit der Finiten Elemente Methode. In Bild 2.22 werden vertikale, horizontale und Scherspannungen unbewehrter und dreifach bewehrter Probekörper im biaxialen Druckversuch dargestellt. Dabei wurde unter Ausnutzung der Symmetrie nur die rechte Hälfte der Probekörper modelliert. Die Ergebnisse werden für den gleichen Belastungszustand, der etwa der halben Bruchbelastung des unbewehrten Probekörpers entspricht, miteinander verglichen.

Infolge des gleichen betrachteten Belastungszustands ergibt sich zunächst eine identische Verteilung der vertikalen Spannungen. Der unbewehrte Probekörper zeigt weiterhin einen konstanten horizontalen Spannungszustand entsprechend des Zelldrucks. Außerdem haben sich aufgrund des betrachteten frühen Stadiums deutlich vor Erreichen der Bruchbelastung noch keine Scherspannungen entwickelt. Im bewehrten Probekörper entstehen aufgrund der von der Symmetrieachse zum Rand hin zunehmenden Relativverschiebung zwischen Boden und dehnsteifer Bewehrung hingegen Scherspannungen. Durch die Aktivierung der Bewehrung wird in Richtung der Zuelemente und vor allem auf Höhe der Bewehrungslagen ein deutlich erhöhter Spannungszustand erzeugt.



**Bild 2.22** Vertikale, horizontale und Scherspannungen im unbewehrten und dreifach bewehrten Boden als Ergebnis der FE-Modellierung biaxialer Druckversuche von Ketchart & Wu (2001).

In Bild 2.23 sind die numerisch ermittelten Scherdehnungen in unbewehrten und sechsfach bewehrten Probekörpern sowie die zugehörigen Spannungs-Dehnungskurven dargestellt. Hierzu wurde der in den Versuchen verwendete Sand elasto-plastisch mit Verfestigung und die Bewehrung linear-elastisch abgebildet. Die Ergebnisse zeigen in Übereinstimmung mit den zuvor beschriebenen Beobachtungen die Entwicklung von Scherspannungen vor allem am Probenrand, wo die größte Relativverschiebung zwischen dem Boden und der nicht verankerten Bewehrung auftritt. Bei den hier verglichenen Zuständen der Bruch- und Restscherfestigkeit sind sowohl die Bruchspannungen als auch die zum Erreichen des Bruchzustands erforderlichen Verformungen im bewehrten Probekörper deutlich größer als im unbewehrten. Dennoch zeigen die Ergebnisse, dass durch die relativ dichte Anordnung der sechs Bewehrungslagen zumindest bis zum Bruchzustand ( $\varepsilon_1 \approx 3\%$ ) eine Vergleichmäßigung von Spannungen und Verformungen entsteht, bevor schließlich auch im bewehrten Probekörper die Lokalisierung und Ausbildung einer Scherfuge eintritt.



**Bild 2.23** Scherdehnungen in unbewehrten und bewehrten Probekörpern im Bruchzustand und bei Erreichen der Restscherfestigkeit sowie zugehörige Spannungs-Dehnungskurven, ermittelt mittels FE-Modellierung biaxialer Druckversuche durch Peng et al. (2000).

## 2.3 Materialparameter

Das Spannungs-Dehnungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens wird durch die zahlreichen Eigenschaften der beiden Komponenten Boden und Geogitter sowie durch die inneren und äußeren Randbedingungen des bewehrten Bodens bestimmt. Mögliche Einflussparameter sind beispielsweise bei Heitz (2002) und Bussert (2009) aufgeführt. Eine Übersicht verschiedener Parameter wird der Vollständigkeit halber auch hier in Tabelle 2.3 gegeben. In den nachfolgenden Abschnitten werden dann einige als bedeutend für die Verbundmaterialeigenschaften angesehene Materialparameter näher betrachtet und der aktuelle Stand der Forschung dazu dargelegt.

**Tabelle 2.3** Materialparameter und Einflussfaktoren von geogitterbewehrtem Boden.

Boden	Geogitter	Verbundmaterial
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Reibungswinkel</li> <li>- Kohäsion</li> <li>- Dilatanz</li> <li>- Wichte</li> <li>- Lagerungsdichte</li> <li>- Porenzahl</li> <li>- Steifemodul (Spannungs-Dehnungsverhalten)</li> <li>- Querdehnungszahl</li> <li>- Korndurchmesser &amp; -verteilung</li> <li>- Kornform</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dehnsteifigkeit</li> <li>- Zugfestigkeit</li> <li>- Hauptzugrichtungen</li> <li>- Herstellungsverfahren der Geogitter               <ul style="list-style-type: none"> <li>· extrudiert</li> <li>· gelegt</li> <li>· gewirkt / gewebt</li> </ul> </li> <li>- Formstabilität</li> <li>- Öffnungsweite *)               <ul style="list-style-type: none"> <li>· Abstand md-Zugglieder</li> <li>· Abstand xmd-Zugglieder</li> </ul> </li> <li>- Öffnungsflächenanteil (<math>A_{\text{Öffnung}} / A_{\text{Gitter}}</math>)</li> <li>- Oberflächenrauheit</li> <li>- Querszuglieddicke</li> <li>- Knotensteifigkeit</li> <li>- Knotenfestigkeit</li> <li>- Rohstoff</li> <li>- Widerstand gegen Umwelteinflüsse (biolog., chem., Feuer, etc.)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Lagenabstand</li> <li>- Verhältnis Öffnungsweite / Korngröße</li> <li>- Spannungsniveau</li> <li>- Kontaktreibung Boden - Geogitter</li> <li>- Steifigkeitsverhältnis Boden - Geogitter</li> </ul>

\*) md: in Produktionsrichtung (machine direction); xmd: quer zur Produktionsrichtung (cross machine direction)

### 2.3.1 Scherfestigkeit und Verformungsverhalten von Böden

Ein wesentliches Kriterium zur Charakterisierung eines Bodens ist seine Scherfestigkeit. Diese beschreibt die maximal aufnehmbaren Schubspannungen. Eine Belastung darüber hinaus ist nicht möglich, da der Boden dieser durch starke Verformungszunahme ausweicht. Die Größe der Scherfestigkeit steht im unmittelbaren Zusammenhang mit dem vorherrschenden Spannungsniveau und der Lagerungsdichte des Bodens. Des Weiteren spielen die besonderen versuchstechnischen Randbedingungen bei der Ermittlung im Labor eine nicht unwesentliche Rolle. Zur

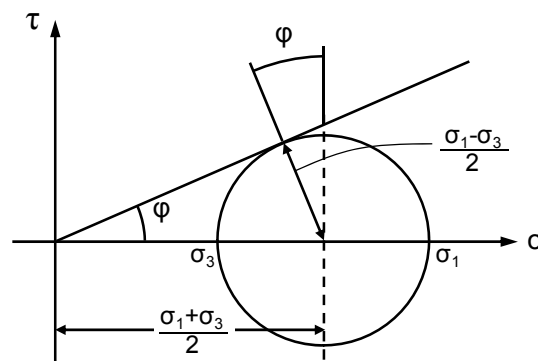
Bewertung von Scherparametern müssen daher alle genannten Punkte gemeinsam betrachtet werden.

Die Scherfestigkeit kann beispielsweise durch die in Bild 2.24 dargestellte Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb ausgedrückt werden, wobei vereinfachend linear elastisches, ideal plastisches Materialverhalten zugrunde gelegt wird. Zur Beschreibung des Bruchzustands gemäß Gleichung 2.5 werden die beiden Scherparameter Reibungswinkel  $\varphi$  und Kohäsion  $c$  benötigt, die üblicherweise mit triaxialen Druckversuchen oder mit direkten Scherversuchen bestimmt werden. Die Durchführung von biaxialen Druckversuchen kann, besonders im Hinblick auf in situ vorherrschende Verformungszustände, ebenfalls geeignet sein, ist jedoch aufgrund des höheren Versuchsaufwands unüblich.

$$\tau = \sigma \cdot \tan\varphi + c \quad (2.5)$$

Der Reibungswinkel  $\varphi$  eines nichtbindigen Bodens kann nach Gleichung 2.6 aus den Hauptspannungen im Bruchzustand ermittelt werden:

$$\sin\varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}. \quad (2.6)$$

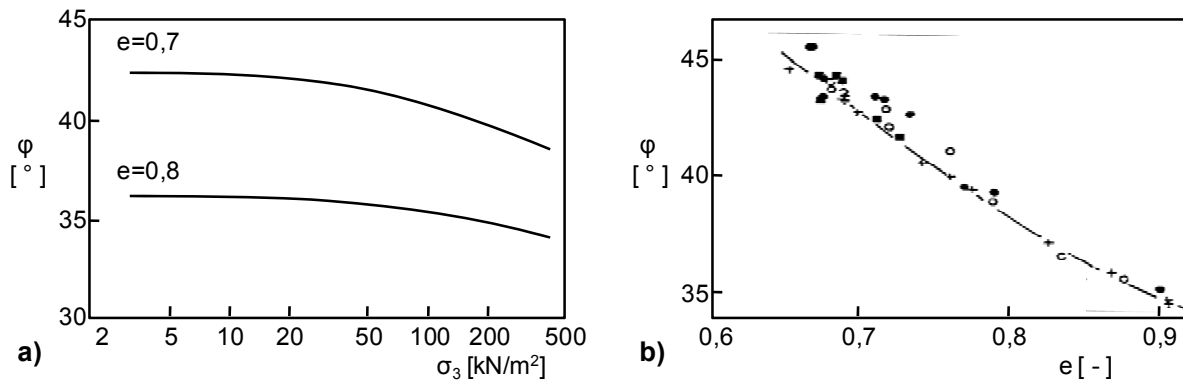


**Bild 2.24** Grenzgerade und Spannungen im Bruchzustand nach Mohr-Coulomb.

### 2.3.1.1 Spannungsniveau und Lagerungsdichte

Zur Beschreibung der Einflüsse aus Spannungsniveau  $\sigma_3$  und Lagerungsdichte  $I_D$  auf die Scherfestigkeit von Böden sind in Bild 2.25 beispielhaft die Ergebnisse triaxialer Druckversuche mit trockenem, eingerieseltem Sand von Tatsuoka et al. (1986) dargestellt. Die in Bild 2.25a dargestellten Ergebnisse zeigen, dass der Bodenreibungswinkel  $\varphi$  im niedrigen Spannungsniveau am größten ist und mit zunehmendem Stützdruck immer weiter abnimmt. Den gleichen Trend zeigen die in Tatsuoka et al. (1991) enthaltenen Ergebnisse für das Verhalten in biaxialen Druckversuchen sowie die Ergebnisse von Alshibli et al. (2003) der im Rahmen von „Microgravity Experiments“ teilweise im Weltraum durchgeführten triaxialen Druckversuche mit Stützdrücken von  $\sigma_3 < 0,1 \text{ kN/m}^2$ .

Die Abhängigkeit der Scherparameter vom Spannungsniveau führt also zu einer mehr oder weniger ausgeprägt nicht-linearen Grenzbedingung. Die praxisübliche Annahme einer Scher-„Geraden“ stellt daher nur eine Vereinfachung zur Beschreibung der Bodenfestigkeit für die baupraktische Anwendung innerhalb eines bestimmten Spannungsniveaus dar.



**Bild 2.25** Einflüsse aus Spannungsniveau (a) und Lagerungsdichte bzw. Porenzahl (b) auf den Reibungswinkel von Toyoura Sand nach Tatsuoka et al. (1986).

Weiterhin zeigen die in Bild 2.25b dargestellten Ergebnisse einen größeren Reibungswinkel infolge einer höheren Lagerungsdichte  $I_D$  beziehungsweise geringeren Porenzahl  $e$ . Dieser Zusammenhang wird durch die Ergebnisse biaxialer und triaxialer Druckversuche von Cornforth (1964) an verschiedenen locker bis dicht gelagerten Sandproben in Bild 2.27a noch deutlicher und kann mithilfe der nachfolgend beschriebenen Dilatanz erklärt werden.

### 2.3.1.2 Dilatanz

Die Dilatanz eines Bodens bezeichnet grundsätzlich die Volumenvergrößerung während der Scherverformung durch das Aufgleiten von Bodenpartikeln übereinander. Der zuvor erwähnte Zusammenhang zwischen Bodenreibungswinkel und Dilatanzwinkel kann beispielsweise mit dem Ansatz nach Rowe (1962) und (1969) gemäß Gleichung 2.7 beschrieben werden. Hiernach entspricht der Reibungswinkel  $\varphi$  der Summe aus dem kritischen Reibungswinkel bei konstantem Volumen  $\varphi_{cv}$  und dem Dilatanzwinkel  $\psi$ . Während  $\varphi_{cv}$  im Wesentlichen durch die Lagerungsdichte beeinflusst wird, ist der Dilatanzwinkel sowohl von der Lagerungsdichte des Bodens als auch vom Spannungsniveau abhängig:

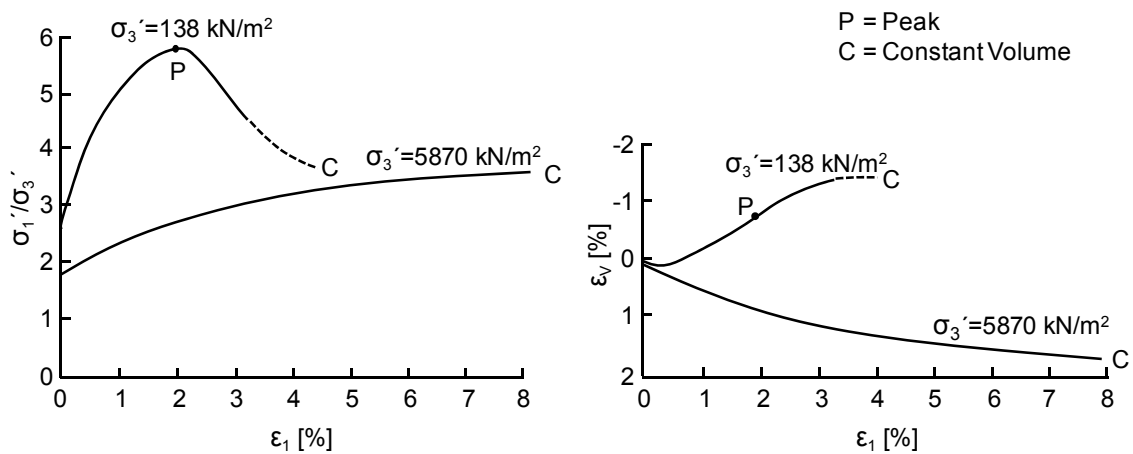
$$\varphi = \varphi_{cv} + \psi . \quad (2.7)$$

Der Dilatanzwinkel ist nach Cornforth (1964) und Bolton (1986) im Bruchzustand maximal und kann aus dem Verhältnis zwischen Volumendehnungsrate  $d\varepsilon_v$  und Scherdehnungsrate  $d\gamma_{13}$  zum Beispiel mit Gleichung 2.8 nach Houlsby (1991) für den ebenen Verformungszustand ermittelt werden. Hierin sind Dehnung positiv und Stauchung negativ definiert:

$$\psi_{PS} = - \arcsin \left( \frac{\dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_3}{\dot{\varepsilon}_1 - \dot{\varepsilon}_3} \right) . \quad (2.8)$$

Da eine Erhöhung des Spannungsniveaus der Dilatanz beziehungsweise Auflockerung des Bodens zunehmend entgegenwirkt, sind Dilatanzeffekte im niedrigen Spannungsniveau grundsätzlich am größten. Des Weiteren ist die Volumenzunahme während des Abschervorgangs umso ausgeprägter, je dichter der Boden bei Versuchsbeginn gelagert ist.

In Bild 2.26 sind die Ergebnisse von biaxialen Druckversuchen von Barden et al. (1969) an zwei Probekörpern aus Quarzsand mit gleicher Ausgangsdichte aber deutlich unterschiedlichen Spannungsniveaus dargestellt. Die Belastbarkeit der Ergebnisse ist zwar durch die im extrem hohen Spannungsniveau aufgetretenen (nicht näher beschriebenen) Kornbrucherscheinungen beeinträchtigt, dennoch deuten die Ergebnisse darauf hin, dass das Volumendehnungsverhalten letztendlich durch das Verhältnis der beiden Einflussgrößen Spannungsniveau und Lagerungsdichte zueinander bestimmt wird.



**Bild 2.26** Spannungs- und Volumendehnungsverhalten von dichtem Sand ( $I_D = 0,69$ ) in biaxialen Druckversuchen bei niedrigen und hohen Spannungen nach Barden et al. (1969), modifiziert in Anlehnung an Bolton (1986).

Zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Reibungs- und Dilatanzwinkel erreicht Bolton (1986) für den in Gleichung 2.7 beschriebenen Zusammenhang zunächst eine bessere Übereinstimmung mit seinen Beobachtungen, wenn der Dilatanzwinkel infolge einer empirischen Anpassung nur zu 80 % angesetzt wird. Eine weitere Verfeinerung dieses grundsätzlichen Zusammenhangs ist in Gleichungen 2.9 und 2.10 nach Bolton (1986) als Ergebnis umfangreicher Untersuchungen an 17 verschiedenen Sanden enthalten. Dabei wird die oben beschriebene Abhängigkeit des Dilatanzwinkels von der Ausgangslagerungsdichte  $I_D = (e_{\max} - e)/(e_{\max} - e_{\min})$  und dem Mittelwert der effektiven Hauptspannungen im Bruchzustand  $p$  [ $\text{kN/m}^2$ ] in Form eines variablen „relativen Dilatanzindex  $I_R$ “ berücksichtigt.

$$\varphi = \varphi_{cv} + A_\psi \cdot I_R \quad (2.9)$$

$$I_R = I_D(10 - \ln p) - 1 \quad (2.10)$$

Hierin wird durch den Beiwert  $A_\psi$  für den Dilatanzindex der entsprechende Verformungszustand beziehungsweise die Versuchsart berücksichtigt ( $A_{\psi,PS} = 5$  und  $A_{\psi,TX} = 3$ ). Durch Umformung

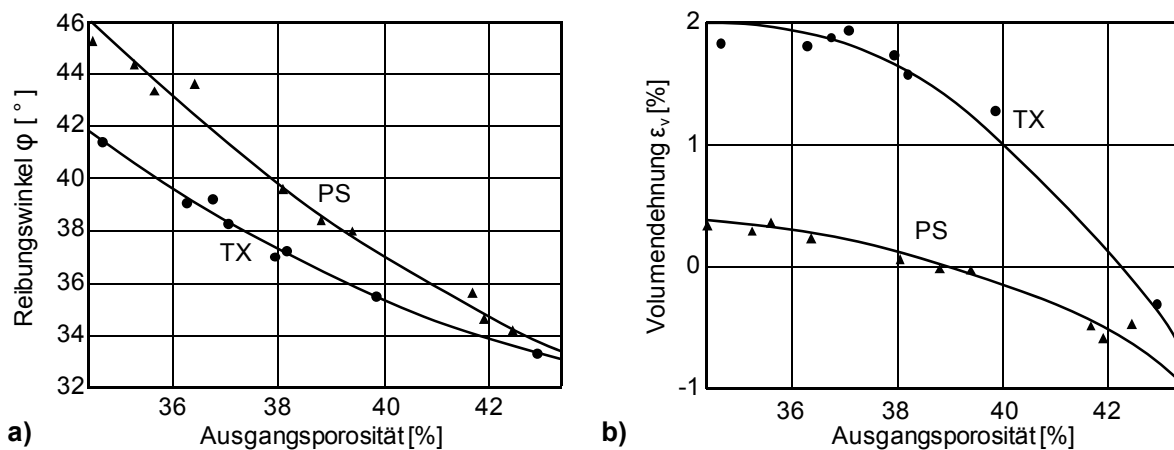
von Gleichung 2.9 ergeben sich der Dilatanzwinkel  $\psi$  und die mittlere Hauptspannung  $p$  für den ebenen Verformungszustand zu

$$\psi_{PS} = \varphi - \varphi_{cv} = 5I_R \quad \text{und} \quad (2.11)$$

$$p_{PS} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}\sigma_1(1 + K_0 + K_a). \quad (2.12)$$

### 2.3.1.3 Versuchsrandbedingungen

Neben Spannungsniveau und Lagerungsdichte spielen die Versuchsrandbedingungen eine maßgebliche Rolle für das Spannungs-Dehnungsverhalten der untersuchten Probekörper, wie schon aus  $A_{\psi,PS} \neq A_{\psi,TX}$  deutlich wurde. In Bild 2.27 sind die von Cornforth (1964) mit biaxialen (PS) und triaxialen (TX) Druckversuchen ermittelten Reibungswinkel und Volumendehnungen von locker bis dicht gelagerten Bodenproben dargestellt.



**Bild 2.27** Reibungswinkel (a) und Volumendehnungen (b) von Sandproben unterschiedlicher Lagerungsdichte im Bruchzustand, ermittelt von Cornforth (1964) mit biaxialen (PS) und triaxialen (TX) Druckversuchen.

Die Ergebnisse bestätigen zunächst den zuvor beschriebenen Einfluss der Lagerungsdichte auf den Reibungswinkel und das Volumendehnungsverhalten. Des Weiteren zeigen sie, dass die Unterschiede im Verhalten zwischen ebenem und rotationssymmetrischem Verformungszustand mit zunehmender Lagerungsdichte ebenfalls zunehmen und somit bei dicht gelagerten Böden am größten sind. Die Volumenvergrößerung während des Abschervorgangs, wie sie vor allem bei dicht gelagerten Böden im Bereich der Scherfugen beobachtet wird, kann im biaxialen Druckversuch in ebenennormaler Richtung nicht eintreten, weshalb Volumenzunahmen im ebenen Verformungszustand grundsätzlich niedriger sind.

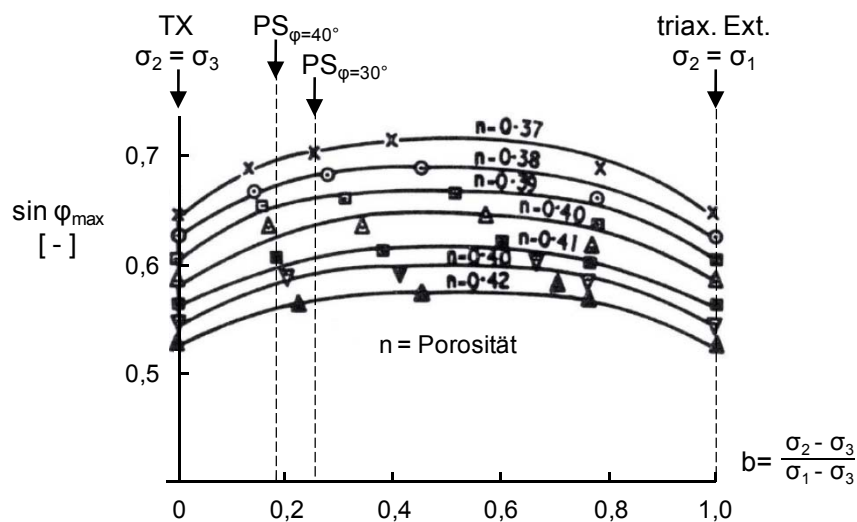
Bei der Ermittlung des Reibungswinkels nach Mohr-Coulomb gemäß Gleichung 2.6 bleibt die mittlere Hauptspannung  $\sigma_2$  unberücksichtigt. Während bei triaxialen Druckversuchen  $\sigma_2 = \sigma_3$  gilt, ist bei biaxialen Druckversuchen die mittlere Hauptspannung in ebenennormaler Richtung aufgrund der behinderten Verformung größer als der Zeldruck. Röchter (2011) hat einige Untersuchungen zusammengefasst, bei denen unter größeren mittleren Hauptspannungen ein



festigkeitserhöhender Einfluss festgestellt wurde, was sich mit den Beobachtungen von Chakraborty & Saldago (2010) deckt. Als Bewertungsgrundlage für das Verhältnis der Hauptspannungen zueinander wird der Parameter  $b$  gemäß Gleichung 2.13 verwendet:

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (2.13)$$

Beispielhaft sind in Bild 2.28 die Ergebnisse von Sutherland & Mesdary (1969) dargestellt. Weitere Ergebnisse werden beispielsweise bei Sayao & Vaid (1996) aufgeführt. Die Ergebnisse bestätigen grundsätzlich die zuvor beschriebene Beobachtung eines gegenüber dem Reibungswinkel im triaxialen Druckversuch ( $b = 0$ ) erhöhten Reibungswinkels im ebenen Verformungszustand.



**Bild 2.28** Einfluss des Spannungsverhältnisses auf den maximalen Reibungswinkel nach Sutherland & Mesdary (1969).

Nach Lam & Tatsuoka (1988) beträgt der Parameter  $b$  im biaxialen Druckversuch etwa  $b \approx 0,2 - 0,5$ . Unter der Annahme, dass die Verhältnisse zwischen der maximalen Hauptspannung  $\sigma_1$  und denen in ebenennormaler und -paralleler Richtung dem Erdruchdruck und dem aktiven Erddruck entsprechen, ergeben sich Gleichungen 2.14 und 2.15:

$$\sigma_2 = K_0 \cdot \sigma_1 = (1 - \sin \varphi) \cdot \sigma_1 \quad \text{und} \quad (2.14)$$

$$\sigma_3 = K_a \cdot \sigma_1 = \tan^2(45 - \varphi/2) \cdot \sigma_1. \quad (2.15)$$

Durch Einsetzen in Gleichung 2.13 und Umformungen ergibt sich der Parameter  $b$  für den ebenen Verformungszustand letztendlich nur in Abhängigkeit des Erdruchdruckbeiwertes beziehungsweise des Reibungswinkels  $\varphi$  zu

$$b = \frac{K_0 \sigma_1 - K_a \sigma_1}{\sigma_1 - K_a \sigma_1} = \frac{K_0 - K_a}{1 - K_a} = \frac{1 - \sin \varphi - \tan^2(45 - \varphi/2)}{1 - \tan^2(45 - \varphi/2)} = \dots = \frac{1 - \sin \varphi}{2} = \frac{K_0}{2}. \quad (2.16)$$

Für Boden mit einem Reibungswinkel von  $\varphi = 30^\circ$  ergibt sich somit  $b = 0,25$  und für einen Reibungswinkel von  $\varphi = 40^\circ$  beträgt  $b = 0,18$ .

Die Zusammenfassung und der Vergleich zahlreicher Ergebnisse von biaxialen und triaxialen Druckversuchen mit unterschiedlichen Sanden, Lagerungsdichten und Spannungsniveaus von Lee (1970) zeigen, dass der maximale Reibungswinkel im ebenen Verformungszustand  $\varphi_{PS}$  um bis zu  $\Delta\varphi \approx 8^\circ$  größer als derjenige im triaxialen Druckversuch  $\varphi_{TX}$  sein kann. Diese größten beobachteten Unterschiede traten bei der Untersuchung von Bodenproben sehr dichter Lagerung im sehr niedrigen Spannungsniveau auf, also unter Dilatanz begünstigenden Bedingungen.

Zur überschläglichen Umrechnung von Reibungswinkeln aus triaxialen Druckversuchen für den ebenen Verformungszustand wurde von Lade & Lee (1976) der Zusammenhang gemäß den Gleichungen 2.17 und 2.18 beschrieben.

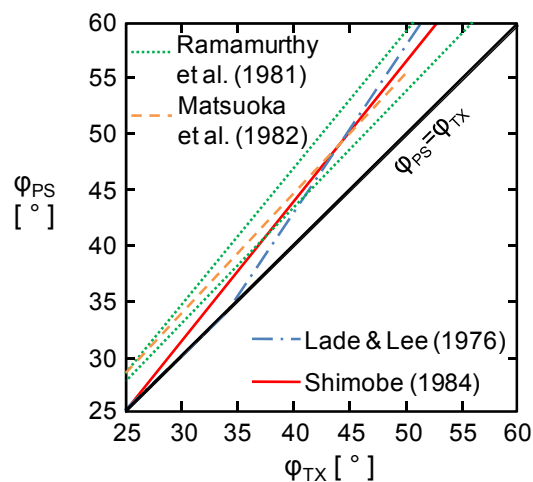
$$\text{für } \varphi_{TX} > 34: \quad \varphi_{PS} = 1,5 \cdot \varphi_{TX} - 17 \quad (2.17)$$

$$\text{für } \varphi_{TX} \leq 34: \quad \varphi_{PS} = \varphi_{TX} \quad (2.18)$$

Ein alternativer Ansatz zur Umrechnung des Reibungswinkels aus triaxialen Druckversuchen in  $\varphi_{PS}$  wird von Shimobe & Moroto (1997) vorgestellt und ist in Gleichung 2.19 angegeben.

$$\varphi_{PS} = 1,265 \cdot \varphi_{TX} - 6,71 \quad (2.19)$$

Die Grundlage für diesen Zusammenhang bildete nach ihren Angaben die Auswertung von 109 Wertepaaren unterschiedlicher Sande, für die Ergebnisse aus triaxialen und biaxialen Druckversuchen vorlagen. Die Genauigkeit wird mit  $\pm 2^\circ$  angegeben und die Korrelation ist auf Reibungswinkel  $\varphi_{TX} \geq 25^\circ$  beschränkt. Die beiden beschriebenen sowie zwei weitere Ansätze sind zum Vergleich in Bild 2.29 gegenübergestellt.

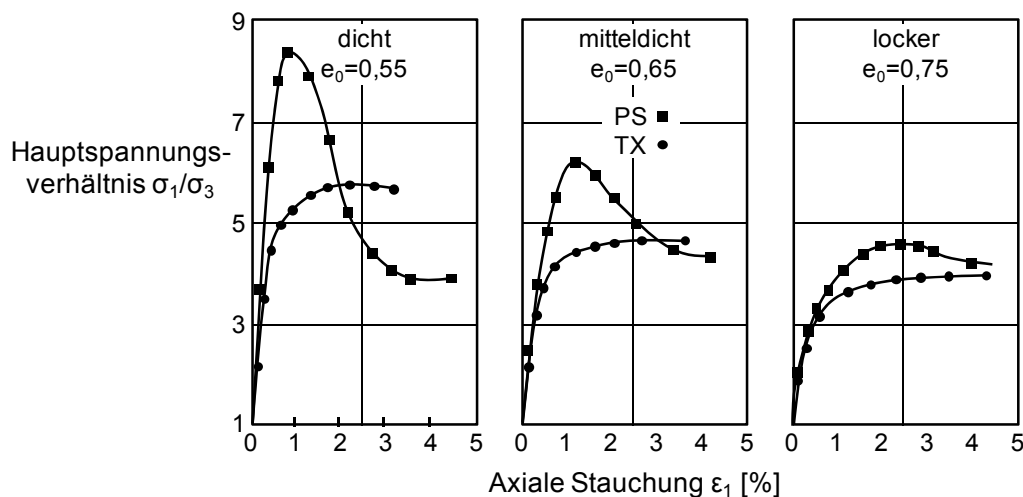


**Bild 2.29** Zusammenhang zwischen  $\varphi_{PS}$  und  $\varphi_{TX}$  nach Shimobe & Moroto (1997).

Einhergehend mit der Beobachtung, dass die Reibungswinkel von Böden mit zunehmender Kantigkeit ihrer Körner steigen, beschreiben Holtz & Lee (2002) für eckige Körner auch grundsätzlich einen größeren Einfluss des veränderten Verformungszustands als bei runden Körnern. Der Reibungswinkel wird daher für den ebenen Verformungszustand durch die beschriebenen Zusammenhänge für Böden mit kantigen Körnern eher unterschätzt und für solche mit runden Körnern geringfügig überschätzt.

Die Probekörperform (H/D- bzw. H/B-Verhältnis) hat genauso wie die Schmierung der Endflächen nach Bolton (1986) nur einen geringen bis vernachlässigbaren Einfluss auf den Reibungswinkel im Bruchzustand. Die von ihm recherchierten Arbeiten deuten auf gleiche bis maximal drei Grad kleinere Reibungswinkel infolge der Endflächenschmierung hin. Allerdings beschreiben Rowe & Barden (1964) die häufig beobachtete Fassform bei abgescherten Probekörpern als Effekt der Endflächenreibung, woraus ein unerwünschter inhomogener Spannungs- und Verformungszustand resultiert.

Im Hinblick auf das Verformungsverhalten in biaxialen und triaxialen Druckversuchen zeigen beispielsweise die in Bild 2.30 dargestellten Ergebnisse von Marachi et al. (1981), dass im ebenen Verformungszustand geringere Verformungen bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit erforderlich sind. Dieses steifere Verformungsverhalten bedeutet außerdem, dass die vom Verformungszustand abhängigen Moduln  $E_i$  im ebenen Verformungszustand im biaxialen Druckversuch größer als im triaxialen Druckversuch sind.



**Bild 2.30** Spannungs-Dehnungsverhalten von dicht, mitteldicht und locker gelagertem Sand in biaxialen und triaxialen Druckversuchen bei 70 kN/m<sup>2</sup> Zelldruck nach Marachi et al. (1981).

Zusammenfassend lassen sich folgende Einflüsse aus dem ebenen Verformungszustand auf die bodenmechanischen Parameter beschreiben: Reibungswinkel und Steifigkeit sind größer als im triaxialen Druckversuch, zum Erreichen der Bruchfestigkeit sind jedoch insgesamt weniger Verformungen (axiale Stauchung) erforderlich. Einhergehend mit dem größeren Reibungswinkel ergibt sich eine etwas kleinere Querdehnungszahl im ebenen Verformungszustand. Das Volumendehnungsverhalten im ebenen Verformungszustand führt tendenziell zu ähnlich großen maximalen Volumendehnungsraten (Dilatanzwinkel) wie im triaxialen Druckversuch, die gesamte Volumenzunahme während des Abschervorgangs dicht gelagerter Böden ist im biaxialen Druckversuch jedoch geringer.

### 2.3.2 Dehnsteifigkeit von Geokunststoffen

Das Spannungs-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen kann als elasto-visko-plastisch beschrieben werden und wird abgesehen vom verwendeten Rohstoff und der Herstellungsart im Wesentlichen durch die Temperatur, die Belastungsgeschwindigkeit und -dauer sowie den umgebenden Boden beeinflusst. Weitere Einflussgrößen, wie beispielsweise die Folgen einer Beschädigung der Geokunststoffe während des Einbaus, werden außerdem in den EBGEO (2010) aufgeführt, wo auch die bemessungstechnische Berücksichtigung beschrieben wird. Einfache und komplexe rheologische Modelle zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Geokunststoffen werden beispielsweise in Sawicki (1999) und Allen & Bathurst (2003) vorgestellt.

Zur versuchstechnischen Ermittlung des Materialverhaltens von Geokunststoffen werden üblicherweise Index-Versuche (sogenannte „In-Air-Tests“ bzw. „In-Isolation-Tests“) durchgeführt, wobei zwischen weggesteuerten Zugversuchen (konstante Dehnungsrate) und kraftgesteuerten Kriechversuchen (konstante Last) unterschieden wird. Zur Bemessung von geokunststoffbewehrten Konstruktionen ist die Übertragung des mit Zugversuchen ermittelten Spannungs-Dehnungsverhaltens auf in-situ-Verhältnisse für den Bemessungszeitraum erforderlich, wozu die Einflüsse der genannten Faktoren berücksichtigt werden müssen.

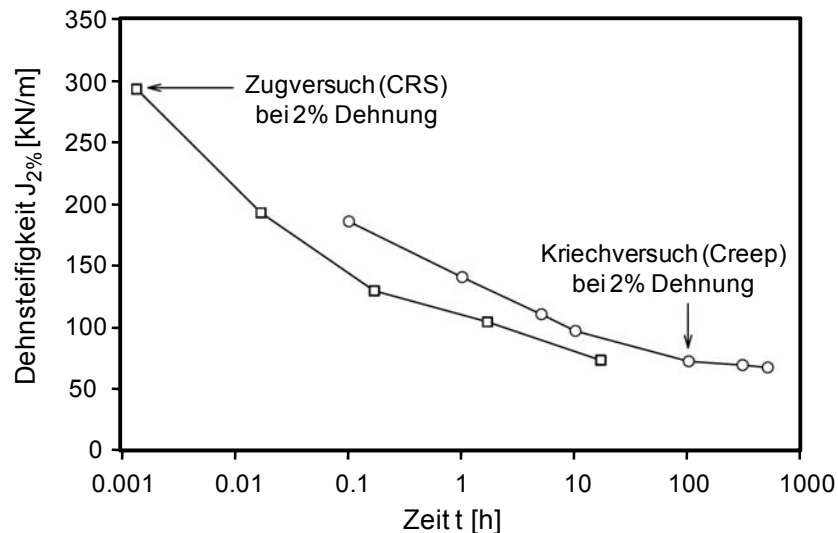
#### 2.3.2.1 Spannungs-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen „In-Isolation“

Geokunststoffe werden laut Retzlaff (2007) in der Regel aus Thermoplasten hergestellt, deren Eigenschaften sich mit ihrer Temperatur verändern. Dies wird bei der Herstellung der Geokunststoffe genutzt, in dem durch das Erwärmen und Strecken des Kunststoffes eine Ausrichtung der Moleküle erreicht wird. Hierdurch entstehen aus der zunächst amorphen Struktur kristalline Bereiche mit einer erhöhten Dehnsteifigkeit. Während die Untersuchungen im Labor normgemäß bei einer Temperatur von  $T = 20 \text{ °C}$  durchzuführen sind, ist die Temperatur im Feld üblicherweise etwas niedriger, was jedoch von den klimatischen Verhältnissen und bezogen auf den Geokunststoff auch von dessen Lage im Boden abhängt. Bei größeren Temperaturunterschieden sollte der Einfluss daraus auf das Materialverhalten wegen der starken Temperaturabhängigkeit berücksichtigt werden.

Bei den üblicherweise durchgeführten Zugversuchen im Rahmen standardisierter Prüfungen werden die Geokunststoffe mit einer Dehnungsrate von  $\dot{\epsilon} = 20 \text{ \%}/\text{min}$  (DIN EN ISO 10319) beziehungsweise  $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{min}$  (ASTM D 4595) und (ASTM D 6637) belastet. Je nach Polymer und Verarbeitung werden bei diesen Index-Versuchen die Bruchdehnungen innerhalb einer Minute beziehungsweise teilweise schon nach wenigen Sekunden erreicht. Demgegenüber steht bei Verwendung der Geokunststoffe in situ die Lastaufbringung im Wesentlichen während der Herstellung der geokunststoffbewehrten Erde-Konstruktion über mehrere Tage und Wochen sowie die Dauerbelastung über den Nutzungszeitraum, der mehrere Jahrzehnte betragen kann. Durch die Dauerbelastung sinkt die Dehnsteifigkeit  $J$  der Geokunststoffe je nach Produkt bzw. Polymer infolge mehr oder weniger ausgeprägter Kriech- und Relaxationseffekte mit der Zeit

teilweise erheblich. Diese reduzierte Dehnsteifigkeit wird bemessungstechnisch nach den EBGEO (2010) mit dem Abminderungsfaktor  $A_1$  für das Zeitstandverhalten berücksichtigt.

In Bild 2.31 ist die mit Zug- und Kriechversuchen ermittelte zeitabhängige Entwicklung der Dehnsteifigkeit beispielhaft für ein Geogitter aus Polypropylen (PP) dargestellt.



**Bild 2.31** Zeitabhängige Dehnsteifigkeit  $J$  eines PP-Geogitters bei 2 % Dehnung, ermittelt aus Zug- und Kriechversuchen mit verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten bzw. Lasten von Yeo (1985), modifiziert nach Allen & Bathurst (2003).

In Tabelle 2.4 sind weiterhin für Geogitter aus verschiedenen Polymeren die Verhältnisse zwischen Kurzzeit- und Langzeitdehnsteifigkeiten zusammengefasst. Für Geogitter aus Polypropylen beispielsweise geht hieraus eine Reduzierung der mit Zugversuchen ermittelten Dehnsteifigkeit um den Faktor 3 bis 4 hervor.

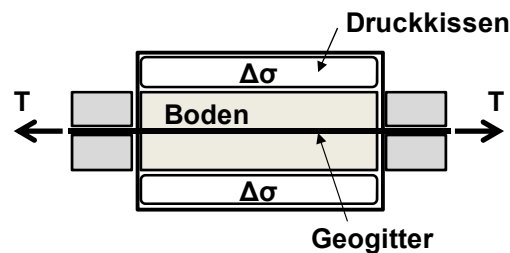
**Tabelle 2.4** Verhältnisse typischer Dehnsteifigkeiten bei 2 % Dehnung im Gebrauchsbereich (1000 Stunden) zu denen aus Zugversuchen (10 %/min) nach Walters et al. (2002).

Polymer	$J_{1000\text{Std.}} / J_{\text{ASTM D 4959}}$
PP	0,25 bis 0,35
HDPE	0,25 bis 0,35
PET	0,75 bis 0,85

### 2.3.2.2 Spannungs-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen im Boden

Zur Untersuchung des Einflusses aus dem umgebenden Boden auf das Spannungs-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen wurden etwa seit Beginn der 1980er Jahre zahlreiche Zugversuche sowie Kriech- und Relaxationsversuche im Boden durchgeführt. Mit dem von McGown et al. (1982) entwickelten und in Bild 2.32 vereinfacht dargestellten Versuchsaufbau kann der Boden auf beiden Seiten des Geokunststoffs über Druckkissen gleichförmig belastet werden und so der Einfluss der Auflastspannung auf das Materialverhalten der Bewehrung untersucht werden. Weitere Versuchsarten zur Untersuchung des Spannungs-Dehnungs-

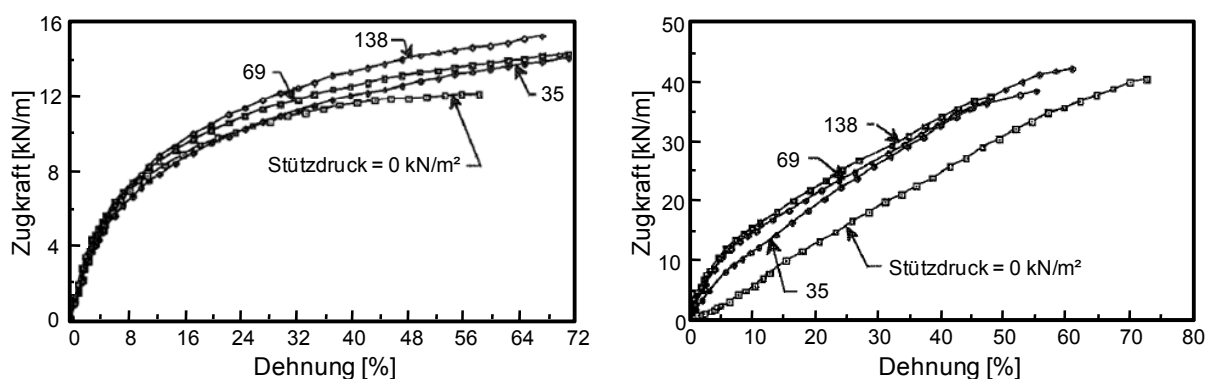
verhaltens von Geokunststoffen im Boden werden von Christopher et al. (1986) und Gourc & Beech (1989) zusammengefasst.



**Bild 2.32** Versuchsapparat zur Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Geokunststoffen im Boden nach McGown et al. (1982), Darstellung modifiziert nach Allen & Bathurst (2003).

Für die im Boden überwiegend untersuchten Vliesstoffe und Gewebe („nonwoven and woven Geotextiles“) beobachteten Siel et al. (1987), Recker & Müller-Rochholz (1996), Bauer & Bräu (1996), Bauer (1997), Yuan et al. (1998), Allen & Bathurst (2003), Kamiji et al. (2008) und Brandl (2009) deutliche Steifigkeitserhöhungen von bis zu 500 % durch den umgebenden Boden sowie häufig sogar auch Festigkeitserhöhungen. Der Grund für Dehnsteifigkeitserhöhung im Bodenkontakt liegt in der Einlagerung von Bodenpartikeln in die Textilstruktur, wodurch eine Ausrichtung der Fasern wie unter In-Isolation-Bedingungen verhindert wird. Die Untersuchungen von Mendes et al. (2007) haben weiterhin gezeigt, dass kantige Partikel einen stärkeren Einfluss als runde Partikel haben.

Für Geogitter im Boden wurde hingegen von Yuan et al. (1998) nur eine vernachlässigbare Erhöhung der Steifigkeit von 5 % bis maximal 30 % ermittelt, was sich mit den Beobachtungen von Wilson-Fahmy et al. (1993) (Bild 2.33), Boyle (1995), Walters et al. (2002) und Allen & Bathurst (2003) deckt, die ebenfalls über einen geringen bis vernachlässigbaren Einfluss des Bodens auf das Spannungs-Dehnungsverhalten der untersuchten Geogitter berichten.

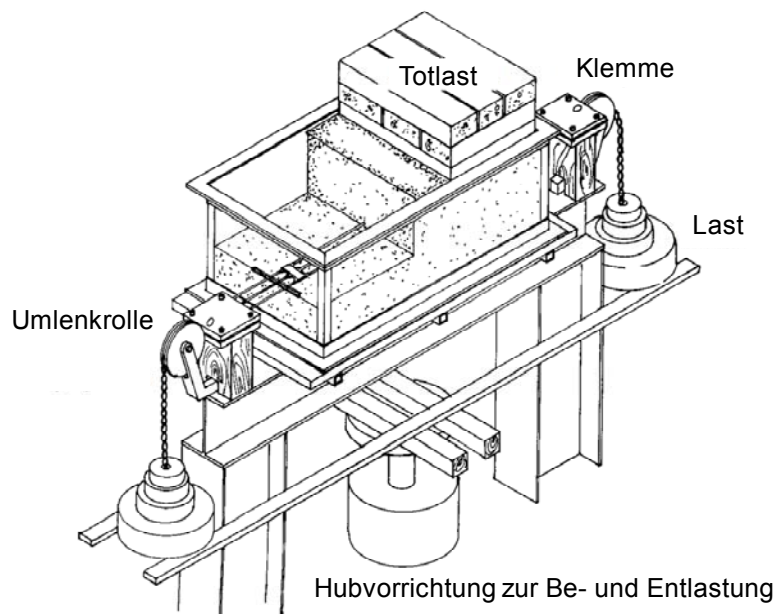


**Bild 2.33** Kraft-Dehnungskurven von verschiedenen Geogittern unter In-Air-Bedingungen sowie unter Normalspannungen von bis zu 138 kN/m<sup>2</sup> nach Wilson-Fahmy et al. (1993).

Die Untersuchungen von Elbanna & Bathurst (2005) an einem extrudierten biaxialen Geogitter zeigen hingegen für das Verhalten in einem enggestuften Mittelsand unter einer Normalspannung von  $\sigma_n = 15 \text{ kN/m}^2$  eine Verdopplung der Dehnsteifigkeit. Die Autoren führen dies auf

die reduzierte Querkontraktion infolge Bodeneinlagerung in den Gitteröffnungen sowie Reibung auf dem Gitter zurück. Systematische Untersuchungen hierzu wurden in Aussicht gestellt, sind jedoch bisher nicht bekannt. Des Weiteren ist festzuhalten, dass auch in jüngster Zeit von Bathurst vorgestellte Veröffentlichungen, wie z.B. Bathurst et al. (2010), sich ausschließlich auf die Ergebnisse von Walters et al. (2002) beziehen, wonach zwar die Belastungsdauer, nicht jedoch ein etwaiger Bodeneinfluss berücksichtigt wird.

Zusätzlich zu den beschriebenen Zugversuchen wurden von McGown et al. (1995) mit dem in Bild 2.34 dargestellten Versuchsstand Untersuchungen mit mehreren Be- und Entlastungen an Geogittern im Boden durchgeführt. Für ein einaxiales extrudiertes Geogitter ermittelten sie sogenannte „locked-in“-Dehnungen (vgl. Abschnitt 2.1.3), die in den Geogittern nach Versuchsende verblieben waren und bei Vergleichsuntersuchungen unter In-Isolation-Bedingungen nicht aufgetreten sind. Sie geben daher zu bedenken, dass diese Effekte zur akkuraten Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Geogittern im Boden je nach Anwendungsfall gegebenenfalls zusätzlich berücksichtigt werden sollten.



**Bild 2.34** Versuchsaufbau zur Durchführung von Wiederholungsbelastungen an Geogittern im Boden nach McGown et al. (1995).

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die beschriebenen Untersuchungsergebnisse überwiegend einen geringen bis keinen Einfluss des Bodens auf das Spannungs-Dehnungsverhalten von Geogittern zeigen. Ein eventueller günstiger, verformungsreduzierender Einfluss des umgebenden Bodens kann auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden. Die Ergebnisse der deutlich einfacheren In-Isolation-Untersuchungen eignen sich somit zur Beschreibung des zeit- und temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsverhaltens von Geogittern im Boden. Dies deckt sich mit den derzeit geltenden Empfehlungen der EBGEO (2010), Abschnitt 3.3.4, wonach die Dehnsteifigkeit von Geogittern aus Isochronenkurven ohne Berücksichtigung des Bodenkontaktes ermittelt wird.

### 2.3.3 Einfluss geometrischer Eigenschaften

Die Kraftübertragung zwischen Boden und Geogittern erfolgt durch Oberflächenreibung auf den Geogittern und durch Erddruck vor deren Querschnittsgliedern (vgl. Abschnitt 2.1.3). Das Verhältnis der Anteile aus den beiden Mechanismen steht bei rolligen Böden in unmittelbarem Zusammenhang mit der Formstabilität der Geogitter, dem Verhältnis zwischen Öffnungsweite und Korndurchmesser, der Dicke der Querschnittsglieder sowie der Relativverschiebung zwischen Boden und Geogittern. Im Hinblick auf die Kraftübertragung zwischen bindigen, maximal feinkörnigen Böden und Geogittern zeigen die Beobachtungen von Althoff (2011) eine Korrelation der Ergebnisse von Herausziehversuchen mit der Rauheit (Rautiefe) der Zuggliedoberfläche.

Als entscheidendes Kriterium zur Beurteilung der Verbundwirkung beziehungsweise der Kraftübertragung zwischen Boden und Bewehrung wird üblicherweise der Kontaktreibungswinkel  $\delta$  betrachtet, der standardmäßig mit direkten Scherversuchen ermittelt wird. Bei bindigen Böden können zudem aus der Kohäsion des Bodens resultierende Adhäsionsanteile hinzukommen, die hier jedoch nicht weiter betrachtet werden. Mit dem Kontaktreibungswinkel wird die relative Oberflächenrauheit im Verhältnis zum Bodenreibungswinkel  $\varphi$  beschrieben. Bei Geogittern besteht die Oberfläche aus Längs- und Querschnittsgliedern sowie aus Gitteröffnungen. Die Oberflächen der Zugglieder sind häufig relativ hart und verhältnismäßig glatt und führen dadurch in der Regel zu einer Reduktion des Kontaktreibungswinkels gegenüber dem inneren Bodenreibungswinkel. In den Gitteröffnungen, die üblicherweise mehr als die Hälfte der gesamten Oberfläche von Geogittern darstellen, steht je nach Kornverteilung durch die darin eingelagerten Partikel bestenfalls der volle Reibungswinkel zur Verfügung. Bei dem versuchstechnisch mit Geogittern im Boden ermittelten Kontaktreibungswinkel handelt es sich daher um einen Mittelwert über die gesamte Gitterfläche. Diesbezüglich berichten Gourc & Beech (1989) von zahlreichen Untersuchungen mit Geokunststoffen in Sand, bei denen der Verbundbeiwert für Reibung stets  $\lambda = \tan \delta / \tan \varphi > 2/3$  war. Die Beobachtungen von Palmeira & Viana (2003) und Liu et al. (2009) an direkten Scherversuchen mit Geogittern und Sand zeigen sogar nur eine sehr geringe bis keine Reduktion des Kontaktreibungswinkels. Nachfolgend werden gezielt die Einflüsse einiger geometrischer Parameter auf das Verbundmaterialverhalten betrachtet.

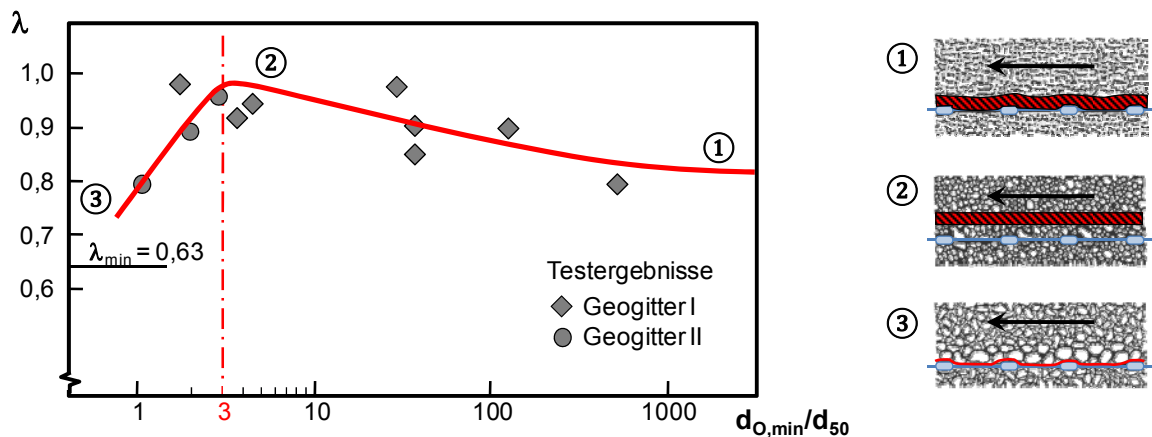
#### 2.3.3.1 Verhältnis Gitteröffnung - Korngröße

Zur Untersuchung des Einflusses aus der Größe der Gitteröffnungen auf den Verbundbeiwert beziehungsweise den Kontaktreibungswinkel haben Jewell et al. (1984) und Sarsby (1985) mit direkten Scherversuchen systematisch verschiedene Verhältnisse zwischen der Öffnungsweite von Geokunststoffen  $d_0$  und dem mittleren Korndurchmesser des Bodens  $d_{50}$  untersucht. Die besten Verbundwerte, also die geringste Reduktion des Kontaktreibungswinkels, haben sie für das Verhältnis  $d_0/d_{50} = 3$  erhalten (Bild 2.35). Als Erklärung dienen die in Bild 2.35 rechts dargestellten Unterschiede in der Scherfugenentwicklung in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Korngröße und Gitteröffnung. Im Zustand ① lagern sich sehr feine Bodenpartikel in den Gitteröffnungen ein. Eine Scherfuge kann sich unmittelbar entlang der Oberfläche des Geokunststoffs entwickeln, wobei sich der Verbundreibungswinkel anteilig aus dem Kontakt zur



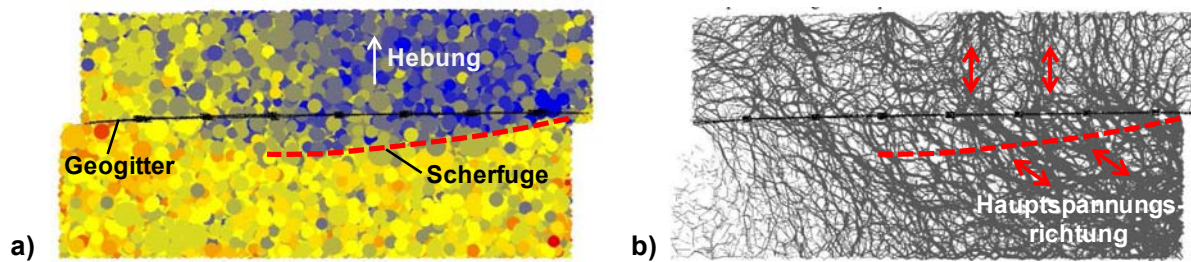
Bewehrungsoberfläche sowie zum Boden in den Öffnungen ergibt. Im Fall ② hingegen haben die Bodenpartikel, die sich in den Öffnungen einlagern und verzahnen („Interlocking“), einen Durchmesser, der zwar immer noch kleiner als die Öffnungsweite, jedoch deutlich größer als die Dicke der Zugglieder der Bewehrung ist. Hierdurch wird die Scherfuge vom Geogitter weg in den Bodenbereich hinein verlagert, weshalb im Optimalfall der volle Reibungswinkel des Bodens mobilisiert werden kann. Falls die Bodenpartikel jedoch, wie bei ③ dargestellt, größer als die Gitteröffnungen sind, ist eine Einlagerung und ein Verspannen darin nicht mehr möglich. Hierbei können diese Partikel selber unmittelbar über das Gitter gleiten, so dass die Verbundschерfestigkeit unter Umständen auf ein Minimum abfällt.

Das beschriebene Zusammenspiel zwischen Öffnungsweite, Korngröße und Dicke der Zugglieder ( $d_o > d_{50} > t$ ) als Grundlage für ein günstiges Interaktionsverhalten zwischen Geogittern und Boden wird durch die Ergebnisse von Lopes & Lopes (1999) mit Herausziehversuchen bestätigt.



**Bild 2.35** Einfluss des Verhältnisses zwischen Gitteröffnung und Korngröße auf die Größe des Kontaktreibungswinkels nach Jewell et al. (1984), modifiziert.

Die Ergebnisse numerischer Berechnungen mit der Diskreten Element Methode (DEM) von Bussert (2009) sind in Bild 2.36 für einen direkten Scherversuch mit einem relativ biegesteifen Geogitter dargestellt. Das Geogitter wurde hierbei im oberen Scherrahmen fixiert, und der untere Scherrahmen wurde verschoben. Die Neigung der Hauptspannungen infolge der Scherverschiebung kann nur unterhalb des Geogitters, nicht jedoch darüber beobachtet werden. Kornverteilung und Öffnungsweite sind hier zwar nicht angegeben, aus der Abbildung wird jedoch bereits deutlich, dass einerseits das Größtkorn kleiner als die Öffnungsweite ist und andererseits die Öffnungsweite grob geschätzt dem 4-fachen des mittleren Korndurchmessers entspricht. Aus den vertikalen Partikelbewegungen lässt sich außerdem die eingezeichnete Lage der Scherfuge vermuten. Hierdurch könnte ebenfalls die Vermutung von Jewell et al. (1984) bestätigt werden, wonach sich die Scherfuge bei optimalem  $d_o/d_{50}$ -Verhältnis in einem gewissen Abstand vom Geogitter im Boden entwickelt.



**Bild 2.36** Von Bussert (2009) vorgestellte Berechnungsergebnisse mit der Diskreten Elemente Methode für einen direkten Scherversuch (30 cm x 30 cm) bei 10 mm Relativverschiebung, Lage der Scherfuge ergänzt,  
a) Vertikale Partikelbewegungen,  
b) Korn-zu-Korn-Spannungen.

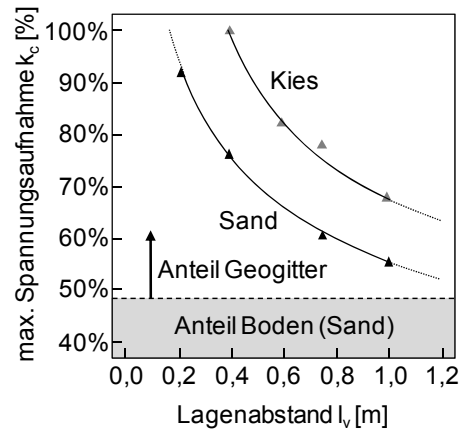
Während in den bisher beschriebenen Untersuchungen formstabile Geogitter mit Öffnungsweiten von mindestens 17 mm verwendet wurden, haben Athanasopoulos (1993) und Markou (2008) direkte Scherversuche mit sehr feinmaschigen, gewebten Geotextilien durchgeführt ( $d_0 \approx 1$  mm). Hierbei zeigen die Ergebnisse die größten Kontaktreibungswinkel für  $d_0/d_{50}$ -Verhältnisse zwischen 1,6 und 1,9, die zwar etwas geringer, aber tendenziell in einer ähnlichen Größenordnung wie bei Geogittern liegen.

Unter Abschnitt 2.1.3 wurde bereits die Bedeutung des Gittertyps bezüglich der jeweils maßgeblichen Interaktionsmechanismen beschrieben. Ein wesentliches Kriterium ist dabei die Stabilität der Gitteröffnungen beziehungsweise der Querszugglieder. Im Hinblick auf die Erd-druckentwicklung vor den Querszuggliedern spielt der Abstand der Längszugglieder aufgrund der daraus resultierenden freien Länge der Querszugglieder eine Rolle. Ein größerer Abstand bedeutet, dass sich die Querszugglieder dazwischen stärker verformen können und müssen, um den Erddruck bestmöglich mobilisieren zu können, was durch die Untersuchungen von Alagiyawanna et al. (2001) und Bussert (2006) bestätigt wird.

Zur bemessungstechnischen Berücksichtigung der Stabilität der Gitteröffnung haben Ochiai et al. (1996) einen Formfaktor  $R$  definiert, der sich aus dem Verhältnis der vertikalen Umfangsfläche einer Gittermasche (Öffnungsumfang  $U_0 \times$  Zugglieddicke  $t$ ) zur Grundfläche einer Gittermasche  $A_0$  ergibt. Dabei werden die Orientierung eventueller anisotroper Gitteröffnungen und vor allem der Abstand zwischen den Längszuggliedern allerdings nicht berücksichtigt.

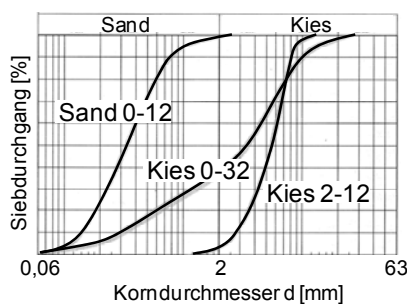
Die beiden Kurven in Bild 2.37 aus Bussert (2006) zeigen unter anderem den Einfluss der Korngröße auf die Spannungsaufnahmefähigkeit des bewehrten Bodens. Das in diesen Untersuchungen verwendete Geogitter wurde mit einer Öffnungsweite in Hauptzugrichtung ( $d_{0,md}$ ) von 160 mm angegeben, die mittleren Korndurchmesser von Sand und Kies betragen etwa 0,33 mm und 5,5 mm. Die entsprechenden Verhältniswerte  $d_0/d_{50}$  ergeben sich somit zu ca. 500 für den Sand und 30 für den Kies, was zunächst ziemlich groß erscheint. Im Verhältnis zur Öffnungsweite in Querszugrichtung ( $d_{0,xmd}$ ) von 16 mm ergeben sich jedoch um den Faktor 10 kleinere Verhältniswerte, also 50 und 3. Die Interpretation dieser Größen erscheint in Anbetracht der Anisotropie des verwendeten Geogitters zunächst schwierig. Während Jewell et al. (1984) und Sarsby (1985) angeben, dass es sich bei der zu betrachtenden Öffnungsweite um den

kleineren der beiden Abstände handelt, wird von Bussert (2006) explizit die Öffnungsweite in Querrichtung verwendet, die zudem exponentiell in die Berechnung eines sogenannten Öffnungsweitenfaktors  $F_0$  eingeht. Neben der Öffnungsweite in Querrichtung  $d_{O,xmd}$  geht außerdem das Verhältnis der Stabilität der Zugglieder in Querrichtung ( $xmd$ ) zur Maschenanzahl im verwendeten Versuchsstand in die Berechnung ein.

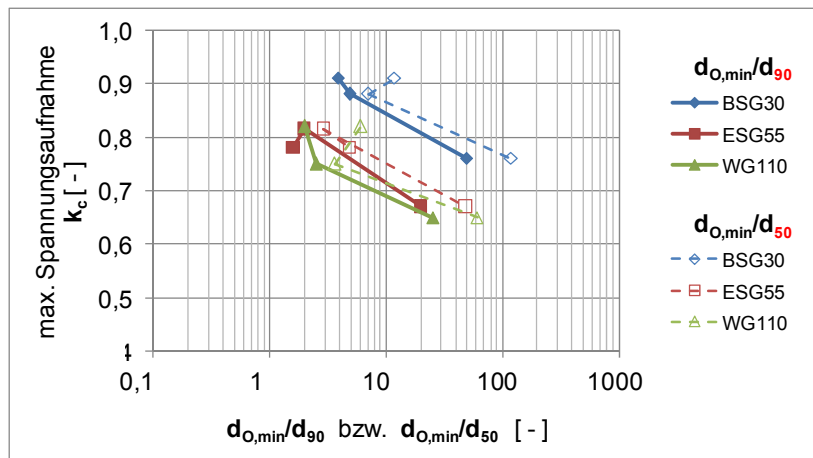


**Bild 2.37** Spannungsaufnahmefähigkeit von zwei unterschiedlichen Böden mit Geogitterbewehrung nach Bussert (2006), modifiziert.

Des Weiteren verwendet Bussert (2006) als repräsentative Korngröße den Wert  $d_{90}$  zur Berücksichtigung der Kornverteilung des Bodens. Den Vorteil der Verwendung dieses Parameters zeigt die Auswertung seiner Ergebnisse in Bild 2.38. Bei Verwendung des weitgestuften „Kies 0-32“ können vom Verbundmaterial höhere Spannungen als mit dem enggestuften Kies aufgenommen werden. Die Verwendung des Kennwerts  $d_{50}$  würde jedoch entgegen des Trends einen günstigeren Verhältniswert für den enggestuften Kies liefern. Dieser Vergleich mit enggestufter und weitgestufter Kornverteilung könnte auf einen beachtenswerten Einfluss der größeren Körner eines Bodens hindeuten. Für eine abschließende Bewertung fehlen jedoch Vergleichsuntersuchungen hierzu.



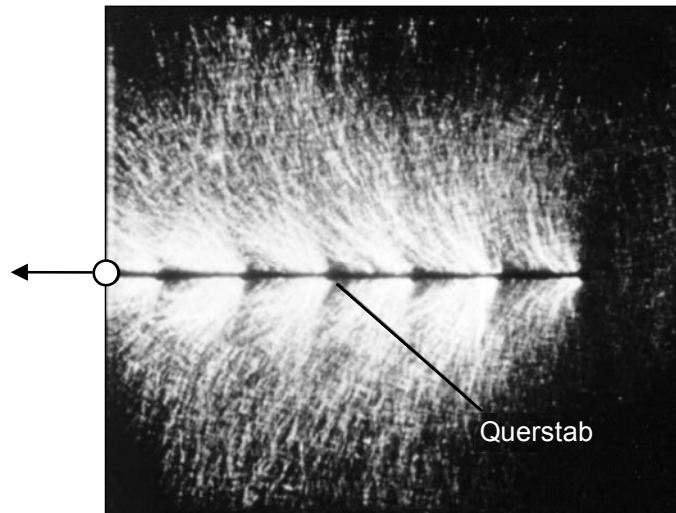
	Sand 0-12	Kies 2-12	Kies 0-32
$d_{90}$	0,8	8	10
$d_{50}$	0,33	5,5	3,3
$d_{90}/d_{50}$	2,4	1,5	3,0



**Bild 2.38** Spannungsaufnahmefähigkeit drei unterschiedlicher Geogitter in drei unterschiedlichen Böden, ermittelt aus Daten von Bussert (2006).

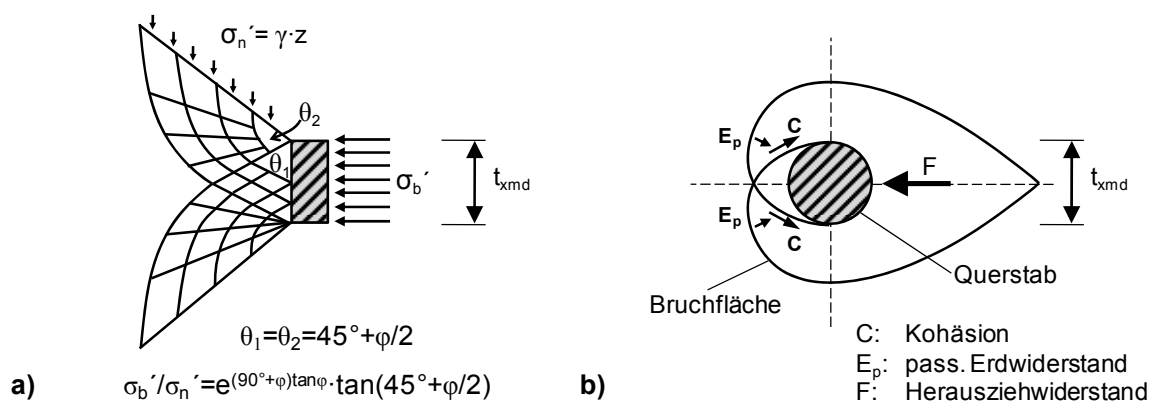
### 2.3.3.2 Einfluss aus Querszuggliedern

Den prinzipiellen Effekt der Querszugglieder zeigt die in Bild 2.39 dargestellte Situation während eines von Dyer (1985) durchgeführten Herausziehversuchs eines Gitters aus einem photoelastischen Material (Glassplitter). Durch die Beleuchtung mit polarisiertem Licht wird die Ausrichtung der Glaspartikel entsprechend der wirkenden Spannungen sichtbar.



**Bild 2.39** Beobachtung während eines Herausziehversuchs eines Gitters aus einem photoelastischen Material von Dyer (1985), modifiziert nach Palmeira (2004).

Zur Beschreibung der Spannungsentwicklung auf die Querszugglieder wurden die beiden in Bild 2.40 dargestellten Modelle in Anlehnung an den Grundbruchmechanismus unter Fundamenten verwendet. Die zugehörigen und bei Moraci & Giofrè (2006) aufgeführten Gleichungen stellen eine Abhängigkeit der Erddruckspannung vom Reibungswinkel des Bodens und der Vertikalspannung auf Höhe der Bewehrungslage dar. Die resultierende Kraft aus dem Erddruck ergibt sich durch Multiplikation mit der Höhe der Querszugglieder  $t_{xmd}$ .

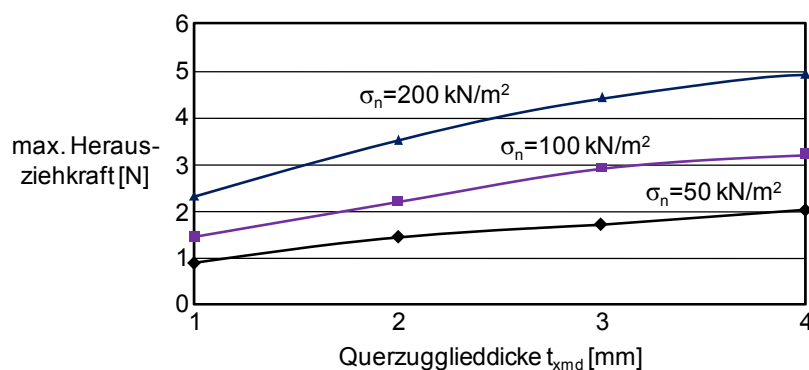


**Bild 2.40** Erddruckentwicklung vor Querszuggliedern nach  
 a) Jewell et al. (1984) und  
 b) Peterson & Anderson (1980) nach Nguyen et al. (2009).

Neben dem prinzipiellen Effekt der Erddruckentwicklung vor den Querszuggliedern zeigt die Darstellung in Bild 2.39 außerdem die von Palmeira (2004) und Ziegler & Timmers (2004) beschriebene gegenseitige Beeinflussung der Querszugglieder. Dabei wird bei entsprechend geringen Rasterabständen der Erddruck vor einem Querszugglied durch das jeweils vorherige Querszugglied so (vermindernd) beeinflusst, dass der maximal mobilisierte Erdwiderstand deutlich geringer als bei einem einzelnen isoliert betrachteten Querszugglied ist. Teixeira et al. (2007) haben diesbezüglich festgestellt, dass sich der mögliche Erddruck vor einem Querszugglied bei engen Rastermaßen nicht nur auf mehrere Querszugglieder verteilt, sondern unter Umständen auch in der Summe niedriger ist und somit der Herauszieh Widerstand des gesamten Geogitters geringer als mit einem größeren Rasterabstand sein kann. Diese Beobachtungen zeigen, dass es sowohl eine obere als auch eine untere Grenze für günstige Abstände zwischen Querszuggliedern gibt.

Als unteren Grenzwert zur Definition, wann Querszugglieder durch das jeweils vorherige Querszugglied beeinflusst werden, hat Palmeira (2004) mit Herausziehversuchen an einaxialen, extrudierten Geogittern einen Verhältniswert zwischen Rastermaß und Dicke der Querszugglieder von  $S_{xmd}/t_{xmd} \geq 40$  ermittelt. Dabei sollte erwähnt werden, dass beispielsweise die Ergebnisse von Timmers & Ziegler (2002) an gelegten Geogittern tendenziell auf größere Verhältniswerte hindeuten und dass außerdem ein Zusammenhang dieses Verhältnisses mit der Korngrößenverteilung und dem Reibungswinkel des Füllbodens sehr wahrscheinlich ist.

Zur Untersuchung des Einflusses der Dicke von Querszuggliedern auf die Widerstandsmobilisierung hat Detert (2005) mit Hilfe numerischer Modellierungen mit der Diskreten Elemente Methode die in Bild 2.41 dargestellten Zusammenhänge ermittelt. Die Berechnungsergebnisse zeigen tendenziell höhere Widerstände bei größeren Querszugglieddicken. Sie deuten weiterhin darauf hin, dass der Widerstand gegen Herausziehen mit wachsender Dicke der Zugglieder immer weniger zunehmen könnte.



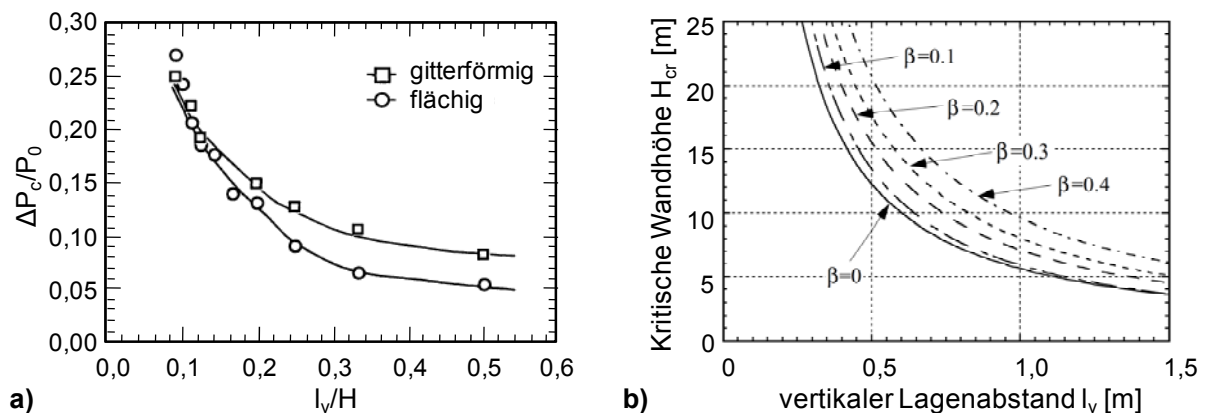
**Bild 2.41** Zusammenhang zwischen Querzugglieddicke und Herauszieh Widerstand nach Detert (2005).

Bezüglich der Form der Querszugglieder haben Palmeira & Milligan (1989) ebenfalls mit Herausziehversuchen gezeigt, dass bei gleicher Dicke des Querszugglieds und auch sonst gleichen Verhältnissen mit rechteckigen Querschnitten etwa das 1,2-fache des Widerstands (Erddrucks) von runden Querschnitten mobilisiert werden kann.

### 2.3.3.3 Vertikaler Lagenabstand

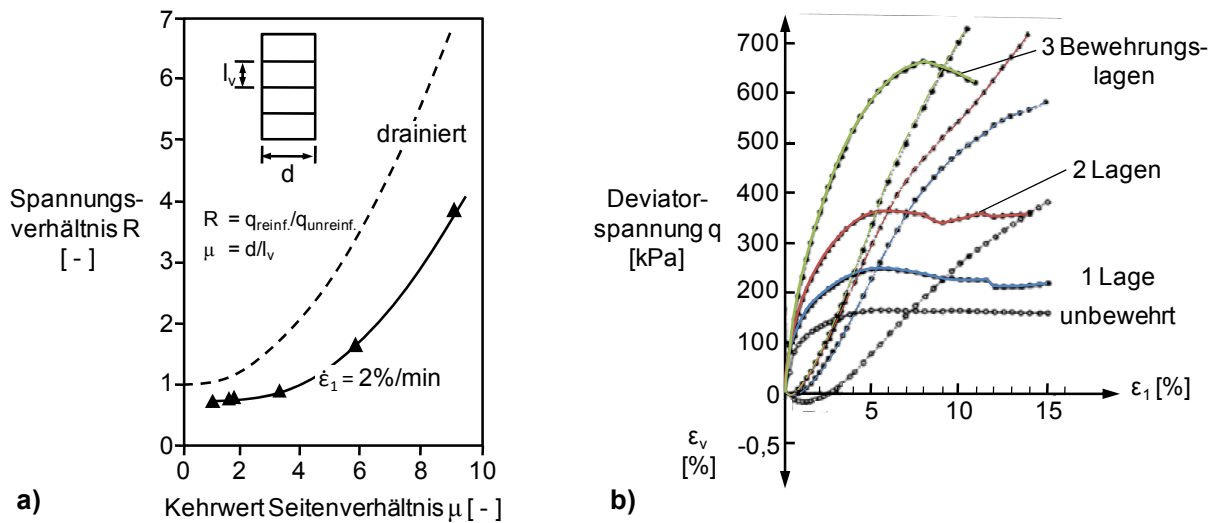
Ein wesentlicher Parameter des Verbundbaustoffs geogitterbewehrter Boden ist der vertikale Abstand der Bewehrungslagen  $l_v$ . Dass dieser auch vom Anwendungsfall abhängt, geht beispielsweise aus den EBGeo (2010) hervor. Während für bewehrte Gründungspolster Lagenabstände zwischen  $l_v = 15$  cm und 40 cm empfohlen werden, haben die Erfahrungen für geogitterbewehrte Stützkonstruktionen zu empfohlenen Lagenabständen zwischen  $l_v = 30$  cm und 60 cm geführt. Bei Erdkörpern auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern ist bei Verwendung von zwei Bewehrungslagen wiederum ein Abstand zwischen  $l_v = 15$  cm und 30 cm zu wählen.

Aus mechanischer Sicht ist der Bewehrungslagenabstand besonders im Hinblick auf die Verbundwirkung im bewehrten Boden von Bedeutung. Untersuchungen zum Einfluss des Lagenabstands zeigen in biaxialen und triaxialen Druckversuchen sowie geogitterbewehrten Stützkonstruktionen (in situ oder im Labormodell) eine deutliche Erhöhung der Tragfähigkeit infolge abnehmenden Lagenabstands  $l_v$ . In Bild 2.42 sind hierzu beispielhaft die Entwicklungen der Stützwirkung nach Yasufuku et al. (2002) sowie der kritischen Wandhöhe nach Kawamura et al. (2000) in Abhängigkeit vom vertikalen Lagenabstand bei bewehrten Stützkonstruktionen dargestellt. Zu ähnlichen Ergebnissen kommt Bussert (2006), der ebenfalls die Spannungsaufnahme in geogitterbewehrten Stützkonstruktionen untersucht hat (Bild 2.37). Der Vollständigkeit halber ist in Bild 2.43 außerdem der Einfluss des vertikalen Lagenabstands auf die Ergebnisse von triaxialen Druckversuchen dargestellt.



**Bild 2.42** Zusammenhang zwischen dem vertikalen Lagenabstand der Bewehrung und  
a) der Stützwirkung (Confining Effect) nach Yasufuku et al. (2002);  
b) der kritischen Wandhöhe von Stützkonstruktionen  $H_{cr}$  sowie der zusätzlichen Stützwirkung  $\beta$  von Geogittern nach Kawamura et al. (2000).





**Bild 2.43** Einfluss des vertikalen Lagenabstands  $l_v$  in triaxialen Druckversuchen auf  
a) Spannungsaufnahmevermögen von Ton nach Ingold (1983) und  
b) Spannungs-Dehnungskurven nach Chandrasekaran et al. (1989).

Der Vergleich von Spannungs- und Volumendehnungskurven in Bild 2.43b zeigt weiterhin das für den unbewehrten Boden übliche gleichzeitige Auftreten von maximaler Volumendehnrates und Bruchfestigkeit. Für den dreifach bewehrten Probekörper wird die Bruchfestigkeit hingegen tendenziell erst nach dem Verformungszustand erreicht, bei dem die maximale Dilatanz auftritt. Dieser Effekt deutet auf die Veränderung der Verformungseigenschaften des Bodens durch die Geogitter hin. Dadurch, dass die Bewehrungsprodukte dehnstief, aber nicht dehnstarr sind, verhält sich der bewehrte Boden deutlich duktiler als der unbewehrte Boden, so dass bis zum Erreichen der Festigkeit neben der gegenüber dem unbewehrten Boden größeren Steifigkeit außerdem auch größere Verformungen aufgenommen werden können.

Die tatsächliche Bedeutung des Lagenabstands für das Spannungsaufnahmevermögen anhand der hierzu existierenden Untersuchungen zu bewerten, ist schwierig, da bei allen bekannten Untersuchungen nicht nur der Lagenabstand, sondern gleichzeitig auch die Lagenanzahl verändert wurde. Durch die mit verringertem Lagenabstand erhöhte Lagenanzahl wurde auch die summierte Dehnsteifigkeit und Festigkeit der Bewehrungslagen erhöht. Da somit mehr als ein Parameter variiert wurde, ist der Einfluss alleine aus dem veränderten Lagenabstand auf die höheren ermittelten Tragfähigkeiten jedoch schwer zu quantifizieren.

Bei dem Phänomen handelt es sich um ein versuchsimmanentes Problem. In den betrachteten Fällen wurde darauf geachtet einen möglichst homogenen Aufbau (gleichmäßiger Lagenabstand) zu erreichen, weshalb die Lagenanzahl mit abnehmendem Lagenabstand erhöht wurde. Andernfalls wäre eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch größere unbewehrte Bodenbereiche zu erwarten gewesen, was sich aufgrund der Schlankheit der Probekörper besonders bei triaxialen Druckversuchen mit üblichen Seitenverhältnissen zwischen Probenhöhe und -durchmesser von  $H/D > 2$  gezeigt hätte. Zur objektiven Untersuchung des Einflusses aus dem Lagenabstand  $l_v$  auf die Spannungsaufnahmefähigkeit von Böden sind daher Untersuchungen erforderlich, bei denen ausschließlich der Parameter „Lagenabstand“ variiert wird und die

übrigen Parameter wie beispielsweise Öffnungsweite und summierte Dehnsteifigkeit unverändert bleiben. Aus der Bedingung, dass die summierte Dehnsteifigkeit, also das Produkt aus Dehnsteifigkeit  $J_i$  und Lagenanzahl  $n_i$  konstant bleibt, kann die erforderliche Dehnsteifigkeit  $J_j$  für einen Versuch mit  $n_j$  Bewehrungslagen unter Berücksichtigung der jeweiligen Versuchsrandbedingungen gemäß Gleichung (2.20) ermittelt werden. Eine solche Untersuchung ist bisher allerdings nicht bekannt.

$$J_j = \frac{J_i \cdot n_i}{n_j} \quad (2.20)$$

Der optimale Lagenabstand ist im Hinblick auf die Verbundwirkung neben dem Anwendungsfall sicherlich sowohl von den Eigenschaften der Bewehrung und des Bodens als auch von den Verbundmaterialeigenschaften abhängig. Fest steht zumindest, dass ein größerer Lagenabstand in geogitterbewehrten Stützkonstruktionen, wie von Bathurst et al. (2009) beschrieben, zu höheren Kräften in den Bewehrungslagen führt, da sich die abzutragende Einwirkung naturgemäß auf weniger Lagen verteilt.

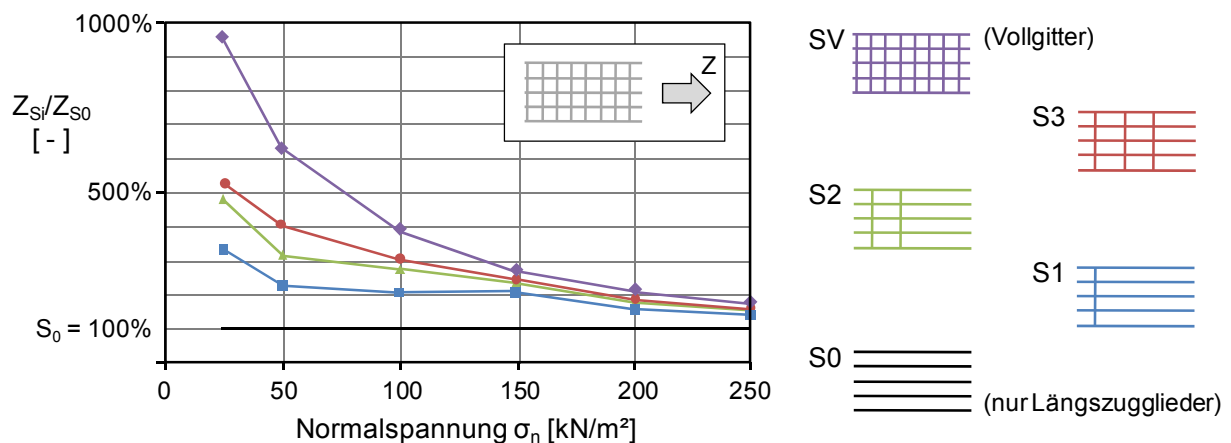
### 2.3.4 Bewehrungswirkung in unterschiedlichen Spannungsniveaus

Das Spannungsniveau spielt beispielsweise bei der Ermittlung des Herausziehwidestands  $R_A$  von Geogittern eine bedeutende Rolle. Dieser wird nach den EBGeo (2010) gemäß Gleichung 2.21 ermittelt, wobei die Normalspannung auf der Bewehrungsebene linear in die Berechnung eingeht. Eine eventuelle bessere Verbundwirkung als in den Empfehlungen vorgeschlagen muss über Laborversuche im entsprechenden Spannungsniveau ermittelt werden und kann dann über den Beiwert  $f_{sg,k}$  berücksichtigt werden.

$$R_{A,k} = \sigma_{v,k} \cdot L_A \cdot f_{sg,k} \cdot n \quad (2.21)$$

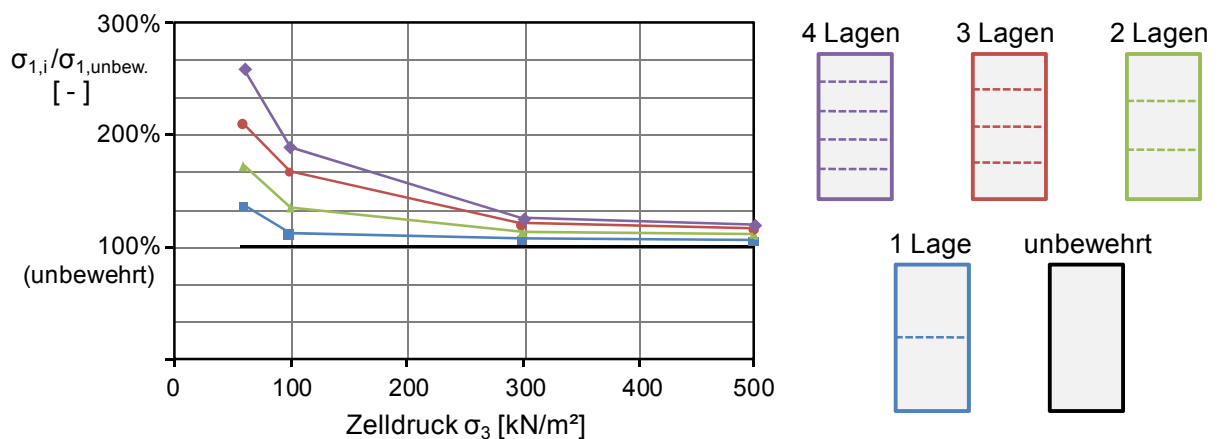
Die Beobachtungen von Sarsby (1985), Tan et al. (1998) und Abdel-Rahman et al. (2007) mit direkten Scherversuchen und von Schlosser & Elias (1978), Juran et al. (1988), Ochiai et al. (1996), Luo et al. (2000), Timmers & Ziegler (2002), Meyer et al. (2003), Moraci & Giofrè (2006) und Moraci & Cardile (2009) mit Herausziehversuchen an Geogittern sowie einzelnen Zuggliedern zeigen, dass der effektive Wirkungsgrad der Bewehrung im niedrigen Spannungsniveau am höchsten ist. Beispielhaft sind in Bild 2.44 die relativen Herausziehwidestände von Proben eines gelegten Geogitters mit unterschiedlicher Anzahl an Querzuggliedern und bei verschiedenen Normalspannungen, auf den Herausziehwidestand von reinen Längszuggliedern bezogen, nach Timmers & Ziegler (2002) dargestellt. Die von Luo et al. (2000) zusammengestellten Ergebnisse von Herausziehversuchen an metallischen Bewehrungen zeigen ein grundsätzlich ähnliches Verhalten sowie vor allem den widerstandserhöhenden Effekt von Querzuggliedern beziehungsweise, im untersuchten Fall, von zusätzlichen Rippen auf den Bewehrungsbändern.





**Bild 2.44** Einfluss des Spannungsniveaus auf den Herauszieh Widerstand von Geogittern mit unterschiedlicher Querstabanzahl ( $Z_{Si}$ ) bei einer Klemmenverschiebung von 6 mm, bezogen auf den Herauszieh Widerstand von reinen Längsstäben ( $Z_{S0}$ ) nach Timmers & Ziegler (2002), modifiziert.

In Bild 2.45 sind weiterhin die mit triaxialen Druckversuchen ermittelten relativen Bruchfestigkeiten für unterschiedlich stark bewehrte Probekörper bei verschiedenen Spannungsniveaus abgebildet. Diese mit abnehmendem Spannungsniveau überproportional ansteigenden Druckfestigkeiten entsprechen den Beobachtungen von Eiksund et al. (2004) und Moghaddas-Nejad & Small (2003) und bestätigen den zuvor beschriebenen relativen Zuwachs der Herauszieh Widerstände. Weiterhin ist das beobachtete Verhalten umso ausgeprägter, je größer die Querstabanzahl im Herausziehversuch beziehungsweise je größer der Bewehrungsgrad im triaxialen Druckversuch ist.

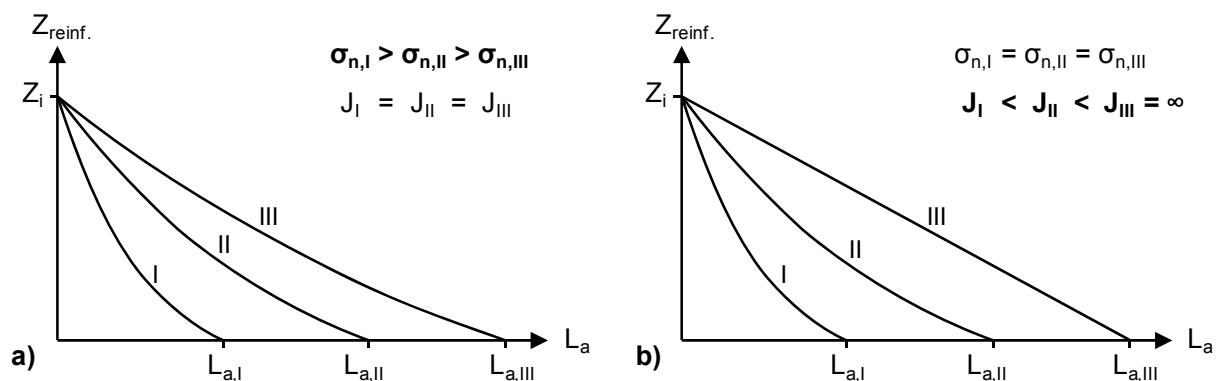


**Bild 2.45** Einflüsse von Bewehrungsgrad und Spannungsniveau auf das Spannungsaufnahmevermögen im triaxialen Druckversuch, bezogen auf den unbewehrten Boden nach Haeri et al. (2000).

Aufgrund des zuvor beschriebenen Einflusses des Dilatanzwinkels auf den Reibungswinkel im Bruchzustand wird das beobachtete Verhalten auf die dilatanzbegünstigenden Randbedingungen im niedrigen Spannungsniveau zurückgeführt. Durch das dilatante Verhalten des Bodens erhöht sich bereits bei kleinen Relativverschiebungen vor allem in der unmittelbaren Umgebung der

Bewehrung der effektive Spannungszustand, wodurch die größeren Widerstände erklärt werden können. Die Beobachtungen decken sich mit den in den Abschnitten 2.1.1 und 2.2 beschriebenen Ergebnissen biaxialer und triaxialer Druckversuche mit geogitterbewehrtem Boden. Diese haben grundsätzlich gezeigt, dass die Scherfestigkeit des bewehrten Bodens im niedrigen Spannungsniveau ein Vielfaches von derjenigen des unbewehrten Bodens betragen kann.

In Bild 2.46a sind die in Abhängigkeit des Spannungsniveaus aktivierten Längen zur Verankerung der Zugkraft  $Z_i$  eines Geogitters bei unterschiedlicher Auflast entsprechend der Beschreibung von Müller (2011) qualitativ dargestellt. Der konkave Verlauf der dargestellten Kurven entspricht den von McGown (1979), Juran et al. (1988), Farrag & Griffin (1993), Yogarajah & Yeo (1994), Ziegler & Timmers (2004) und Sieira et al. (2009) mit Versuchen und von Aydogmus & Klapperich (2008) und Ferreira et al. (2010) mit numerischen Berechnungen ermittelten Ergebnissen und entsteht durch die nicht unendlich große Dehnsteifigkeit der untersuchten Bewehrungsprodukte ( $J < \infty$ ). Durch die verschiebungsabhängige Erddruckentwicklung vor den Quersuggliedern wird dieser Effekt weiter verstärkt. In Bild 2.46b ist außerdem der Vollständigkeit halber der qualitative Einfluss der Dehnsteifigkeit  $J$  auf die Zugkraftverteilung entlang der Verankerungslänge dargestellt.



**Bild 2.46** Zur Lastabtragung erforderliche aktivierte Verankerungslänge  $L_a$  in Abhängigkeit von  
a) der Normalspannung  $\sigma_n$  infolge Bodenüberdeckung,  
b) der Dehnsteifigkeit  $J$  der Bewehrung.

## 2.4 Zusammenfassende Bewertung und weiterer Forschungsbedarf

In der Vergangenheit wurden zur gezielten Untersuchung und Bewertung der Einflüsse einzelner Parameter auf die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Boden zahlreiche direkte Scherversuche, Herausziehversuche und teilweise auch Modellversuche durchgeführt. Die dargestellten Ergebnisse dieser Untersuchungen haben einerseits für viele Parameter Anhaltswerte geliefert, wie ein günstiges Verbundmaterialverhalten erreicht werden kann. Andererseits zeigen die Beobachtungen jedoch auch, dass die exakte Beschreibung der Parametereinflüsse oftmals schwierig bis unmöglich ist, da die Wirkung eines Parameters meistens eng mit der anderer Parameter des Verbundbaustoffs zusammenhängt.

Weiterhin wurden in der Vergangenheit biaxiale und triaxiale Druckversuche durchgeführt, um das grundsätzliche Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens zu untersuchen und die Bruchfestigkeit des Verbundbaustoffs zu ermitteln. Die aus den Ergebnissen abgeleiteten Ansätze zur Beschreibung der verbesserten mechanischen Eigenschaften können in zwei wesentliche Gruppen untergliedert werden, die sich grundsätzlich darin unterscheiden, ob die erhöhte Festigkeit des bewehrten Bodens durch eine zusätzliche künstliche Kohäsion oder durch einen zusätzlichen Stützdruck beschrieben wird. Im erstgenannten Fall wird das Verbundmaterial als makroskopisch homogenes Material betrachtet, welches eine andere Bruchbedingung als der unbewehrte Boden besitzt. Bei Ansatz eines zusätzlichen Stützdrucks wird hingegen berücksichtigt, dass der Boden an sich der gleiche bleibt und sich durch die Bewehrungsaktivierung die Spannungszustände im bewehrten Boden verändern. Dadurch wird bei gleichem äußerem Stützdruck die unveränderte Bruchbedingung des unbewehrten Bodens an einer anderen Stelle erreicht.

Die dargestellten Ergebnisse von bisherigen numerischen Untersuchungen zeigen, dass sich diese hervorragend zur Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von bewehrtem Boden eignen, vor allem, wenn sie als Ergänzung zu praktischen Untersuchungen eingesetzt werden. Der wesentliche Vorteil liegt neben dem vergleichsweise geringen Aufwand darin, dass zusätzlich zu den Verformungen auch die Spannungen innerhalb des bewehrten Bodens ermittelt werden können, was bei praktischen Untersuchungen nur in sehr begrenztem Maße möglich ist. Dabei scheinen vor allem Berechnungen mit der Diskreten Elemente Methode (DEM) in qualitativer Hinsicht eine Möglichkeit zu bieten, nicht nur flächige Bewehrungselemente abbilden zu können, sondern auch das komplexe Interaktionsverhalten zwischen gitterförmigen Bewehrungen und körnigen Böden zu untersuchen.

Die Bewertung von Parametereinflüssen und Verbundmaterialeigenschaften wurde in den meisten Fällen auf der Grundlage der erreichten Festigkeit, also im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgenommen. Nur wenige Arbeiten haben sich mit der Wirkung einzelner Parameter im Gebrauchslastbereich beziehungsweise mit dem Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens vor Erreichen des Bruchzustands befasst. Des Weiteren bezieht sich ein Großteil der Ansätze zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens gezielt auf bestimmte Randwertprobleme, wie beispielsweise bewehrte Stützkonstruktionen.

Die zusammengestellten Beobachtungen haben gezeigt, dass sich die Durchführung von „Element“-Versuchen als geeignetste Versuchsart zur Untersuchung der grundsätzlichen mechanischen Wirkungsweise von bewehrtem Boden darstellt. Dabei sind die Randbedingungen dem zu untersuchenden Material anzupassen. Im Hinblick auf den geogitterbewehrten Boden ist beispielsweise die Untersuchung von großmaßstäblichen Probekörpern erforderlich. Des Weiteren haben die Beobachtungen gezeigt, dass die Bewehrungswirkung bei dicht gelagerten Böden und im niedrigen Spannungsniveau am stärksten ist. Zudem bietet sich aus folgenden Gründen die Durchführung von Untersuchungen im ebenen Verformungszustand an: Die Reduzierung auf den zweidimensionalen Fall stellt nicht nur aus mechanischer Sicht eine deutliche Vereinfachung dar, sondern erlaubt außerdem die Anwendung von Messmethoden wie der optischen Verformungsmessung sowie die Möglichkeit der Rückrechnung von Geogitterdehnungen in die entsprechenden Spannungen. Letztendlich ist der ebene Verformungszustand auch derjenige, der bei den meisten Anwendungsfällen wie Linienbauwerken vorherrscht.

Anhand von großen biaxialen Druckversuchen kann das Spannungs-Dehnungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens vor und bei Erreichen der Bruchfestigkeit untersucht und die Spannungspfade für den bewehrten Boden ermittelt werden. Hierdurch kann die belastungs- und verformungsabhängige Mobilisierung der Bewehrungswirkung beschrieben werden. Durch gezielte Variation einzelner Parameter können die vorgestellten bisherigen Erfahrungen erweitert und deren Bedeutung für das globale Spannungs-Dehnungsverhalten untersucht werden. Die zusätzliche Erfassung von Probekörperverformungen über den gesamten Probenquerschnitt erlaubt neben den üblicherweise nur an den Probenrändern bekannten Spannungs- und Verformungszuständen auch die Ermittlung des kinematischen Verhaltens im Probekörperinneren und dadurch ein ganzheitliches Verformungsbild zu erhalten. Des Weiteren bilden die Ergebnisse solcher Untersuchungen eine optimale Voraussetzung für die Kalibrierung und Ermittlung von Eingangsparametern von numerischen Modellen.

### 3 Verwendete Materialien

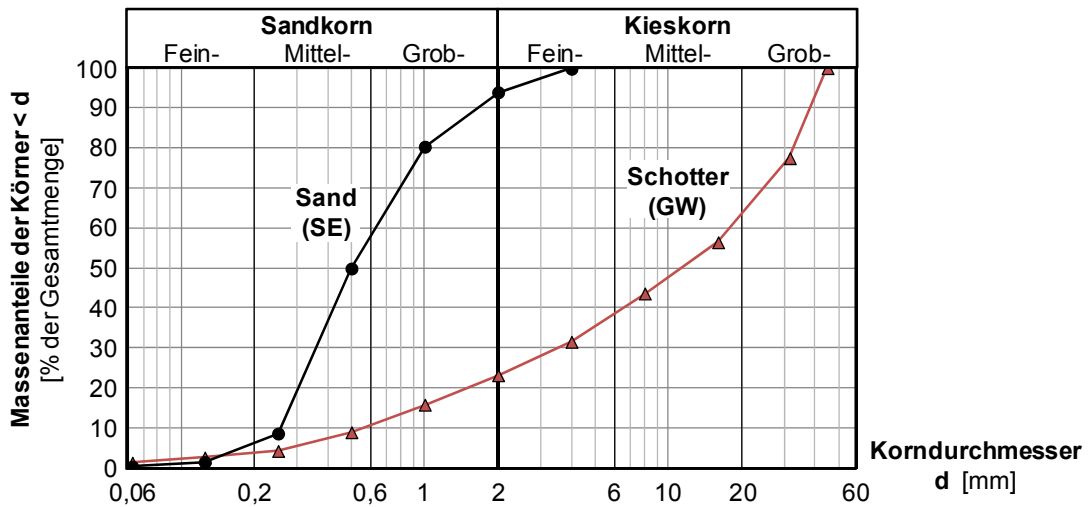
#### 3.1 Böden

Die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen wurden mit zwei verschiedenen Böden durchgeführt. Grundsätzlich wurden alle Versuchsarten mit einem enggestuften, mittel-feinen Quarzsand mit kantengerundeten bis gut runden Körnern durchgeführt. Zur Durchführung von großen triaxialen Druckversuchen wurden außerdem Vergleichsuntersuchungen mit einem gebrochenen Tragschichtmaterial aus Grauwacke durchgeführt.

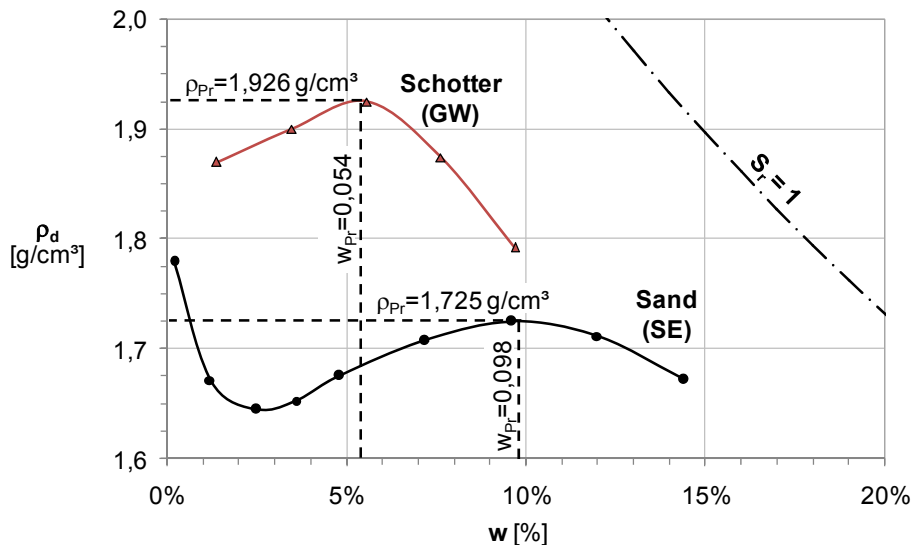
Während der Sand in allen Untersuchungen trocken verwendet wurde, ist das Tragschichtmaterial zur besseren Verdichtbarkeit jeweils mit einem Wassergehalt von  $w \approx 5\%$  aufbereitet worden. Die Materialkennwerte der beiden Böden sind in Tabelle 3.1 aufgeführt. Die zugehörigen Kornverteilungs- und Proctorkurven sind in Bild 3.1 und Bild 3.2 dargestellt.

**Tabelle 3.1** Bodenkennwerte und -klassifikation.

		<b>Sand 0 / 4</b>	<b>Schotter 0 / 45</b>
Bodenklassifikation nach DIN 18196		<b>SE</b>	<b>GW</b>
Lockerste Lagerung	$\rho_{d,min}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,439	1,486
	$n_{max} / e_{max}$ [ - ]	0,457 / 0,842	0,439 / 0,783
Dichteste Lagerung	$\rho_{d,max}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,788	1,870
	$n_{min} / e_{min}$ [ - ]	0,325 / 0,482	0,294 / 0,417
Proctordichte	$\rho_{pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,725	1,926
	$D / I_D$ [ - ]	0,820 / 0,850	1,146 / 1,112
	$n / e$ [ - ]	0,349 / 0,536	0,273 / 0,376
Kornverteilung	$d_{10}$ [mm]	0,25	0,55
	$d_{50}$ [mm]	0,5	12
	$d_{90}$ [mm]	1,5	38
	$U$ [ - ]	2,0	30,9
	$C_C$ [ - ]	1,0	1,2



**Bild 3.1** Kornverteilungskurven der verwendeten Böden.



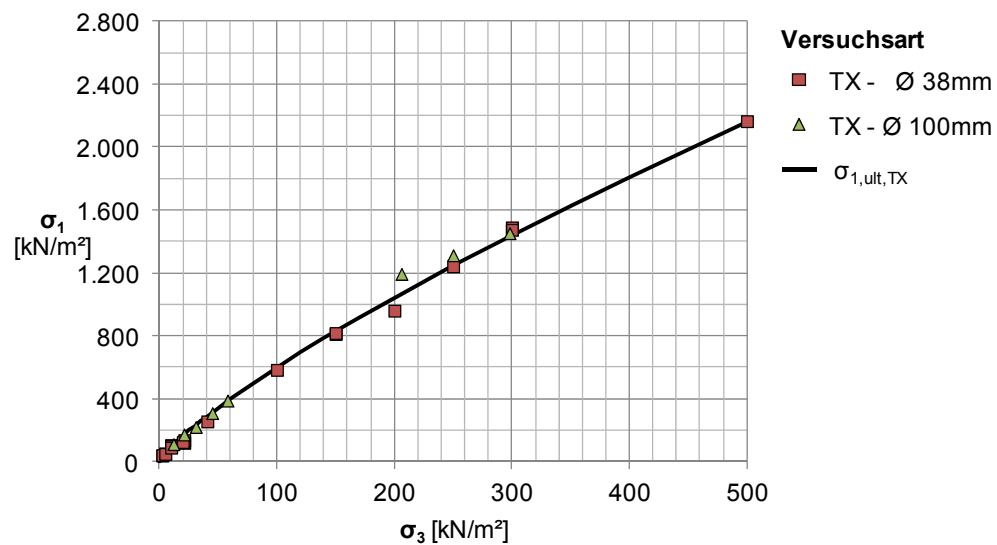
**Bild 3.2** Proctorkurven der verwendeten Böden.

Zur Untersuchung der Scherparameter des verwendeten Sandes wurden mehrere Serien triaxialer Druckversuche der Durchmesser 38 mm und 100 mm sowie eine Serie direkter Scherversuche (60 mm x 60 mm) durchgeführt. In allen Untersuchungen wurde der Sand trocken eingebaut und abgeschert. Das untersuchte Spannungsniveau wurde den niedrigen in den Untersuchungen am geogitterbewehrten Boden verwendeten Spannungen angepasst. Zur Bewertung und Validierung der ermittelten Ergebnisse wurden zusätzlich auch höhere Zelldrücke untersucht, so dass die Scherfestigkeit des Versuchssandes bei Zelldrücken im Bereich von  $2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_3 \leq 500 \text{ kN/m}^2$  beziehungsweise Normalspannungen zwischen  $2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_n \leq 400 \text{ kN/m}^2$  untersucht wurde. In Bild 3.3 und Bild 3.4 sind die Ergebnisse der triaxialen Druckversuche im Hauptspannungsdiagramm dargestellt. Die nicht-lineare Bruchbedingung kann näherungsweise in der Form

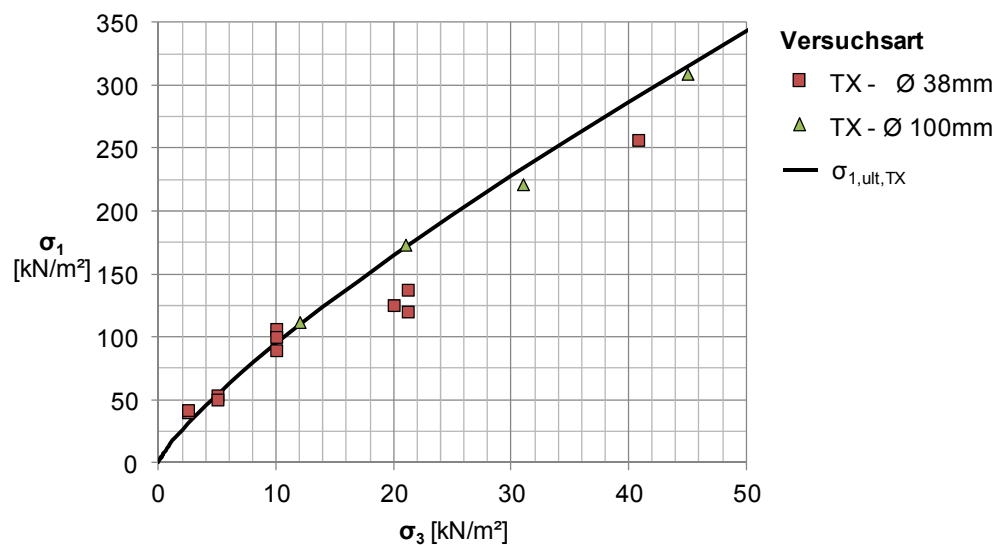
$$\sigma_1 = \sigma_1^{ref} \cdot \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_3^{ref}} \right)^{k_\varphi} \tag{3.1}$$

als Potenzfunktion geschrieben werden. Hierin sind  $\sigma_1^{ref}$  die versuchstechnisch im Referenzdruck  $\sigma_3^{ref}$  ermittelte Bruchfestigkeit und  $k_\phi$  eine Konstante zur Beschreibung der Krümmung der ermittelten Bruchbedingung. Für die in den nachfolgenden Diagrammen dargestellte Trendlinie für  $\sigma_{1,ult,TX}$  nimmt der Exponent den Wert  $k_\phi = 0,8$  an. Zur Vereinfachung der Darstellung wird weiterhin  $\sigma_3^{ref} = 1,0$  als Referenzdruck gewählt, so dass die zugehörige Bruchspannung  $\sigma_1^{ref} = 15 \text{ kN/m}^2$  beträgt. Die Gleichung für die Potenzfunktion zur Beschreibung der Bruchbedingung des untersuchten Sandes im triaxialen Druckversuch lautet dann

$$\sigma_{1,ult,TX} = 15 \text{ kN/m}^2 \cdot \left( \frac{\sigma_3}{1 \text{ kN/m}^2} \right)^{0,8} \quad (3.2)$$



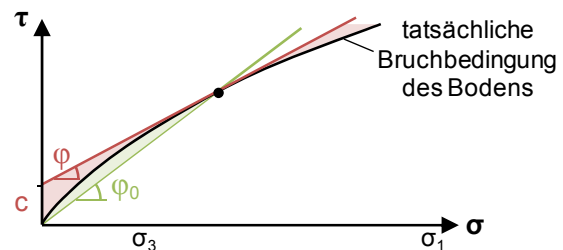
**Bild 3.3** Darstellung der Scherfestigkeit des Sandes im Hauptspannungsdiagramm für den Spannungsbereich bis  $\sigma_3 = 500 \text{ kN/m}^2$ .



**Bild 3.4** Darstellung der Scherfestigkeit des Sandes im Hauptspannungsdiagramm für den Spannungsbereich bis  $\sigma_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ .

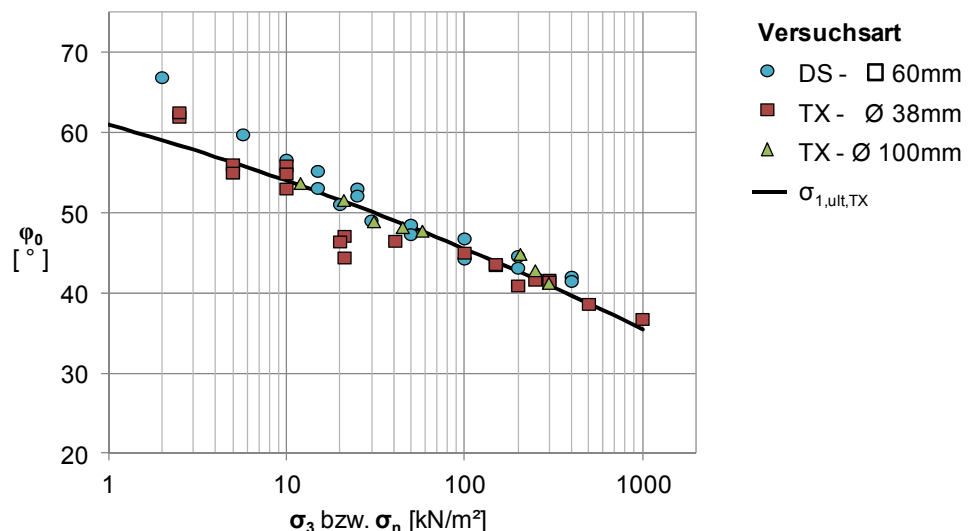
In Bild 3.5 sind für ausgewählte Zelldrücke die Scherparameter dargestellt, die sich aus der angegebenen Potenzfunktion ergeben. Hierbei handelt es sich zum einen um Wertepaare aus dem Tangentenreibungswinkel  $\varphi$  für den entsprechenden Mohr'schen Kreis im Bruchzustand sowie die zugehörige Kohäsion  $c$ . Des Weiteren wurden die Sekantenreibungswinkel  $\varphi_0$  zwischen Ursprung und den Berührungspunkten der Bruchbedingung mit den Mohr'schen Kreisen ausgewertet. Während die Festigkeit des Bodens bei Beschreibung durch den Tangentenreibungswinkel und die zugehörige Kohäsion insbesondere für niedrigere als das betrachtete Spannungsniveau überschätzt wird, beschreibt der Sekantenreibungswinkel die Bruchfestigkeit zumindest für jedes niedrigere Spannungsniveau auf der sicheren Seite liegend.

$\sigma_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1,max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi_0$ [°]
2,5	31	55	1	58,5
10	95	50	3,5	54
30	230	46	9	50
100	600	40	27,5	45,5



**Bild 3.5** Bruchbedingung des Versuchssandes im triaxialen Druckversuch (TX), ausgedrückt durch Sekanten- und Tangentenreibungswinkel für ausgewählte Zelldrücke.

Zur Verdeutlichung der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels wurden in Bild 3.6 die aus triaxialen Druckversuchen und direkten Scherversuchen ermittelten Sekantenreibungswinkel über dem Zelldruck beziehungsweise der Normalspannung aufgetragen. Des Weiteren enthält die Darstellung die zu der zuvor angegebenen Potenzfunktion gehörigen Ergebnisse. Der Trend der Ergebnisse stimmt grundsätzlich mit den Beobachtungen von Bolton (1986) bezüglich der Druckabhängigkeit des Reibungswinkels von Sand überein.



**Bild 3.6** Darstellung des Reibungswinkels (Sekantenwinkel  $\varphi_0$ ) über dem Spannungsniveau.



### 3.2 Geogitter

In den durchgeführten Untersuchungen wurden verschiedene biaxiale Geogitter aus Polypropylen (PP) und Polyester (PET) verwendet, die durch Verschweißen vorgefertigter Flachstäbe hergestellt wurden. Die in dieser Arbeit verwendete Produktbezeichnung enthält neben der Art der Herstellung (z.B. "GL" für GeoGrid, laid) außerdem die Dehnsteifigkeit  $J_{0-2\%}$  der verwendeten Produkte. Diese ergibt sich gemäß Gleichung 3.4 unter der Annahme annähernd linearen Spannungs-Dehnungsverhaltens für den Bereich bis 2 % Dehnung aus dem Hooke'schen Gesetz:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E = \frac{F}{A} \quad \text{zu} \quad (3.3)$$

$$EA = \frac{F}{\varepsilon} = \frac{F_{\varepsilon=2\%}}{0,02} = J_{0-2\%} [kN/m]. \quad (3.4)$$

Die hierzu erforderlichen Spannungs-Dehnungskurven der untersuchten Produkte beziehungsweise die Zugfestigkeiten bei 2 % Dehnung, wurden mittels Zugversuchen am breiten Streifen nach DIN EN ISO 10319 (2008-10) mit einer Dehnungsrate von 20 %/min von den jeweiligen Herstellern ermittelt. In Tabelle 3.2 sind die wesentlichen Eigenschaften des Spannungs-Dehnungsverhaltens der verwendeten Geogitter aufgeführt, in Tabelle 3.3 die geometrischen Eigenschaften. Darüber hinaus unterscheiden sich die verwendeten Geogitter in der Oberflächenstruktur der Zugglieder. Geogitter GL-1155 hat glatte (nicht profilierte) Oberflächen, die Zugglieder der anderen Produkte haben strukturierte Oberflächen.

**Tabelle 3.2** Übersicht der verwendeten Geogitter – Kraft-Dehnungsverhalten.

Produkt	Polymer	Herstellung	Hauptzug-	Zugfestigkeit	Dehnsteifigkeit	Kurzzeit-
			richtungen	bei $\varepsilon = 2\%$ *	$J_{0-2\%}$	zugfestigkeit
			[ - ]	[kN/m]	[kN/m]	(md / xmd) [kN/m]
GL-530	PP	verschweißte Flachstäbe	2	10,6	530	$\geq 20 / \geq 20$
GL-700	PP	verschweißte Flachstäbe	2	14	700	$\geq 30 / \geq 30$
GL-900	PP	verschweißte Flachstäbe	2	18	900	$\geq 40 / \geq 40$
GL-1000	PET	verschweißte Flachstäbe	2	20	1000	$\geq 30 / \geq 30$
GL-1155	PP	verschweißte Flachstäbe	2	23,1	1155	$\geq 30 / \geq 30$
GL-1350	PP	verschweißte Flachstäbe	2	27	1350	$\geq 60 / \geq 60$
GL-1650	PP	verschweißte Flachstäbe	2	33	1650	$\geq 80 / \geq 80$

\* Anmerkung: Ø Werte gem. Herstellerangaben

**Tabelle 3.3** Übersicht der verwendeten Geogitter – geometrische Eigenschaften.

Produkt	Zuglied geometrie (md)		Zuglied geometrie (xmd)		Gitteröffnung			Knoten- dicke [mm]
	(Breite x Höhe)	Querschn.- fläche	(Breite x Höhe)	Querschn.- fläche	( $d_{0,md} \times d_{0,xmd}$ )	Fläche	Flächen- anteil	
	[mm x mm]	= [mm <sup>2</sup> ]	[mm x mm]	= [mm <sup>2</sup> ]	[mm x mm]	= [cm <sup>2</sup> ]	[%]	
<b>GL-530</b>	6,6 x 0,75	= 4,95	6,6 x 0,75	= 4,95	33,4 x 33,4	= 11,16	70%	1,25
<b>GL-700</b>	7,5 x 0,9	= 6,75	7,5 x 0,9	= 6,75	32,5 x 32,5	= 10,56	66%	1,4
<b>GL-900</b>	8,3 x 1,0	= 8,3	8,3 x 1,0	= 8,3	31,7 x 31,7	= 10,05	63%	1,6
<b>GL-1000</b>	6,4 x 0,9	= 5,76	6,4 x 0,9	= 5,76	33,6 x 33,6	= 11,3	71%	1,6
<b>GL-1155</b>	11,0 x 0,6	= 6,6	8,5 x 0,6	= 5,1	39,0 x 41,5	= 16,0	64%	1,4
<b>GL-1350</b>	8,8 x 1,2	= 10,56	8,8 x 1,2	= 10,56	31,2 x 31,2	= 9,6	60%	2,0
<b>GL-1650</b>	9,8 x 1,5	= 14,7	8,95 x 1,3	= 11,64	30,2 x 31,1	= 9,3	58%	2,45

## **4 Triaxiale Druckversuche**

### **4.1 Ziel der Untersuchungen**

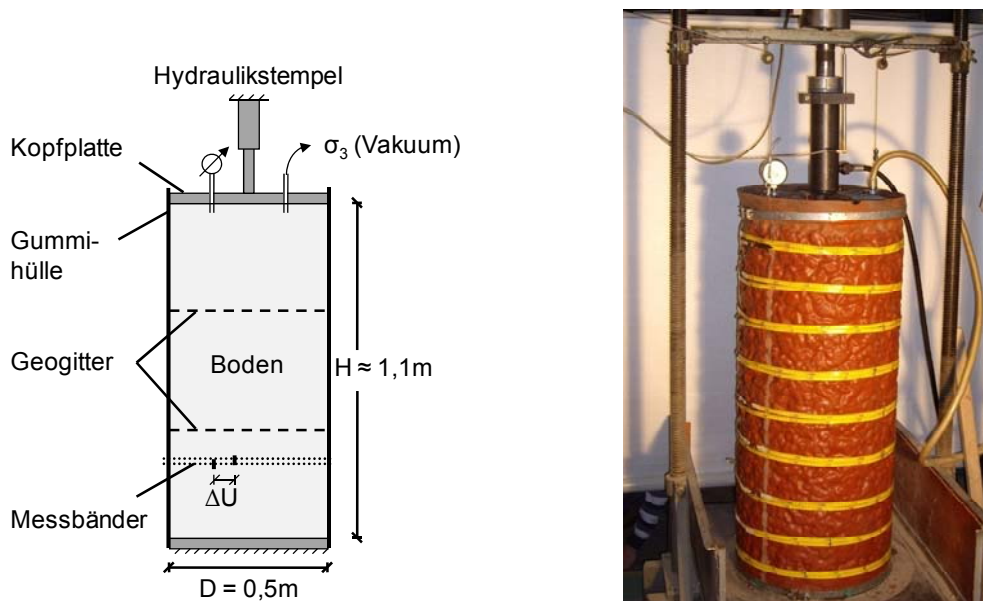
Zur grundlegenden Ermittlung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des bewehrten Bodens wurden triaxiale Druckversuche mit unbewehrtem und geogitterbewehrtem Boden durchgeführt. Im Gegensatz zu den meisten bisherigen Untersuchungen wurde hierbei durch die großen Abmessungen der Probekörper die Untersuchung von Boden mit grobmaschigen Bewehrungen wie Geogittern ermöglicht. Gegenüber sogenannten „Index-Versuchen“ von Geogittern an der Luft erlaubt diese Versuchsart die Ermittlung der „Leistungsfähigkeit“ im Boden, worunter die tragfähigkeitserhöhende und verformungsreduzierende Wirkung der Bewehrungsprodukte verstanden wird.

Nachfolgend werden das genaue Vorgehen sowie die Randbedingungen für die Durchführung der großen triaxialen Druckversuche mit unbewehrtem und geogitterbewehrtem Boden beschrieben. Anschließend werden die erhaltenen Ergebnisse in Form von Spannungs- und Volumendehnungskurven, Probekörperverformungen und Geogitterdehnungen dargestellt. Des Weiteren wird die Ermittlung der globalen Spannungspfade für die geogitterbewehrten Probekörper gezeigt, wobei die sukzessive Erhöhung des Spannungsniveaus durch die Mobilisierung der Geogitter berücksichtigt wird.

### **4.2 Versuchsaufbau**

#### **4.2.1 Versuchsstand**

Zur Durchführung der großmaßstäblichen triaxialen Druckversuche wurde der in Bild 4.1 dargestellte Versuchsstand verwendet. Der Durchmesser der untersuchten Probekörper betrug  $D = 500$  mm. Die Probenhöhe wurde mit ca.  $H \approx 1100$  mm zum 2,2-fachen des Durchmessers gewählt. Der für die Versuchsdurchführung erforderliche Stützdruck wurde mittels Vakuum erzeugt, bevor die axiale Belastung mittels Hydraulikstempel über eine starre Kopfplatte erfolgte.



**Bild 4.1** Prinzipskizze und Foto des Versuchsaufbaus.

Die Hülle zur Übertragung des Vakuums bestand aus Naturlatex mit einer Stärke von 3,0 mm, so dass auch bei Zelldrücken von bis zu 70 kN/m<sup>2</sup> und bei Verwendung des scharfkantigen Tragschichtmaterials keine Beschädigungen auftraten. Anhand von Zugversuchen an dem Hüllenmaterial wurde für den Bereich bis 15 % Dehnung ein lineares Spannungs-Dehnungsverhalten und eine entsprechende Dehnsteifigkeit von 3,7 kN/m ermittelt. Mittels Kesselformel (Gl. 4.1) ergibt sich die zusätzliche Stützwirkung bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit infolge radialer Probekörperdehnungen von bis zu 5 % zu  $\Delta\sigma_3 < 1$  kN/m<sup>2</sup>.

$$\Delta\sigma_3 = \frac{F_t}{D/2} = \frac{3,7 \text{ kN/m} \cdot 5\%}{0,25 \text{ m}} = 0,74 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

Ein günstiger Einfluss der Gummi-hülle auf die Bruchfestigkeit und die bei geringen axialen Probekörperstauchungen ermittelte Anfangssteifigkeit der untersuchten Probekörper kann daher vernachlässigt werden.

#### 4.2.2 Bodeneinbau und Versuchsdurchführung

Die unbewehrten und geogitterbewehrten triaxialen Druckversuche wurden mit den beiden in Abschnitt 3.1 beschriebenen Böden durchgeführt und hierdurch die Leistungsfähigkeit der verwendeten Bewehrungsprodukte im Zusammenspiel mit grob- und feinkörnigem Boden untersucht. Während das Tragschichtmaterial zur besseren Verdichtung vor jedem Versuch mit einem Wassergehalt von ca. 5 % aufbereitet wurde, wurde der Sand trocken (luftfeucht) eingebaut. Die Verdichtung erfolgte bei beiden Böden in 5 cm hohen Lagen, bis je nach Versuch Einbaudichten von 95 % oder 100 % Proctordichte erreicht wurden.

Zur Stützung des Bodens während des Verdichtungs Vorgangs beim Einbau wurde eine Stahl-schalung um die Gummi-hülle gestellt. Nach Beendigung des Einbaus wurde die Kopfplatte auf-

gesetzt und die Hülle daran angeschlossen. Anschließend wurde der Stützdruck über Vakuum aufgebracht und die Stahlschalung entfernt. Die Proben wurden dann mit einer Stauchungsrate von 1 mm/min ( $\dot{\epsilon}_1 \approx 0,1 \text{ \%/min}$ ) bis zu einer maximalen axialen Stauchung von  $\epsilon_1 = 10 \text{ \%}$  abgeschert.

### 4.2.3 Messinstrumentierung

Während der Durchführung der triaxialen Druckversuche wurden Stempeldruck, axiale Verschiebung der Kopfplatte und teilweise auch Geogitterdehnungen elektronisch gemessen. Umfangsmessungen zur Bestimmung von radialen Probekörperdehnungen  $\epsilon_3$  und Volumendehnungen  $\epsilon_v$  wurden mittels Messbändern von Hand auf neun verschiedenen Höhen durchgeführt (vgl. Bild 4.1).

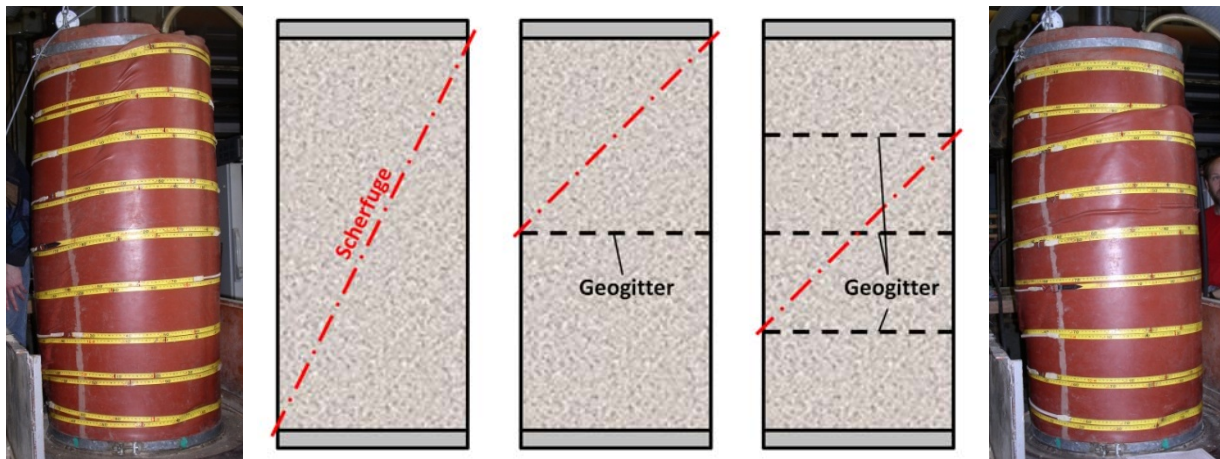
Zur Ermittlung der Geogitterdehnungen  $\epsilon_{\text{reinf}}$  wurde die Bewehrungslage auf halber Probenhöhe bei einigen Versuchen mit Dehnungsmessstreifen (DMS) bestückt. Verwendet wurden DMS vom Typ 6/120LY41 von HBM mit einem Widerstand von 120 Ohm. Zum Befestigen auf den Geogittern aus Polypropylen wurde das „Polyolefin“-Set 770 / 406 von Loctite mit Kleber sowie Primer zur Vorbehandlung der Oberfläche verwendet. Zum Schutz gegen mechanische Beschädigung aus dem umgebenden Boden wurden die DMS anschließend mit dem Abdeckkit AK22 (HBM) bedeckt.

## 4.3 Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden zunächst die Ergebnisse einiger Voruntersuchungen zur Abstimmung der Bewehrungsanordnung auf die verwendeten Böden beschrieben. Anschließend wird der Einfluss der Geogitterbewehrung auf das Spannungs- und Volumendehnungsverhalten sowie die radialen Probekörperdehnungen gezeigt. Durch die Darstellung der Ergebnisse im Hauptspannungsdiagramm wird dann die Bedeutung der Geogitter für die Spannungsaufnahmefähigkeit beziehungsweise die Bruchbedingung der mit triaxialen Druckversuchen untersuchten Böden beschrieben. Anschließend werden exemplarisch die ermittelten Dehnungsverteilungen einiger instrumentierter Geogitter und der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Festigkeit des unbewehrten und des geogitterbewehrten Bodens gezeigt, bevor abschließend ein Verfahren zur Ermittlung der Spannungspfade des geogitterbewehrten Bodens vorgestellt und entsprechende Spannungspfade dargestellt werden.

### 4.3.1 Voruntersuchungen zur Wahl der Bewehrungsanordnung

Zur Ermittlung eines günstigen vertikalen Abstandes der Bewehrungslagen wurden mit den beiden in den Untersuchungen verwendeten Böden zunächst unbewehrte Versuche und solche mit unterschiedlicher Anzahl an Bewehrungslagen durchgeführt. Die Eignung der Bewehrungsanordnungen wurde aufgrund der beobachteten und in Bild 4.2 beispielhaft dargestellten Probekörperverformungen bewertet.



**Bild 4.2** Scherfugen im unbewehrten, ein- und dreifach bewehrten Probekörper.

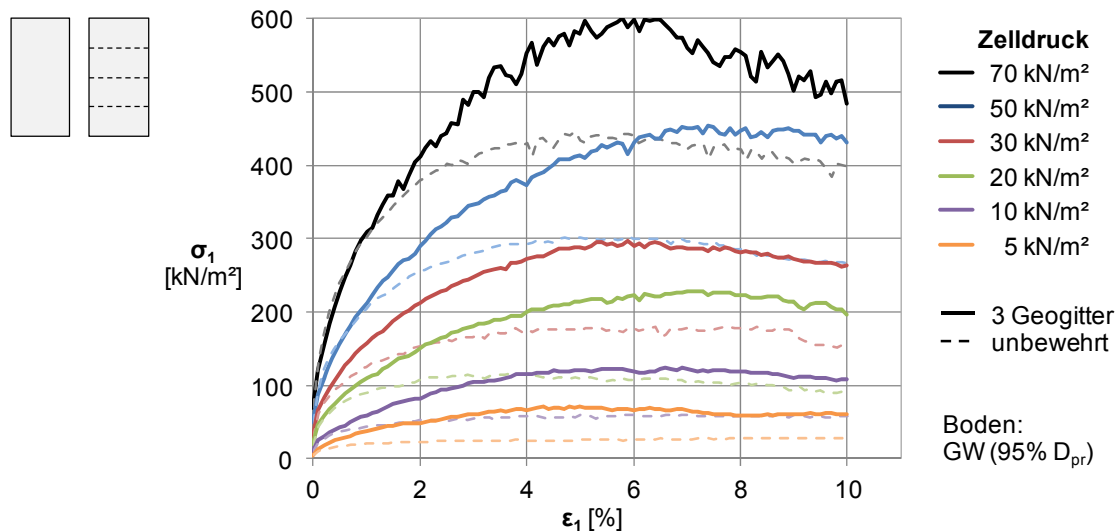
Die Versuche haben gezeigt, dass sich in den Probekörpern nach anfänglicher radialer Probendehnung während des Abschervorgangs meistens eine definierte Scherfuge ausbildet. Während sich diese in den unbewehrten Probekörpern, wie in Bild 4.2 dargestellt, häufig über die ganze Probenhöhe ausgebildet hat, wurde bei den einfach geogitterbewehrten Probekörpern beobachtet, dass sich die Scherfuge fast ausschließlich oberhalb der mittig angeordneten Bewehrungslage entwickelt hat. Das widerstandstechnisch „geringere Übel“ für den Boden war demnach etwas flacher als im unbewehrten Probekörper abzuscheren und dafür nicht die Bewehrungslage aktivieren zu müssen. Bei drei Bewehrungslagen ist dies nicht mehr möglich, da die Scherfuge durch mindestens eine Geogitterlage (GL-700) gezwungen wird. Bei einem dreifach bewehrten Versuch beginnt der Scherfugenverlauf beispielsweise oberhalb der unteren Bewehrungslage, schneidet die mittlere Lage und endet unterhalb der oberen Lage. Aufgrund dieser Beobachtungen wurden die Untersuchungen am Tragschichtmaterial (GW) mit dreifach geogitterbewehrten Probekörpern durchgeführt. Die Probekörper aus Sand (SE) wurden wegen des etwas geringeren Bodenreibungswinkels mit fünf Geogitterlagen bewehrt.

#### 4.3.2 Spannungs-Dehnungsverhalten

In diesem Abschnitt wird am Beispiel der Ergebnisse der triaxialen Druckversuche mit Tragschichtmaterial (GW), das zu  $D_{pr} = 95\%$  verdichtet wurde, der grundsätzliche Einfluss der Geogitter auf das Spannungs-Dehnungsverhalten gezeigt. In Bild 4.3 sind die Ergebnisse der Untersuchung unbewehrter Bodenproben denen von mit drei Geogitterlagen (GL-700) bewehrten Proben gegenübergestellt. Die Entwicklung der vertikalen Spannungen über die Versuchsdauer zeigt zunächst für alle durchgeführten unbewehrten und bewehrten Versuche einheitlich, dass mit zunehmendem Stützdruck höhere vertikale Spannungen aufgenommen werden können. Des Weiteren ist die tragfähigkeitserhöhende Wirkung der Geogitterbewehrung bei allen untersuchten Spannungsniveaus deutlich erkennbar.

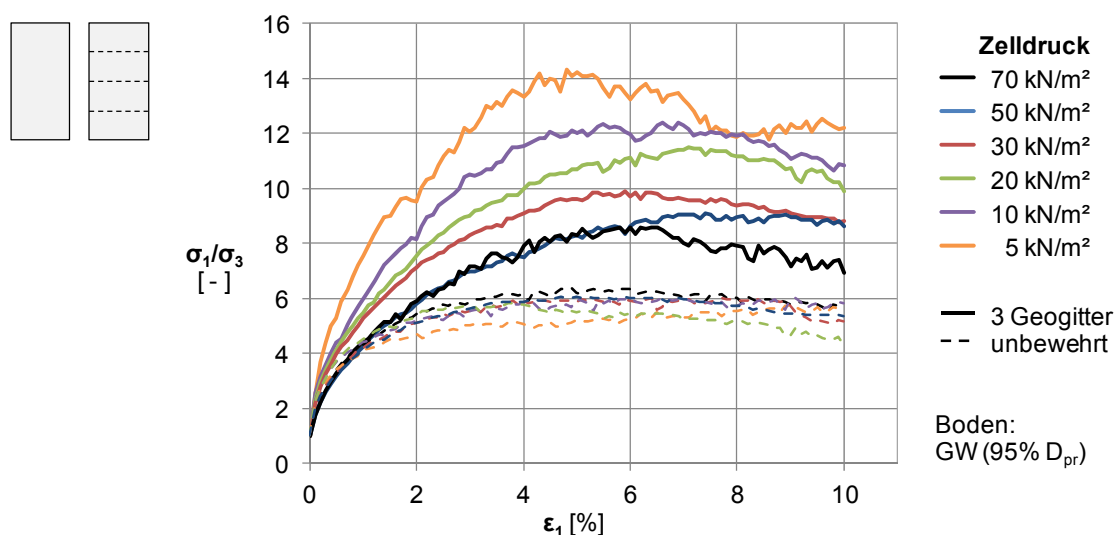
Der direkte Vergleich der Spannungs-Dehnungskurven von unbewehrten und bewehrten Versuchen bei den jeweiligen Zelldrücken zeigt, dass die Geogitter im niedrigen Spannungsniveau deutlich früher aktiviert werden als bei größeren Zelldrücken. Die Ursache liegt in dem

unter Abschnitt 2.3.1.2 beschriebenen Volumendehnungsverhalten, was zeigt, dass bei den im größeren Spannungsniveau untersuchten Probekörpern erst deutlich später die Stützwirkung des Zelldrucks überschritten wird und radiale Dehnungen in Richtung der Zuelemente der Geogitter und somit die Geogitteraktivierung entstehen können.



**Bild 4.3** Spannungs-Dehnungskurven von unbewehrten und bewehrten Proben.

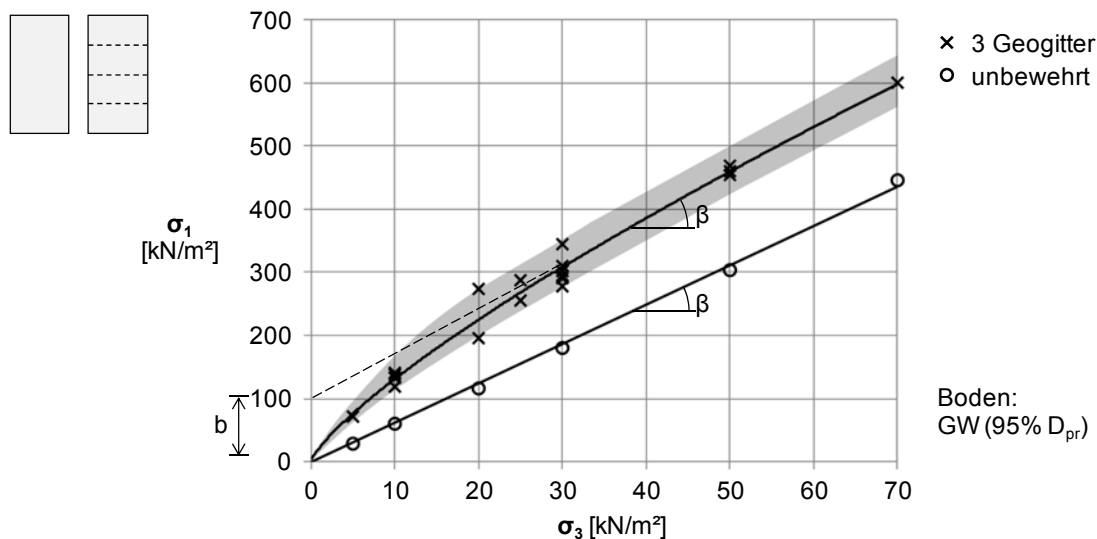
Bei Normierung der in Bild 4.3 dargestellten Versuchsergebnisse durch Division durch den jeweiligen äußeren Zelldruck ergeben sich die in Bild 4.4 dargestellten Kurven. Diese zeigen, dass, abgesehen von der spannungsabhängigen früheren oder späteren Aktivierung der Geogitter, außerdem die auf die Spannungsaufnahmefähigkeit des unbewehrten Bodens bezogene relative Stützwirkung durch die Geogitter im niedrigen Spannungsniveau am größten ist.



**Bild 4.4** Normierte Spannungs-Dehnungskurven von unbewehrten und bewehrten Proben.

In Bild 4.5 sind die Bruchbedingungen des unbewehrten und des mit drei Geogitterlagen bewehrten Bodens dargestellt. Aus der Auftragung im Hauptspannungsdiagramm wird ersichtlich, dass die absolute Festigkeitszunahme bei den untersuchten Proben ab einem Stützdruck von

$\sigma_3 \approx 25 \text{ kN/m}^2$  näherungsweise konstant bleibt. Dies deckt sich grundsätzlich mit den in Abschnitt 2.1.1 beschriebenen Beobachtungen und deutet somit darauf hin, dass bei größeren Stützdrücken die Zugfestigkeit der verwendeten Bewehrungsprodukte das begrenzende Kriterium für die maximale Spannungsaufnahme der triaxialen Probekörper darstellt. Diese Annahme kann grundsätzlich durch die Beobachtungen an den ausgebauten Geogitterproben bestätigt werden. Der genaue Versagenszeitpunkt beziehungsweise Verformungszustand wird jedoch weder aus den ermittelten Spannungs-Dehnungskurven deutlich, noch konnten die Geogitter während der Versuche untersucht werden. Lediglich die nach Versuchsende nach Erreichen der maximalen axialen Stauchung von  $\varepsilon_1 = 10 \%$  ausgebauten Gitterproben führen zu dieser Erkenntnis.



**Bild 4.5** Entwicklung der Spannungsaufnahme bei verschiedenen Verformungszuständen.

Die Ergebnisse der großen triaxialen Druckversuche zeigen für den untersuchten unbewehrten Boden eine annähernd lineare Bruchbedingung. Für den bewehrten Boden ergibt sich hingegen eine deutlich nicht-lineare Bruchbedingung. Diese ist im oberen untersuchten Spannungsbereich zwar annähernd parallel zu der des unbewehrten Bodens, bei Verlängerung zur  $\sigma_1$ -Achse hin ergibt sich formal jedoch zusätzlich eine Kohäsion. Hierbei handelt es sich jedoch nur um eine rechnerische Größe, die bei geringen Normalspannungen nicht mehr in dieser Größe vorhanden ist, was durch die Auftragung der Bruchspannungen bei sehr geringen ( $\sigma_3 \leq 20 \text{ kN/m}^2$ ) Stützdrücken deutlich wird. Der Ansatz der vorgenannten Kohäsion im Bereich kleiner Normalspannungen würde somit zur Überschätzung der Scherfestigkeit in diesem Bereich und folglich auch zur Überschätzung der Standsicherheit der zu berechnenden Bauwerke führen.

Die Parameter  $\beta$  und  $b$  aus den Hauptspannungsdiagrammen können mithilfe der nachfolgend angegebenen Gleichungen in die Scherparameter  $\varphi$  und  $c$  im bekannten  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm transformiert werden:

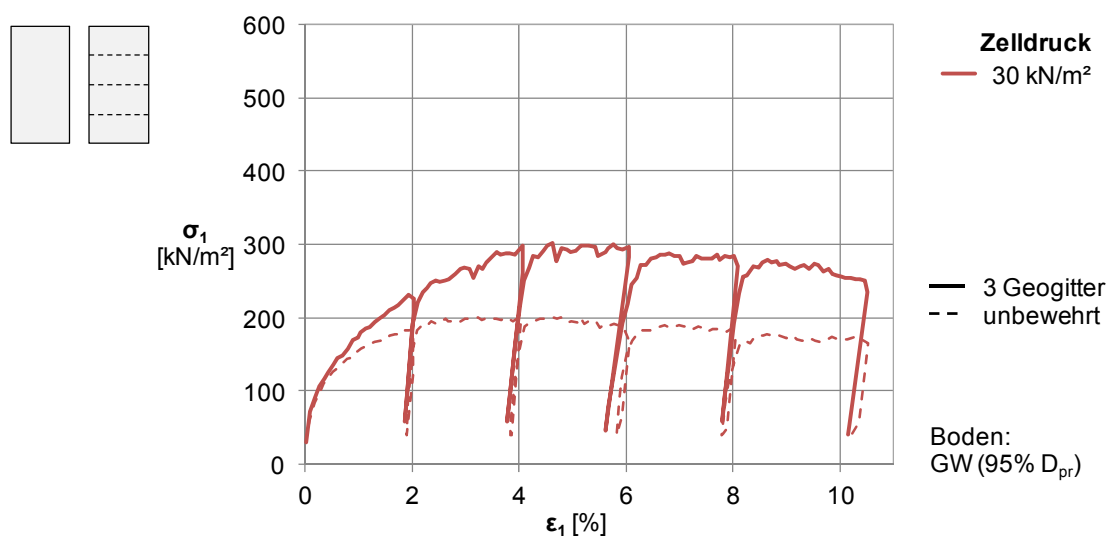
$$\varphi = \arcsin\left(\frac{\tan\beta - 1}{\tan\beta + 1}\right) \quad \text{und} \quad (4.2)$$



$$c = b \cdot \left( \frac{1 - \sin\varphi}{2\cos\varphi} \right). \quad (4.3)$$

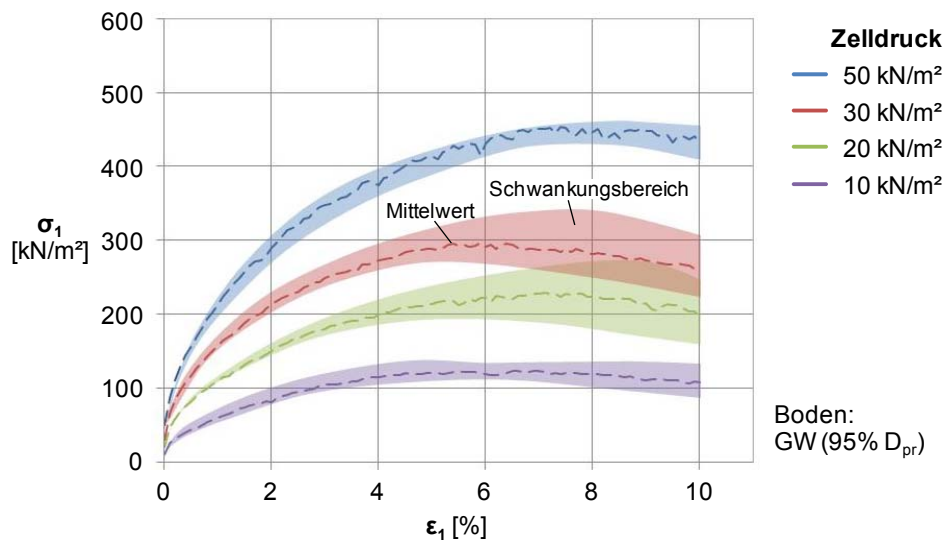
Die in Bild 4.3 dargestellten Spannungs-Dehnungskurven von unbewehrten und bewehrten Proben im triaxialen Druckversuch zeigen bei allen untersuchten Spannungsniveaus, dass die Geogitter nach einer bestimmten Anfangsverformung zu einem steiferen Verformungsverhalten des bewehrten Bodens führen.

Im Hinblick auf die Verformungseigenschaften bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen zeigen die in Bild 4.6 dargestellten Ergebnisse von triaxialen Druckversuchen, abgesehen von der absoluten Größe  $\sigma_1$ , keinen erkennbaren Einfluss der Geogitter auf das Verformungsverhalten des untersuchten Bodens.



**Bild 4.6** Spannungs-Dehnungskurven einer unbewehrten und einer bewehrten Probe mit Ent- und Wiederbelastungen.

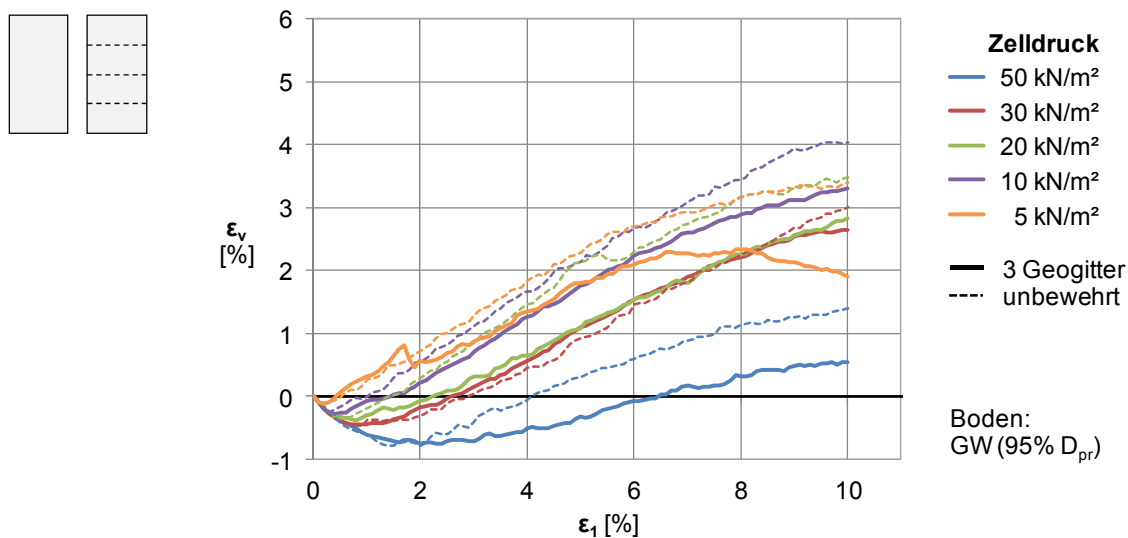
Zur Beurteilung der Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse wurden einzelne Versuche mit dreifach bewehrten Probekörpern bis zu fünfmal wiederholt. Obwohl sich die ermittelten Bruchfestigkeiten der Einzelversuche teilweise um bis zu 30 % voneinander unterscheiden, deuten die in Bild 4.7 dargestellten Mittelwerte sowie die zugehörigen Schwankungsbereiche grundsätzlich auf eine relativ gute Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse vor allem zu Versuchsbeginn hin.



**Bild 4.7** Mittelwert und Schwankungsbereich der Spannungs-Dehnungskurven von bis zu fünf Wiederholungsversuchen.

### 4.3.3 Volumendehnungsverhalten

Die in Bild 4.8 dargestellten Ergebnisse zeigen einen klaren Zusammenhang zwischen dem ermittelten Volumendehnungsverhalten und dem Zeldruck der Probekörper. Bevor die Proben während des Abschervorgangs eine Volumenvergrößerung erfahren, ist bei hohen Zeldrücken eine starke Kontraktanz zu beobachten, bei niedrigen Zeldrücken hingegen eine geringe Kontraktanz.



**Bild 4.8** Volumendehnungsverhalten von unbewehrten und bewehrten Proben.

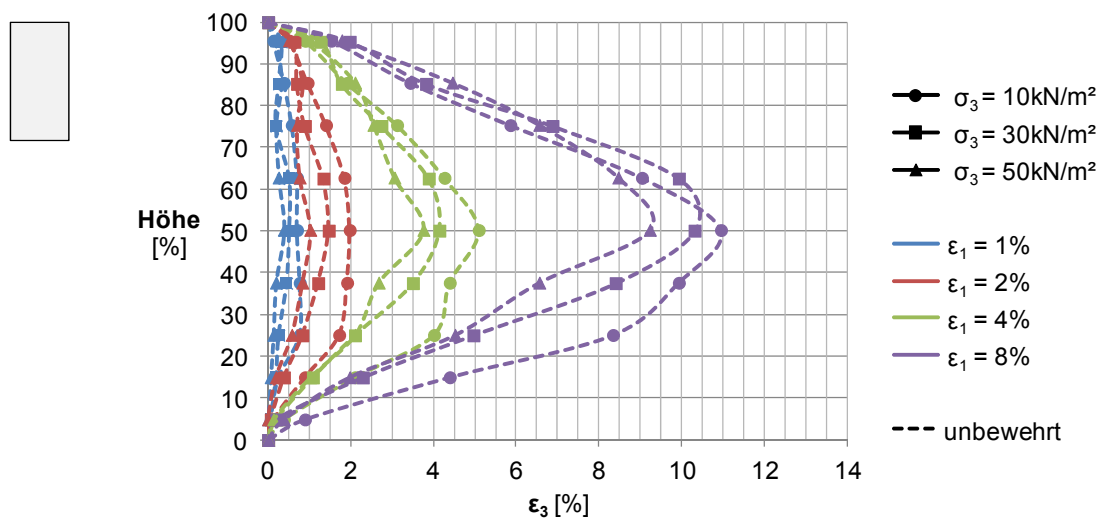
Der Vergleich der Volumendehnungsentwicklung der untersuchten unbewehrten und bewehrten Probekörper zeigt zunächst ein ähnliches Verhalten. Sobald jedoch mit zunehmendem Verformungszustand dilatantes Volumendehnungsverhalten, also die Auflockerung des Bodens und die damit einhergehende radiale Probendehnung beginnt, bewirken die Geogitter die in Bild 4.8

zu beobachtende verzögerte und außerdem verringerte Auflockerung. Dieser Effekt wurde tendenziell bei allen untersuchten Spannungsniveaus und Boden-Geogitter-Kombinationen festgestellt.

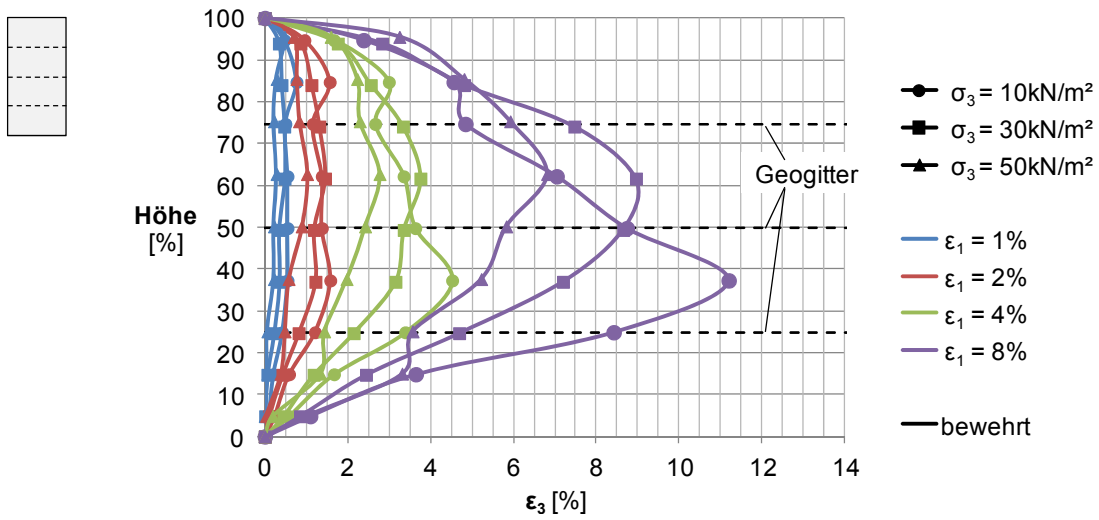
#### 4.3.4 Radiale Probendehnungen

Anhand der Umfangsmessungen auf neun verschiedenen Höhen der Probekörper und anhand der Randbedingung der behinderten Seitendehnungen ( $\varepsilon_3 = 0$ ) im Bereich der starren Kopf- und Fußplatten ergibt sich die Verteilung der mittleren radialen Dehnung  $\varepsilon_3(h)$  aus insgesamt elf Stützstellen. Die Messbänder wurden je nach Bewehrungsgrad auf Höhe der Geogitter und, soweit möglich, genau zwischen den Geogitterlagen angeordnet.

In Bild 4.9 und Bild 4.10 sind die Ergebnisse der Untersuchung von unbewehrten und dreifach bewehrten (GL-700) Probekörpern mit Tragschichtmaterial für drei verschiedene Spannungsniveaus  $\sigma_3 = \{10; 30; 50\}$  kN/m<sup>2</sup> dargestellt. Dabei ist deutlich erkennbar, dass bei größeren Zeldrücken geringere radiale Dehnungen als bei niedrigen Zeldrücken auftreten. Dieser Effekt wurde ebenfalls bei allen untersuchten Boden-Geogitter-Kombinationen beobachtet und korreliert mit den oben beschriebenen volumetrischen Dehnungen  $\varepsilon_v$ , die zeigen, dass mit zunehmendem Stützdruck die Dilatanzerscheinungen abnehmen. Weiterhin zeigen die Ergebnisse, dass analog zu den Beobachtungen von Eiksund et al. (2004) vor allem auf Höhe der Bewehrungslagen teilweise eine deutliche Reduzierung der radialen Dehnungen stattfindet.

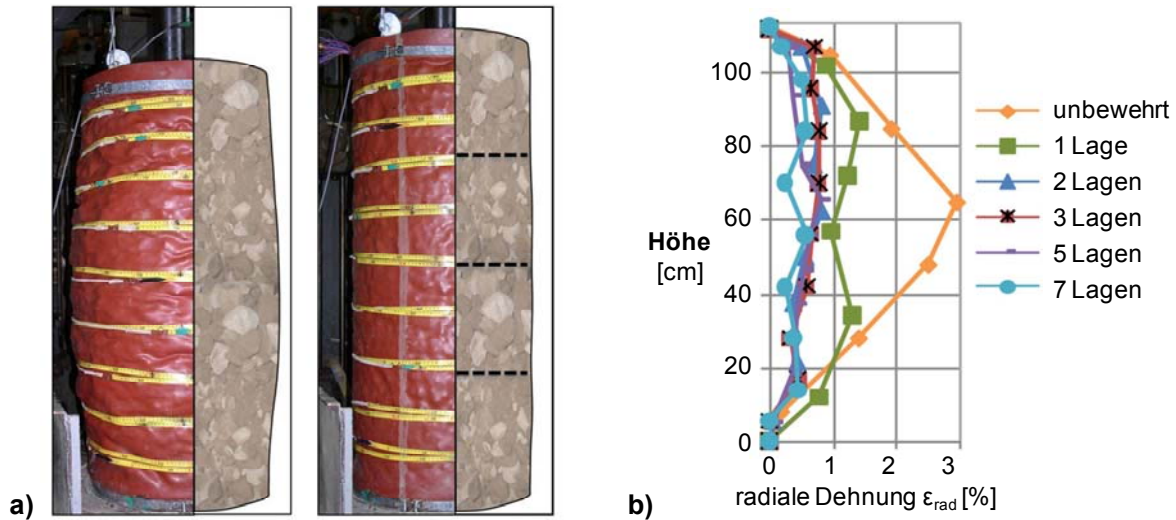


**Bild 4.9** Mittelwerte der radialen Dehnungen von unbewehrten Proben.



**Bild 4.10** Mittelwerte der radialen Dehnungen von dreifach bewehrten Proben.

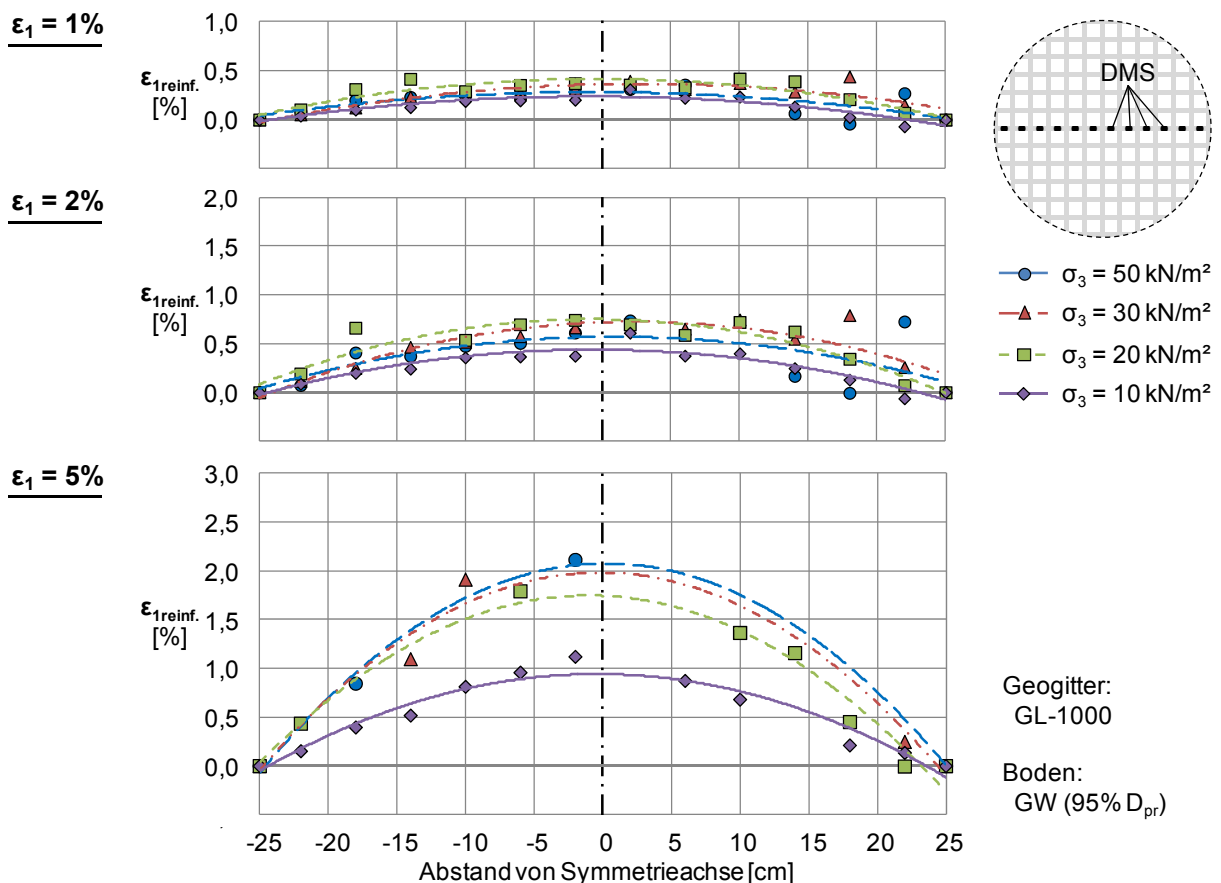
Ergänzend zu den bisher beschriebenen Ergebnissen bei gleichen axialen Stauchungszuständen sind in Bild 4.11a ein unbewehrter und ein dreifach geogitterbewehrter Probekörper für die gleiche axiale Belastung dargestellt. Die Ergebnisse zeigen deutlich die signifikante Verringerung der Verformungen durch die Bewehrungslagen. Dies führt insgesamt zu einer Vergleichmäßigung der Probekörperverformungen, wie sie bereits bei den zuvor dargestellten Ergebnissen dreifach bewehrter Probekörper ansatzweise erkennbar ist. Besonders gut zeigt sich die Vergleichmäßigung der Probekörperverformungen bei Betrachtung der in Bild 4.11b dargestellten Umfangsmessungen unterschiedlich stark bewehrter Probekörper beim gleichen Spannungszustand.



**Bild 4.11** a) Unbewehrte und dreifach bewehrte Proben (GW) bei gleicher Belastung und b) Ergebnisse der Umfangsmessung verschieden stark bewehrter Probekörper.

### 4.3.5 Geogitterdehnungen

An dieser Stelle ist zunächst anzumerken, dass sich die Verwendung von Dehnungsmessstreifen (DMS) im Tragschichtmaterial sehr schwierig gestaltet, da die Probekörper bei Versuchsbeginn zunächst überwiegend komprimiert wurden und sich die Geogitter an die Lage der umgebenden Schotterkörner angepasst haben. Großen Einfluss hatten hierbei aufgrund der groben Struktur des Materials einzelne Schotterkörner, die unmittelbar über oder unter einem Zugelement lagen, bei gleichzeitig fehlender Bettung auf der gegenüberliegenden Seite. Die Messergebnisse zeigen von DMS zu DMS daher relativ große Schwankungen, was durch Biegung der Zugelemente bedingt ist. Zusätzliche Ausfälle von DMS während der Versuche aufgrund mechanischer Beanspruchung durch das scharfkantige, gebrochene Tragschichtmaterial führten außerdem zu einer Ausdünnung der Versuchsergebnisse. Nur durch Anordnung der DMS in einem sehr engen Raster entlang eines zentralen Zugglieds des betreffenden Geogitters konnte hier trotz der Ausfälle einzelner Dehnungsmessstreifen noch eine verwertbare Datenmenge erzielt werden. Die in Bild 4.12 vorgestellten Ergebnisse der Geogitterdehnungsmessungen stammen von DMS, die alle auf der Oberseite des zentralen Zugglieds der mittleren Bewehrungslage, also auf halber Probenhöhe, angeordnet waren.



**Bild 4.12** Dehnungsverteilung in der mittleren Bewehrungslage (Geogitter GL-1000) dreifach bewehrter Probekörper bei unterschiedlichen Zelldrücken und Verformungszuständen.

Neben den einzelnen als Symbole dargestellten Messwerten wurde für die Bewehrungsdehnung am freien Geogitterende am Probenrand  $\varepsilon_{\text{reinf.}(r=25\text{ cm})} = 0$  als zusätzliche Randbedingung ergänzt. Zur übersichtlicheren Darstellung der tendenziellen Dehnungsverläufe wurden weiterhin polynomische Trendlinien 2. Grades verwendet.

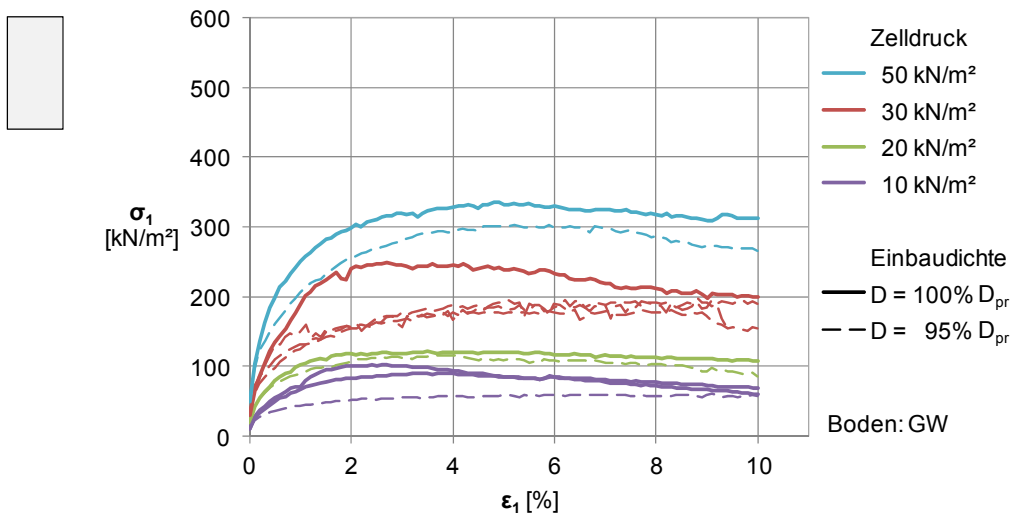
Die Messwerte zeigen in Übereinstimmung mit den in Abschnitt 2.2 beschriebenen Beobachtungen grundsätzlich eine Zunahme der Geogitterdehnungen vom freien Probenrand zur Probenmitte hin. Die maximale Bewehrungsdehnung in Probenmitte ist dabei näherungsweise proportional zum Verformungszustand. Des Weiteren zeigt der Vergleich der Ergebnisse bei den unterschiedlichen betrachteten Spannungsniveaus jeweils für den gleichen Verformungszustand, dass bei den höchsten Zelldrücken auch die größten Geogitterdehnungen gemessen wurden. Am deutlichsten ist dies für den bei Erreichen der Bruchspannungen  $\sigma_{1,\text{max}}$  vorherrschenden Verformungszustand  $\varepsilon_1 \approx 5\%$  zu sehen.

Dies steht zunächst im Widerspruch zu den radialen Probekörperdehnungen  $\varepsilon_3$ , die entsprechend der Dilatanz im niedrigen Spannungsniveau am größten sind. Die Ursache für diesen Effekt liegt jedoch in den ungünstigen Verankerungsbedingungen für die Bewehrung aufgrund der geringen Normalspannungen in der Bewehrungsebene. Für die hier betrachteten Geogitterdehnungen, die vor allem für den Zelldruck  $\sigma_3 = 10\text{ kN/m}^2$  vergleichsweise niedrig sind, entspricht das beobachtete Verhalten der in Bild 4.5 dargestellten nicht-linearen Bruchbedingung, die im niedrigen Spannungsniveau, wie in Abschnitt 2.1.1 beschrieben, tendenziell durch das Herausziehen der Bewehrung gekennzeichnet ist.

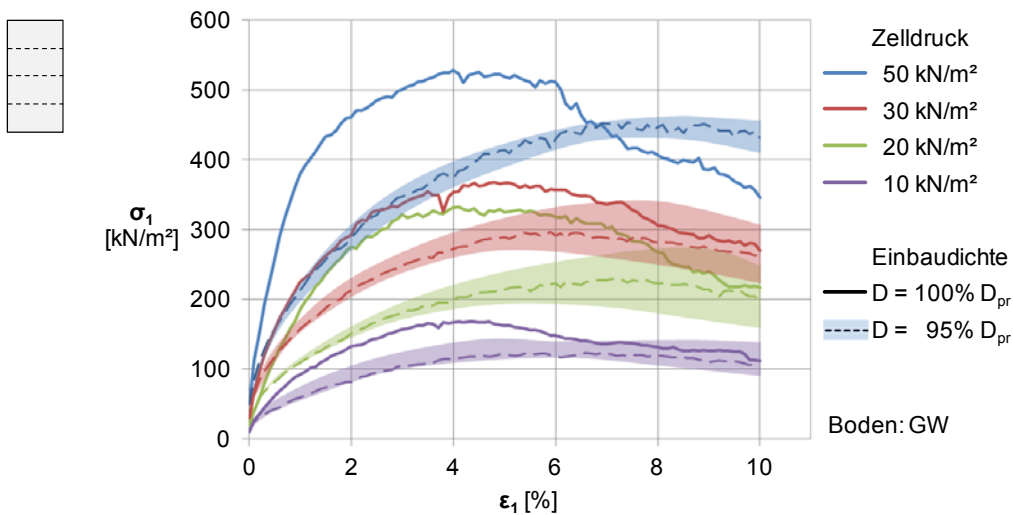
Die Ermittlung des Zusammenhangs zwischen Stützwirkung und Geogitteraktivierung ist aufgrund des radialsymmetrischen Verformungszustands praktisch unmöglich. Hierfür sind Versuche im ebenen Verformungszustand besser geeignet, da dort „radiale“ Verformungen bei entsprechender Orientierung der Geogitter nur in Richtung der Hauptzugelemente auftreten können.

#### 4.3.6 Einfluss der Lagerungsdichte

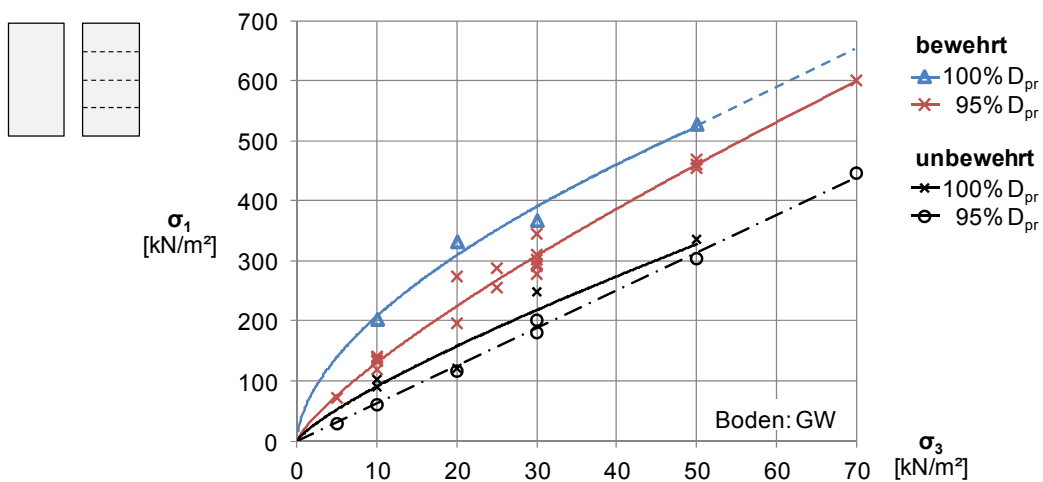
Der Einfluss der Füllbodenverdichtung auf das Spannungs-Dehnungsverhalten wurde anhand von unbewehrten und dreifach bewehrten Versuchen mit gebrochenem Tragschichtmaterial untersucht. Der Boden wurde hierzu mit  $D_{\text{pr}} = 95\%$  und mit  $D_{\text{pr}} = 100\%$  eingebaut, wobei die erreichte Dichte während des Einbaus jeweils nach Verdichtung einer ca. 5 cm hohen Bodenschicht überprüft wurde. Die Ergebnisse für den unbewehrten und für den dreifach bewehrten Boden sind in Bild 4.13 und Bild 4.14 für das Spannungsaufnahmevermögen von unbewehrten und bewehrten Proben sowie in Bild 4.15 für die Scherfestigkeit dargestellt.



**Bild 4.13** Tragfähigkeit des unbewehrten Bodens (GW) bei verschiedenen Einbaudichten.



**Bild 4.14** Tragfähigkeit des 3-fach bewehrten Bodens (GW) bei verschiedenen Einbaudichten.



**Bild 4.15** Bruchbedingungen von unbewehrtem und dreifach bewehrtem Boden (GW) bei verschiedenen Einbaudichten.

Die Ergebnisse zeigen sowohl für den unbewehrten als auch für den bewehrten Boden einen enormen Zuwachs des Lastaufnahmevermögens infolge der höheren Bodenverdichtung. Besonders günstig wirkt sich eine hohe Dichte des Füllbodens für die Steifigkeit des bewehrten Bodens aus.

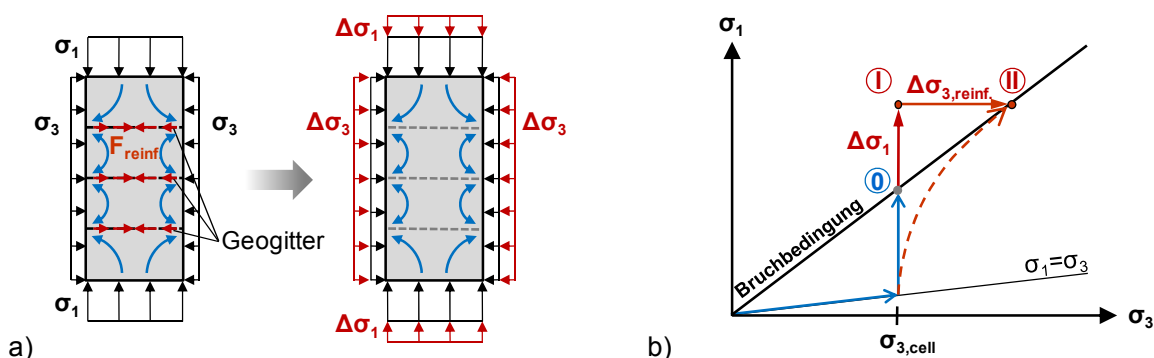
## 4.4 Ergebnisinterpretation

Die ermittelten Versuchsergebnisse zeigen grundsätzlich verbesserte Eigenschaften des bewehrten Bodens. Diese Veränderung des Spannungs-Verformungsverhaltens kann durch die Stützwirkung der Geogitter erklärt werden, die mit zunehmendem Verformungsgrad durch die Dehnung der Geogitter sukzessive aktiviert wird.

Als Grundlage für die nachfolgend abgeleiteten Spannungspfade zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des untersuchten geogitterbewehrten Bodens wird zunächst das hierbei zugrunde gelegte mechanische Modell beschrieben. Dies beruht auf dem in Abschnitt 2.1.1 beschriebenen „Confining Effect Concept“, wodurch die Erhöhung der Spannungszustände innerhalb des geogitterbewehrten Bodens berücksichtigt wird.

### 4.4.1 Mechanische Wirkungsweise des bewehrten Bodens

Die Darstellung in Bild 4.16a zeigt das grundsätzliche Verhalten einer bewehrten Bodenprobe im Triaxialversuch. Infolge der axialen Stauchung während der Abscherphase dehnt sich die Bodenprobe in radialer Richtung, wobei die horizontalen Geogitterlagen aktiviert und die entstehenden Verformungen durch die eingeleitete Kraft  $F_{\text{reinf.}}$  reduziert werden. Mit fortschreitender Verformung entstehen stetig anwachsende lokale Stützkkräfte durch die Geogitter, die bei einem ausreichend engen Lagenabstand vereinfacht als gleichförmiger, äquivalenter, zusätzlicher äußerer Stützdruck  $\Delta\sigma_3$  betrachtet werden können.



**Bild 4.16** Mechanisches Modell (a) und qualitativer Spannungspfad (b) für eine bewehrte Bodenprobe.

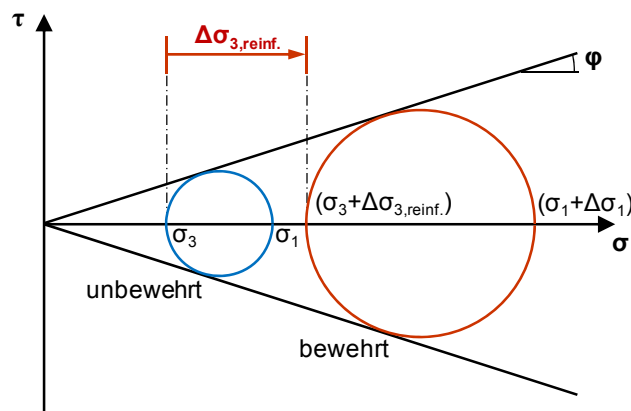
In Bild 4.16b sind die Spannungspfade eines unbewehrten und eines bewehrten Triaxialversuchs qualitativ dargestellt. Zur deutlicheren Darstellung sind die Achsen nicht 1:1 skaliert, weshalb die Winkelhalbierende  $\sigma_1 = \sigma_3$  hier flacher geneigt ist. Bei beiden Versuchen werden die



Probekörper unter hydrostatischen Bedingungen ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ) konsolidiert, bevor die Proben weggesteuert abgeschert werden. Der zugehörige Spannungspfad zeigt in der Abscherphase des unbewehrten Versuchs (durchgezogene, blaue Linie) bei konstantem  $\sigma_3$  ein Anwachsen von  $\sigma_1$  bis der Bruchzustand erreicht ist (Punkt 0).

Bei einem bewehrten Versuch konnte für den außenstehenden Betrachter bei gleichem Zelldruck vom Verbundmaterial eine größere axiale Spannung aufgenommen werden, wodurch sich die zu Punkt I gehörigen Spannungen im Bruchzustand  $\{\sigma_1 + \Delta\sigma_1; \sigma_{3,\text{cell}}\}$  ergeben. Aufgrund des durch die Geogitteraktivierung entstehenden zusätzlichen äquivalenten Stützdrucks  $\Delta\sigma_{3,\text{reinf.}}$  folgt der tatsächliche effektive Spannungspfad jedoch der gestrichelten Linie in Bild 4.16b, bis schließlich ebenfalls die Bruchbedingung des unbewehrten Bodens (Punkt II) erreicht wird. Dieses Spannungsniveau  $\{\sigma_1 + \Delta\sigma_1; \sigma_{3,\text{cell}} + \Delta\sigma_{3,\text{reinf.}}\}$  ist allerdings deutlich höher, als beim unbewehrten Boden.

Eine weitere Möglichkeit, den Bewehrungseffekt anschaulich darzustellen und zu erklären, bieten die bereits in Abschnitt 2.1.1 vorgestellten Mohr'schen Kreise im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm (Bild 4.17), erstmals von Vidal (1969) gezeigt. Der Darstellung liegt die Annahme zugrunde, dass das Verbundmaterial die gleiche Festigkeitscharakteristik (Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb unter  $\phi$  geneigt) wie der unbewehrte Boden besitzt. Die Verschiebung des Mohr'schen Kreises für den bewehrten Boden um  $\Delta\sigma_{3,\text{reinf.}}$  entspricht dabei dem zuvor erläuterten äquivalenten Stützdruck.



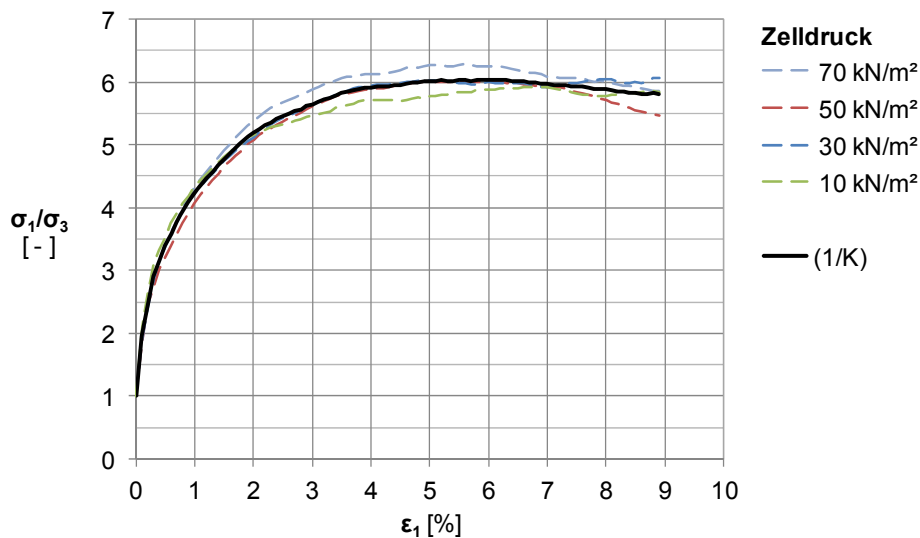
**Bild 4.17** Mohr'sche Kreise für unbewehrten und bewehrten Boden.

#### 4.4.2 Spannungspfade für den Verbundbaustoff

Zur Beschreibung der im bewehrten Boden tatsächlich wirkenden effektiven Spannungen ist es erforderlich, neben dem aufgebrauchten Zelldruck  $\sigma_{3,\text{cell}}$  und der axialen Spannung  $\sigma_1$  auch die zusätzliche Stützwirkung durch die Geogitter  $\Delta\sigma_{3,\text{reinf.}}$  zu jedem beliebigen Zeitpunkt während der Versuchsdurchführung zu kennen. Die Entwicklung der aufgenommenen axialen Spannung ergibt sich für die durchgeführten Versuche aus der Stempelkraftmessung, was bereits in Bild 4.3 gezeigt wurde. Zur Ermittlung der tatsächlich wirkenden radialen Spannungen  $\sigma_3$  wird für den

Reibungsboden die bei Ruiken & Ziegler (2008) vorgestellte und nachfolgend beschriebene Auswertung vorgenommen.

Die Versuchskurven von unbewehrten Versuchen bei verschiedenen Spannungsniveaus fallen näherungsweise zu einer Kurve zusammen, wenn sie, wie bei Hettler (1986), durch Division mit dem jeweiligen Zelldruck normiert werden (Bild 4.18). Die erhaltene Kurve entspricht dem dimensionslosen Verhältnis  $1/K = \sigma_1/\sigma_3$  der axialen Spannung zum Stützdruck des unbewehrten Bodens und ist bei sonst gleichen Randbedingungen nur von der axialen Stauchung  $\varepsilon_1$  abhängig, also  $1/K = f(\varepsilon_1)$ .



**Bild 4.18** Normierte Versuchsergebnisse des unbewehrten Bodens.

Im Umkehrschluss liefert die Division der axialen Spannung eines bewehrten Versuches durch  $(1/K)$  den jeweils äquivalenten zu einem unbewehrten Versuch gehörigen Stützdruck zu einem beliebigen Versuchszeitpunkt  $i$ :

$$\sigma_{3,i} = \frac{\sigma_{1,i}}{(1/K)} = \sigma_{1,i} \cdot K. \quad (4.4)$$

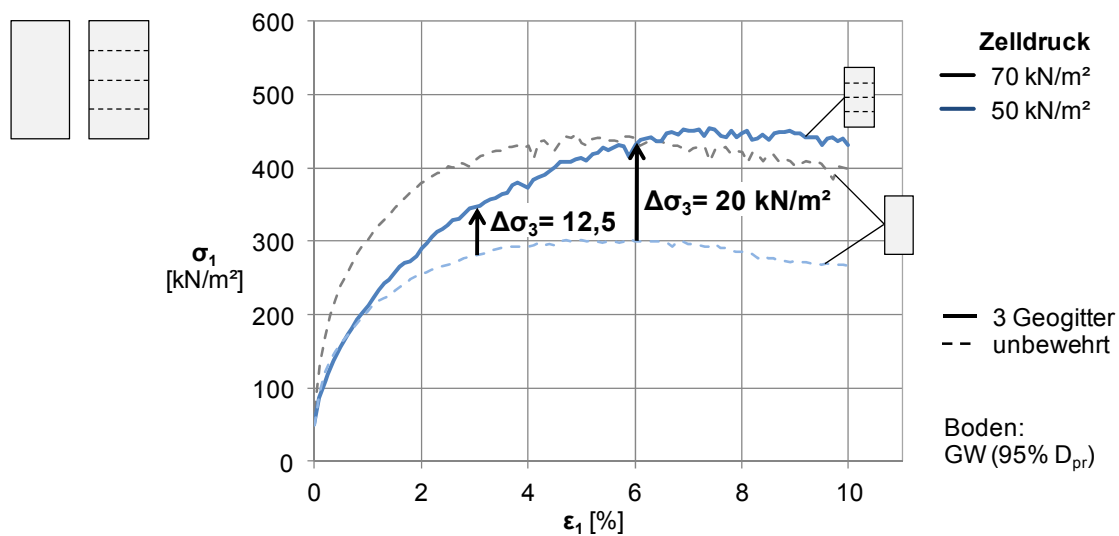
Der tatsächlich wirkende Stützdruck einer bewehrten Bodenprobe entspricht der Summe aus Zelldruck und zusätzlichem Stützdruck durch die Geogitter. Letzterer kann somit durch Division von  $\sigma_1$  mit  $(1/K)$ , abzüglich des Zelldrucks  $\sigma_{3,cell}$  für einen beliebigen Punkt  $i$  während der Versuche bestimmt werden:

$$\Delta\sigma_{3,reinf.} = \sigma_1 \cdot K - \sigma_{3,cell}. \quad (4.5)$$

Zur Verdeutlichung des Vorgehens sind in Bild 4.19 die hiermit ermittelten zusätzlichen Stützdrücke beispielhaft für zwei Verformungszustände dargestellt. Der bei einem Stützdruck von  $\sigma_{3,cell} = 50 \text{ kN/m}^2$  abgescherte unbewehrte Probekörper besitzt bei einer axialen Stauchung von  $\varepsilon_1 = 6 \%$  eine Tragfähigkeit von  $\sigma_1 \approx 300 \text{ kN/m}^2$ , der bei dem gleichen Zelldruck abgescherte bewehrte Probekörper kann hingegen  $\sigma_1 \approx 420 \text{ kN/m}^2$  aufnehmen. Aus Bild 4.19 wird deutlich, dass der unbewehrte Boden eine solche Spannung jedoch nur aufnehmen kann, wenn er

mindestens mit  $\sigma_3 \approx 70 \text{ kN/m}^2$  gestützt wird, also  $\Delta\sigma_3 \approx 70 - 50 = 20 \text{ kN/m}^2$ . Zur Anwendung des beschriebenen Verfahrens wird für den Verformungszustand  $\varepsilon_1 = 6 \%$  der Wert von  $(1/K) = 6$  aus Bild 4.18 abgelesen. Der erforderliche zusätzliche Stützdruck ergibt sich dann für den betrachteten Verformungszustand durch Einsetzen in Gleichung 4.5 zu:

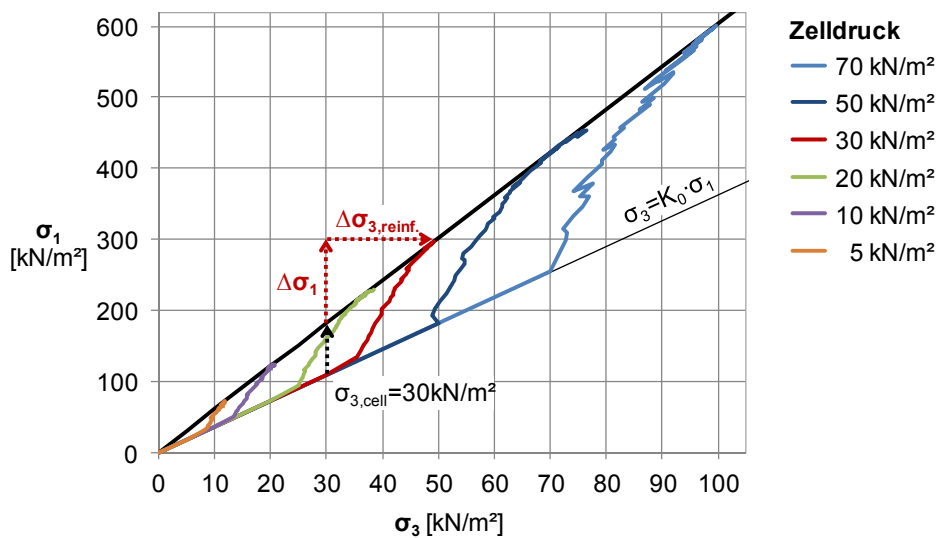
$$\Delta\sigma_{3,\text{reinf.}} = \frac{420 \text{ kN/m}^2}{6} - 50 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2. \quad (4.6)$$



**Bild 4.19** Graphische Ermittlung der zusätzlichen Stützwirkung  $\Delta\sigma_3$  durch die Geogitter.

Bei einer Probenstauchung von  $\varepsilon_1 = 3 \%$  beträgt die aufgenommene axiale Spannung des bewehrten Bodens  $\sigma_1 \approx 350 \text{ kN/m}^2$  und der Wert für  $(1/K) \approx 5,6$ . In diesem Fall ergibt sich der zusätzliche Stützdruck durch die Bewehrung dann zu  $\Delta\sigma_3 \approx 12,5 \text{ kN/m}^2$ .

In Bild 4.20 sind die mit dieser Korrektur für den tatsächlichen Stützdruck erhaltenen Spannungspfade für die bewehrten Versuche mit 95 %  $D_{pr}$  für alle untersuchten Spannungsniveaus dargestellt. Da der Boden in situ durch den überlagernden Boden belastet wird, beginnen die Spannungspfade nicht unter hydrostatischen Druckverhältnissen ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ), sondern im Regelfall unter Ruhedruckbedingungen  $\sigma_1 = \sigma_3/K_0$ . Es zeigen sich die in Bild 4.16b bereits qualitativ aufgezeigten Spannungspfade, so dass sich die günstige Wirkung durch die Bewehrung im Baugrund mit dem vorgestellten Modell erklären und qualitativ beschreiben lässt.



**Bild 4.20** Spannungspfade des geogitterbewehrten Bodens.

## 4.5 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der großen triaxialen Druckversuche mit unbewehrten und geogitterbewehrten Bodenproben zeigen grundsätzlich eine Tragfähigkeitserhöhung und Verformungsreduktion durch die verwendeten Geogitter. Die Messungen der radialen Probekörperdehnungen zeigen weiter, dass die Verformungsreduktion besonders auf Höhe der Bewehrungslagen stattfindet. Ein Einfluss der Geogitter auf das Verformungsverhalten bei Ent- und Wiederbelastung konnte hingegen nicht beobachtet werden.

Durch Untersuchungen bei unterschiedlichen Zelldrücken wurde deutlich, dass die relative Tragfähigkeitserhöhung durch die Geogitter im niedrigen Spannungsniveau am größten ist. Einhergehend mit der frühen Auflockerung dicht gelagerter Probekörper bei niedrigen Zelldrücken werden die eingelegten Bewehrungslagen hierbei außerdem bereits bei geringen Verformungen während des Abschervorgangs aktiviert.

Die bei gleichen Verformungszuständen aber unterschiedlichen Zelldrücken ermittelten Geogitterdehnungen zeigen geringere Dehnungen bei niedrigen Zelldrücken. Dieser Effekt wird mit zunehmender Probekörperstauchung immer deutlicher und deutet trotz der größten relativen Bewehrungswirkung bei kleinen Zelldrücken darauf hin, dass durch die schwache Verankerung im niedrigen Spannungsniveau ein „Herausziehen“ der Bewehrungslagen beziehungsweise eine Relativverschiebung zwischen Boden und Bewehrung stattfindet. Diese Beobachtung ist konsistent mit der für den geogitterbewehrten Boden ermittelten und vor allem im niedrigen Spannungsniveau deutlich nicht-linearen Scherfestigkeit.

Die Versuchsergebnisse zeigen weiterhin, dass eine gute Verdichtung des Füllbodens nicht nur zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit, sondern auch zu einer deutlichen Erhöhung der Steifigkeit des unbewehrten und besonders des bewehrten Bodens führt. Eine sehr gute Bodenverdichtung

ist somit von elementarer Bedeutung für das Spannungs-Verformungsverhalten von geogitterbewehrtem Boden.

Aus den Versuchsergebnissen wurden für den bewehrten Boden weiterhin die Spannungspfade während des Belastungsvorgangs abgeleitet. Aufgrund des rotationssymmetrischen Verformungszustandes gegenüber den Hauptzugrichtungen der verwendeten Geogitter in zwei Richtungen konnte dies allerdings nicht durch eine Umrechnung der ermittelten Geogitterdehnungen in Zugkräfte und äquivalente Spannungen geschehen. Stattdessen wurde eine Vorgehensweise entwickelt, bei der die vorherrschenden horizontalen Spannungen verformungsabhängig mit dem Spannungs-Dehnungsverhalten des unbewehrten Bodens verglichen wurden. Hierdurch konnte die Entwicklung der effektiv vorhandenen mittleren Spannungszustände im geogitterbewehrten Boden bis zum Erreichen des Bruchzustands dargestellt werden.

Aufgrund der sehr geringen maximalen Verankerungslänge von 25 cm in den Triaxialversuchen konnten die Geogitter hier nicht vollständig aktiviert werden. Die beobachteten tragfähigkeits-erhöhenden und verformungsreduzierenden Effekte werden daher in situ noch ausgeprägter als in den durchgeführten großmaßstäblichen Laborversuchen sein. Die vorgestellten Ergebnisse haben dennoch gezeigt, dass die Durchführung von großmaßstäblichen triaxialen Druckversuchen gegenüber sogenannten „Index-Versuchen“ von Geogittern an der Luft eine Möglichkeit zur Ermittlung der „Leistungsfähigkeit“ des geogitterbewehrten Bodens bietet. Die Versuchsart eignet sich somit beispielsweise zur vergleichenden Untersuchung der Effektivität von Geogittern in Kombination mit ausgewählten Böden. Zu berücksichtigen ist dabei, dass die Kontrolle der Versuchsrandbedingungen, wie z.B. die Bodenverdichtung, aufgrund ihres großen Einflusses von entscheidender Bedeutung für die Qualität und Interpretation der Ergebnisse ist.

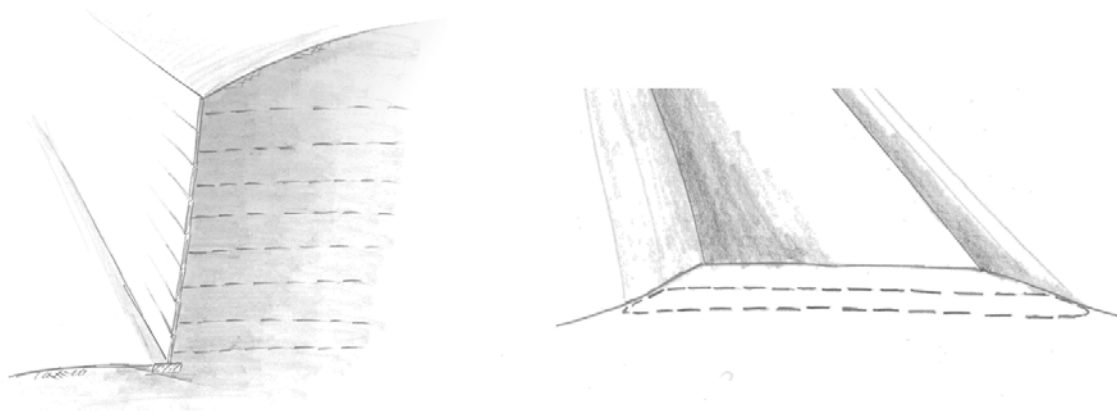
Im Hinblick auf die Umrechnung der Geogitterdehnungen in eine Stützwirkung durch die Bewehrung stellen die rotationssymmetrischen Verformungsverhältnisse der zylindrischen Probekörper gegenüber den (zumindest an der Luft) richtungsabhängigen Verformungseigenschaften der verwendeten Geogitter eine Schwierigkeit dar. Zur weiteren Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des geogitterbewehrten Bodens und vor allem, um die Umrechnung von Zugkräften in der Bewehrung in äquivalente Stützspannungen zu ermöglichen, wurden die nachfolgend beschriebenen Untersuchungen im ebenen Verformungszustand durchgeführt.

## 5 Untersuchungen im ebenen Verformungszustand

### 5.1 Ziel der Untersuchungen

Bei einer Vielzahl von Erdbauwerken treten horizontale Verformungen nur in einer Richtung auf. Hierzu zählen vor allem Linienbauwerke wie geogitterbewehrte Stützkonstruktionen und Böschungen sowie Tragschichten im Eisenbahn- und Verkehrswegebau (Bild 5.1). Zur Untersuchung des Traglast-Verformungsverhaltens des geogitterbewehrten Bodens eignet sich daher besonders die Durchführung von Versuchen im ebenen Verformungszustand.

Bei entsprechender Orientierung der Geogitter analog zu üblichen in-situ-Verhältnissen entspricht die horizontale Verformungsrichtung des bewehrten Bodens einer der Richtungen in denen die Zugelemente der Geogitter liegen. Gegenüber dem üblicherweise radialsymmetrischen Verformungszustand im triaxialen Druckversuch besteht bei Untersuchungen im ebenen Verformungszustand daher die Möglichkeit den Zusammenhang zwischen Geogitterdehnungen und verringerten Verformungen bzw. erhöhten Tragfähigkeiten des bewehrten Bodenkörpers direkt zu ermitteln.



**Bild 5.1** Geogitterbewehrte Stützkonstruktion und Tragschicht als Beispiel für ebene Verformungszustände.

Aus diesem Grund wurde der nachfolgend beschriebene Versuchsstand zur Untersuchung von geogitterbewehrtem Boden im ebenen Verformungszustand entwickelt und konstruiert. Wesentliche konstruktive Merkmale des Versuchsstands sowie die angewendeten Messverfahren werden in Abschnitt 5.3 beschrieben. Den Kern der Untersuchungen bildet die grundlegende Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens von geogitterbewehrtem Boden mithilfe der in Abschnitt 5.4 angegebenen Ergebnisse von biaxialen Druckversuchen. Des Weiteren wird in Abschnitt 5.5 für den Anwendungsfall „geogitterbewehrte Stützkonstruktion“ das mittels Modellversuchen ermittelte kinematische Verhalten und die Erddruckentwicklung aus dem geogitterbewehrten Boden beschrieben.

## **5.2 Besonderheiten bei der Durchführung von Untersuchungen im ebenen Verformungszustand**

Bei der Durchführung von Untersuchungen im ebenen Verformungszustand ist besonderes Augenmerk auf die Versuchsrandbedingungen zu legen. Der ebene Verformungszustand wird dadurch erreicht, dass der zu untersuchende Probekörper durch zwei starre Seitenflächen begrenzt wird. Bei der Versuchsdurchführung können dann durch Probekörperverformungen parallel zu diesen Seitenflächen entgegen der Bewegungsrichtung wirkende Schubspannungen auftreten. Um ideale ebene Verhältnisse zu erreichen, müssen diese beziehungsweise die hierfür unmittelbar verantwortliche Wandrauheit jedoch möglichst gering sein.

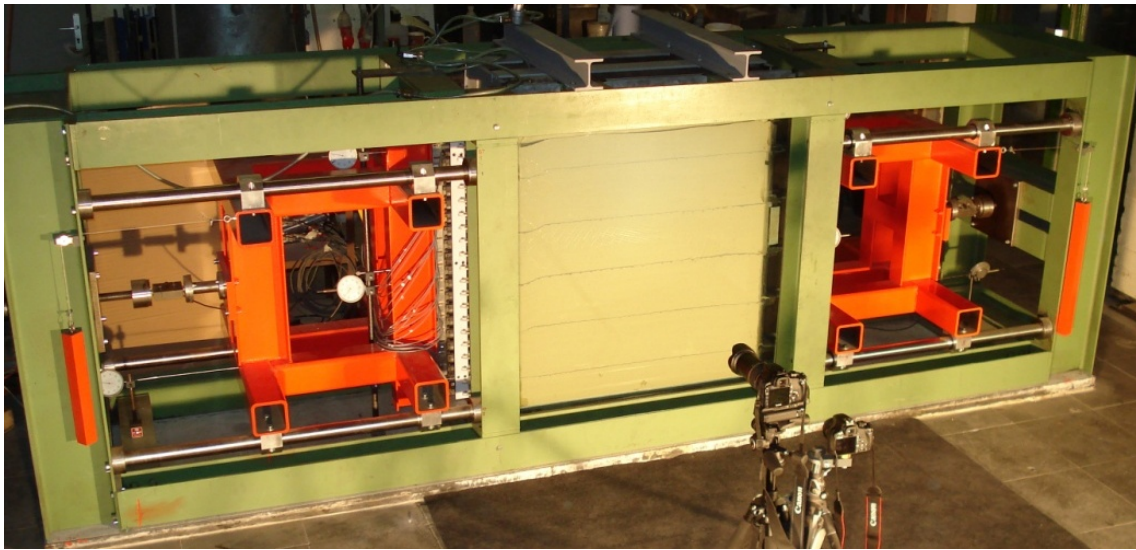
Zur Minimierung der Reibung an den Seitenflächen trennt beispielsweise Gäßler (1987) einen ca. 6 m hohen Probekörper einer vernagelten Wand von den Seitenflächen mithilfe von 4 cm breiten mit Bentonitsuspension gefüllten Schlitzen. In den meisten Fällen, in denen Untersuchungen im ebenen Verformungszustand durchgeführt werden, wird jedoch die transparente Ausbildung von mindestens einer der beiden Seitenflächen angestrebt, um das Verformungsverhalten in der gesamten Querschnittsfläche der Probekörper beobachten zu können.

Bei der Untersuchung von Boden im ebenen Verformungszustand ergibt sich neben dem flächenparallelen Einfluss auf den Probekörper aus den starren Seitenflächen ebenfalls bezüglich der ebenennormalen Richtung eine Besonderheit. Die Verformung von dicht gelagerten Reibungsböden geht in der Regel mit einer Volumenvergrößerung einher. Aufgrund der Unverschieblichkeit der Seitenflächen wird die Ausdehnung der Probekörper in ebenennormaler Richtung jedoch verhindert. Infolgedessen zeigen diese Böden bei Untersuchungen im ebenen Verformungszustand häufig eine erhöhte Festigkeit (vgl. Abschnitt 2.3.1.3), was bei der Interpretation der Versuchsergebnisse ebenfalls zu beachten ist.

## **5.3 Versuchsstand**

### **5.3.1 Einleitung**

Zur Durchführung der vorgesehenen Untersuchungen an geogitterbewehrtem Boden im ebenen Verformungszustand wurde der in Bild 5.2 abgebildete Versuchsstand konstruiert. Die maximalen Abmessungen der Probekörper betragen in der bisher ausgeführten Version 1m x 1m x 0,45m (H x B x T). Durch konstruktive Änderungen sind je nach Versuchsart jedoch grundsätzlich auch größere Breiten denkbar.



**Bild 5.2** Versuchsstand zur Untersuchung von geogitterbewehrtem Boden im ebenen Verformungszustand.

Zur Gewährleistung des ebenen Verformungszustandes sind die starren Seitenflächen aus 40 mm dickem Stahl auf der einen Seite und aus 106 mm dickem Glas auf der anderen Seite so ausgelegt, dass hier während der Versuche maximal 0,1 mm Durchbiegung auftreten. Ebenso wurden die verschieblichen Stirnseiten so konstruiert, dass ungewollte Verformungen auf ein Minimum reduziert werden. Diese horizontal verschieblichen Stirnelemente dienen bei den biaxialen Druckversuchen als Widerlager für die Schalung der Stirnseiten während des Sandeinbaus und bei den Modellversuchen zur Aufhängung der Facelemente. Die speziellen versuchsartspezifischen Einstellungen werden später in den Abschnitten 5.4 und 5.5 zu biaxialen Druckversuchen und Modellversuchen beschrieben.

### 5.3.2 Konstruktionsmaterialien mit Bodenkontakt

Für einige Bauteile des Versuchsstandes mussten mit Blick auf die Kontaktreibung mit dem Versuchsboden neben den statischen Erfordernissen auch Anforderungen an die Oberflächenbeschaffenheit erfüllt werden. Hier sind, je nach Versuchsart, beispielsweise Kopf- und Bodenplatte, Facelemente sowie in jedem Fall die starren Seitenflächen zu nennen. Besonders bei letztgenannten ist eine niedrige Kontaktreibung wichtig, um den ebenen Verformungszustand als Randbedingung gewährleisten zu können. Eine besondere Anforderung stellt dabei zusätzlich die transparente Ausbildung einer der Seitenflächen dar.

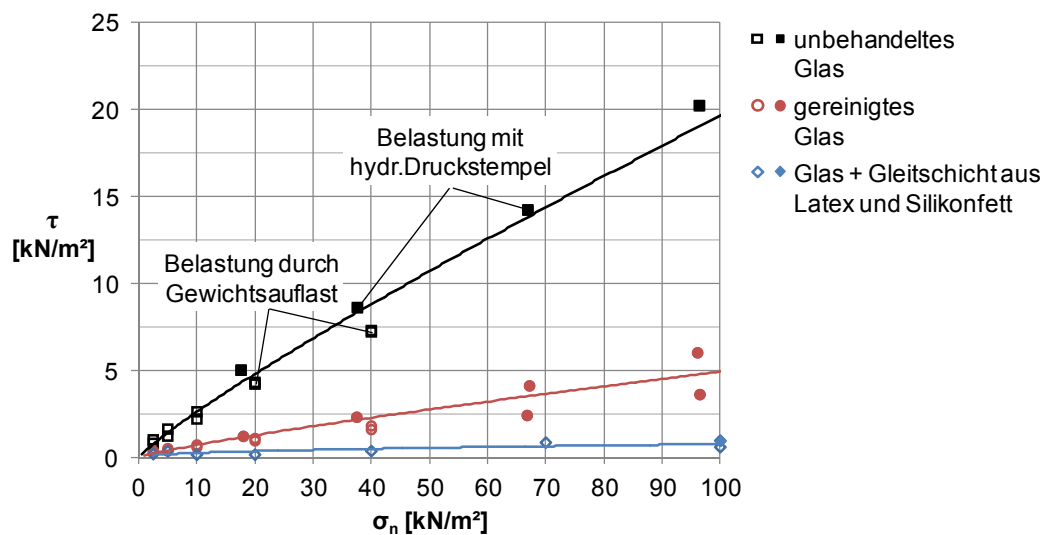
Zur Untersuchung und Auswahl von Materialien wurden direkte Scherversuche durchgeführt und die Eignung anhand der ermittelten Kontaktscherfestigkeiten zwischen den jeweiligen Materialien und dem Versuchssand bewertet. Anstelle des unteren, unbeweglichen Versuchsrahmens wurde parallel zur Scherrichtung eine Glasscheibe montiert. Darauf wurde der obere Scherrahmen mit einer Innenfläche von 150 mm x 150 mm gesetzt und mit Sand befüllt. Abschließend wurde der Rahmen minimal angehoben und die gewünschte Normalspannung aufgebracht, bevor die Probekörper weggesteuert abgeschert wurden. In den niedrigen



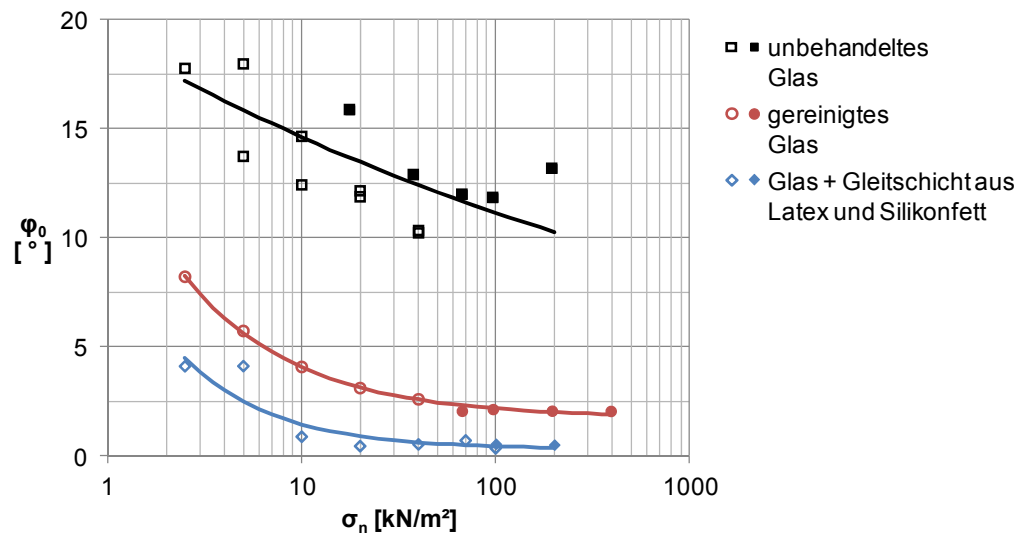
Spannungsniveaus wurde die Belastung über Gewichte aufgebracht, in den höheren Spannungsniveaus über einen Hydraulikstempel. Dabei wurden bei einigen Versuchsreihen im Bereich zwischen etwa  $\sigma_n = 20 \text{ kN/m}^2$  und maximal  $70 \text{ kN/m}^2$  Untersuchungen mit beiden Belastungsarten durchgeführt, um eventuelle Einflüsse aus dem Belastungssystem identifizieren zu können. Durch einen Vliesstoff an der Rahmenunterseite wurde weiterhin verhindert, dass sich Bodenpartikel zwischen Scherrahmen und der jeweiligen Kontaktfläche verklemmen.

Die Ergebnisse von Untersuchungen an der Universität von Tokyo von Tatsuoka & Haibara (1985) und Goto et al. (1993) zeigen, dass der Kontaktreibungswinkel durch die Gestaltung der Kontaktfläche zwischen Boden und Versuchsstand mit einer Gleitschicht aus Silikonfett und einer dünnen Latexmembran auf unter  $1^\circ$  reduziert werden kann. In weiteren Untersuchungen haben Tatsuoka et al. (1990) unter Anwendung dieser Technik festgestellt, dass hierbei in ebenennormaler Richtung über den ganzen Probenquerschnitt die gleichen Verformungen auftreten und somit ein vollkommen ebener Verformungszustand vorherrscht. Die Wirkung dieser Technik, die bereits von McGown & Andrawes (1977) sowie von Ingold & Miller (1983), Tatsuoka & Yamauchi (1986), Whittle et al. (1992) und Ketchart & Wu (2001) in Laboruntersuchungen verwendet wurde, konnte mit den eigenen Untersuchungen, wie nachfolgend gezeigt, bestätigt werden.

In Bild 5.3 sind die Kontaktscherfestigkeiten zwischen dem Versuchssand und verschiedenen Kontaktflächen dargestellt. Die ermittelten Bruchbedingungen stellen sich grundsätzlich als nicht-linear dar, weshalb in Bild 5.4 zusätzlich die Kontaktreibungswinkel über der Normalspannung aufgetragen sind. Die Ergebnisse zeigen die niedrigste Kontaktscherfestigkeit für die Gleitschicht aus mittelviskosem Silikonfett und einer 0,3 mm dicken Latexmembran.



**Bild 5.3** Kontaktscherfestigkeit von Sand auf transparenten Materialien.



**Bild 5.4** Kontaktreibungswinkel zwischen Sand und transparenten Materialien.

Im Hinblick auf die Ermittlung des kinematischen Verhaltens mittels Digital Image Correlation (DIC) Methode (vgl. Abschnitt 5.3.4.1) haben Voruntersuchungen gezeigt, dass die Verformungsauswertung grundsätzlich auch bei Anwendung dieser reibungsreduzierenden Technik an der transparenten Seitenfläche möglich ist, da sich die unterschiedlich hellen Sandpartikel auch durch die bedingt durchsichtige Latexmembran abzeichnen. Hierbei sinkt die Genauigkeit der Ergebnisse allerdings teilweise erheblich, so dass dieses Verfahren bei den Untersuchungen, bei denen der Schwerpunkt auf der Ermittlung des kinematischen Verhaltens der Probekörper lag, nicht an den Seitenflächen angewendet wurde.

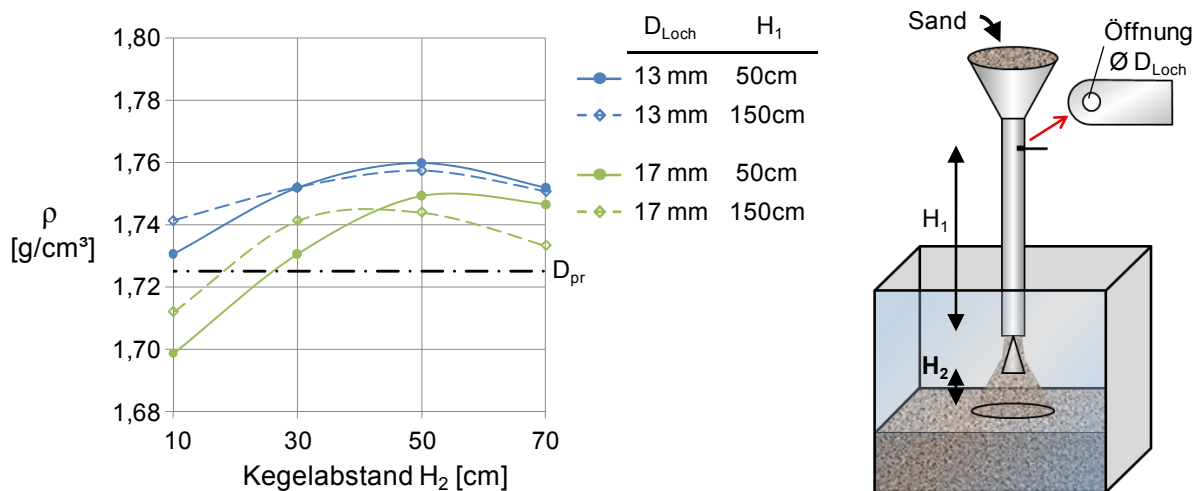
Die Ergebnisse der Untersuchungen von vollkommen transparenten Materialien haben für Glas die geringste Kontaktscherfestigkeit ergeben, wenngleich im extrem niedrigen Spannungsniveau Kontaktreibungswinkel von bis zu 17° ermittelt wurden (vgl. Bild 5.4). Die Ergebnisse von Tatsuoka & Haibara (1985) zeigen hingegen für die Kontaktfläche zwischen Sand und Glas in Abhängigkeit vom untersuchten Spannungsniveau einen Kontaktreibungswinkel von ca. 6° bis 9°, der somit deutlich niedriger als der in den eigenen Untersuchungen ermittelte ist. Eine Erklärung für diesen deutlichen Unterschied gibt es zum jetzigen Zeitpunkt zwar noch nicht, allerdings haben die eigenen Untersuchungen weiterhin gezeigt, dass die Kontaktreibung des Sandes auf der Glasscheibe durch die Reinigung mit einem handelsüblichen Spülmittel unmittelbar vor dem Sandeinbau enorm reduziert werden kann. Hierdurch kann auch bei unbeschichtetem Glas eine Kontaktreibung in akzeptabler Größenordnung erreicht werden (Bild 5.4).

Sofern die Gleitschicht aus Silikonfett und Latex an den Seitenflächen nicht zum Einsatz kam, wurde zum Schutz der 106 mm starken statisch erforderlichen Glasscheibe zusätzlich eine 6 mm dicke „Opfer“-Glasscheibe eingebaut. Zur Gewährleistung symmetrischer Verhältnisse wurde eine solche Opferglasscheibe ebenfalls vor die gegenüberliegende Seitenfläche aus Stahl gestellt. Die aus der Glasrauheit entstehende Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch eine Schubspannungsentwicklung zwischen Bodenkörper und Seitenflächen wurde zugunsten der exakteren Bestimmung des kinematischen Verhaltens in Kauf genommen.

### 5.3.3 Rieseltechnik zum Bodeneinbau

Die hier beschriebenen Untersuchungen im ebenen Verformungszustand wurden mit dem in Abschnitt 3.1 beschriebenen enggestuften Mittelsand (SE) in trockenem Zustand durchgeführt. Zum Einbau des Sandes wurde eine Rieseltechnik verwendet, mit der eine sehr gleichmäßige Lagerungsdichte des eingebauten Bodens und somit die Herstellung von homogenen Probekörpern erreicht wird. Diese sogenannte „Sandregen“-Technik wurde bereits von Kolbuszewski (1948) zum Herstellen gleichmäßiger, homogener Probekörper aus trockenem Sand verwendet. In dem Beitrag von Kolbuszewski & Jones (1961) wird der Einfluss gezielter Veränderungen von Fallhöhe und Durchflussmenge auf die erreichte Lagerungsdichte als Ergebnis systematischer Untersuchungen gezeigt. Die große Bedeutung der Durchflussmenge und der Fallhöhe für die erreichte Lagerungsdichte wird unter anderem von Butterfield & Andrawes (1970), Krajewski (1986), Böckmann (1991) und Lagioia et al. (2006) bestätigt. Arnold et al. (2008) nennen außerdem die Kornform und -verteilung, Patra et al. (2011) den mittleren Korndurchmesser  $d_{50}$  des verwendeten Sandes als wichtige Einflussgrößen.

Die zunächst zum gleichzeitigen flächigen und linienförmigen Bodeneinbau entwickelte Technik wurde anschließend weiterentwickelt, um die Sandablagerung gezielter steuern zu können. Bei dieser von Ripper (1984) beschriebenen modifizierten Technik fällt der trockene Sand durch ein einzelnes Fallrohr auf einen Streukegel, der einen definierten Abstand zur Bodenoberfläche hat (Bild 5.5, rechts). Durch Variation der konstruktiven Parameter der Rieseleinrichtung können dabei sowohl sehr hohe als auch durch Aufstellung des Fallrohres auf der Bodenoberfläche sehr niedrige Lagerungsdichten erreicht werden, wie beispielsweise Gutberlet (2008) gezeigt hat.

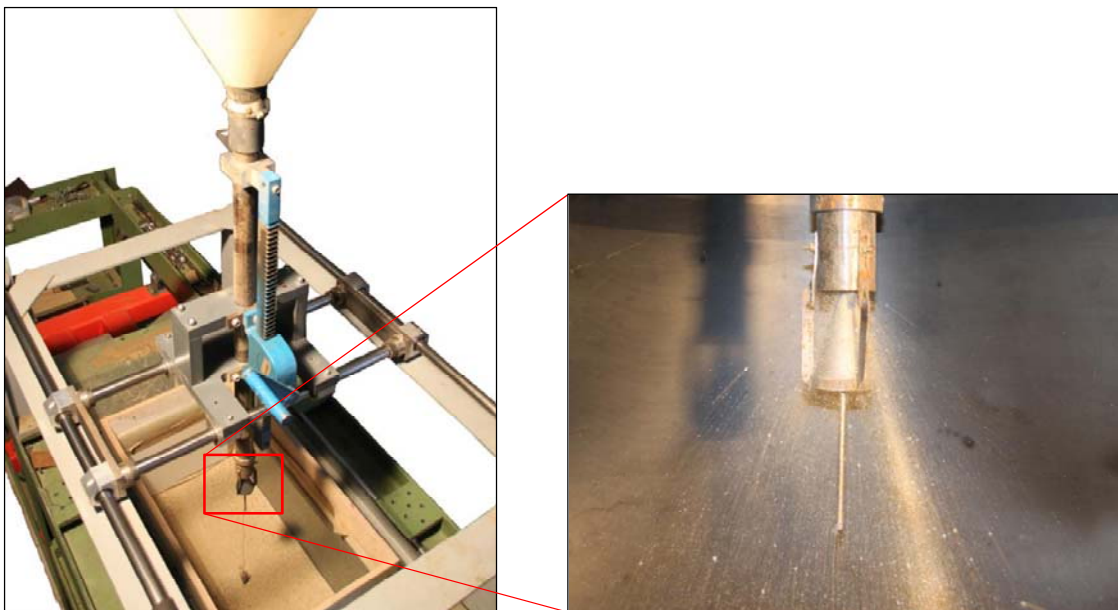


**Bild 5.5** Ergebnisse der Parameterstudie zum Sandrieselverfahren und Prinzipskizze der Rieseleinrichtung.

Das Ziel der hier beschriebenen Untersuchungen bestand darin den Sand (SE) mindestens mit 100% Proctordichte einzubauen, um ähnliche Lagerungsdichten zu erreichen, wie sie üblicherweise bei Anwendungen in situ zum Beispiel nach ZTV E-StB (2009) gefordert werden. Zur Ermittlung der geeigneten konstruktiven Einstellungen zum Einrieseln wurden daher Voruntersuchungen mit dem Versuchssand durchgeführt. Die in Bild 5.5 dargestellten Ergebnisse zeigen,

dass der hier verwendete Sand ohne weitere Verdichtungsenergie mit einem Verdichtungsgrad von bis zu 102 % Proctordichte ( $I_D = 0,93$ ) eingebaut werden kann.

Für die durchgeführten Untersuchungen wurde die Durchflussmenge des Sandes auf ca. 6 kg/min begrenzt ( $D_{\text{Loch}} = 13 \text{ mm}$ ) und die Fallhöhen über und unter dem Streukegel zu  $H_1 = 95 \text{ cm}$  beziehungsweise  $H_2 = 50 \text{ cm}$  gewählt. In Bild 5.6 sind die stufenlos verschiebbliche und höhenverstellbare Rieselvorrichtung sowie eine Detailabbildung des Streukegels während des Einrieselvorgangs dargestellt. Gegenüber bisherigen Anlagen wurde für die hier durchgeführten Untersuchungen ein System aus Lineargleitlagern und Zahnstange entwickelt, so dass die Rieselanlage auch ohne Kraneinsatz stufenlos seitlich und in der Höhe bewegt werden kann.



**Bild 5.6** Gesamtansicht der Rieselvorrichtung und Detail „Sandauslass“ am Streukegel.

### 5.3.4 Messmethoden

Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten biaxialen Druck- und Modellversuchen wurden zahlreiche Messinstrumente zur Ermittlung von Verformungen und Dehnungen sowie Kräften und Spannungen eingesetzt. Neben üblichen Methoden der Spannungs- und Verformungsermittlung mittels Kraftmessdose, Druckgeber, elektrischen Wegaufnehmern und Dehnungsmessstreifen wurden auch weniger verbreitete Verfahren wie die Ermittlungen von Verformungen mittels Digital Image Correlation (DIC) Methode sowie die großflächige und hochauflösende Spannungsmessung mittels Foliensensoren eingesetzt. Die beiden letztgenannten Verfahren werden in diesem Abschnitt genauer betrachtet.

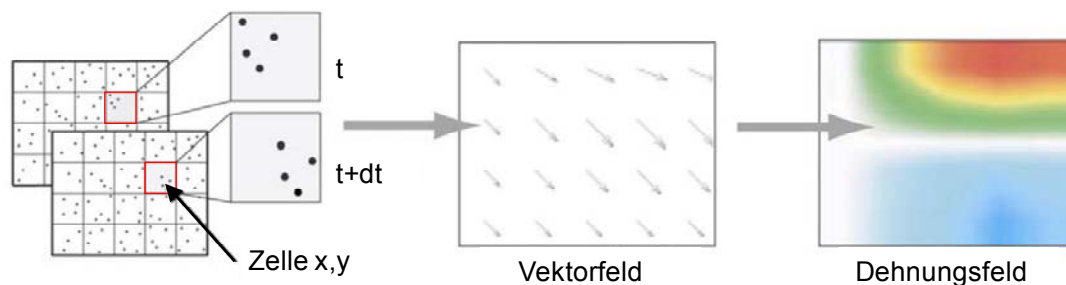
Das grundsätzliche Vorgehen zur Befestigung von DMS auf den Geogittern wurde bereits in Abschnitt 4.2.3 detailliert beschrieben. Aufgrund der bei der Durchführung und Auswertung der großen triaxialen Druckversuche gewonnenen Erfahrungen wurde bei den Untersuchungen im ebenen Verformungszustand durch Verwendung von bis zu 54 Dehnungsmessstreifen pro Versuch mit einer deutlich größeren Messdichte gearbeitet. Zur Vermeidung von Fehlinterpretationen

tationen durch Biegungseinflüsse aus den Zuggliedern wurden die DMS jeweils auf Ober- und Unterseite der Zugglieder angeordnet, so dass alle Positionen doppelt besetzt waren. Die später gezeigten Ergebnisse stellen stets Mittelwerte der beiden DMS an einer Position dar.

### 5.3.4.1 DIC-Methode zur Bestimmung von Probekörperverformungen

Durch die Konstruktion des Versuchsstandes mit einer transparenten Seitenfläche können die Verformungen der Probekörper in der Ansichtsfläche über den gesamten Querschnitt ermittelt werden. Das angewendete Verfahren zur optischen und somit berührungslosen Verformungsermittlung beruht laut Raffel et al. (2007) auf der in der Strömungsmechanik entwickelten Particle Image Velocimetry (PIV) Methode zur Ermittlung von Geschwindigkeitsfeldern. Klassische Anwendungsfelder sind beispielsweise Beobachtungen im Windkanal, wobei durch Verwendung von zwei Kameras auch räumliche Geschwindigkeitsfelder bestimmt werden können, vgl. Tropea et al. (2008).

Die hier angewandte Digital Image Correlation (DIC) Methode zur Auswertung der Bilder einer Kamera ist vom Verfahren her zunächst identisch mit der PIV-Methode, ohne jedoch zusätzlich zur Ermittlung der Teilchenverschiebung auch die zeitlichen Abstände zwischen den einzelnen Verformungszuständen zu berücksichtigen. Die ermittelten Verschiebungsfelder beruhen, wie in Bild 5.7 dargestellt, ausschließlich auf dem Vergleichen und Wiedererkennen von Mustern in Bildern, die von einer Kamera zu unterschiedlichen Verformungszuständen erstellt worden sind. Durch Betrachtung der Abstände und Verschiebungsunterschiede einzelner Bildpunkte können daraus schließlich auch die Dehnungen in einer definierten Richtungen ermittelt werden.



**Bild 5.7** Prinzipielle Funktionsweise der DIC-Methode: Ermittlung von Teilchenverschiebungen durch Mustererkennung bei unterschiedlichen Verformungszuständen und Ergebnisdarstellung als Vektorfeld und daraus abgeleitetem Dehnungsfeld nach DaVis (2003), modifiziert aus Schmatz (2006).

Zu den frühesten Anwendern im Bereich der Geotechnik zählen beispielsweise McGown et al. (1978), Palmeira (1987) und Tatsuoka et al. (1991). Bei diesen Untersuchungen wurden die Verschiebung einzelner Marker zwar schon mit einer Kamera erfasst, jedoch anfangs noch von Hand ausgewertet, bevor, wie in Raffel et al. (2007) beschrieben, Ende der 1980er Jahre die computergestützte Verformungsauswertung entwickelt wurde. Seitdem hat sich die Verwendung der PIV- bzw. DIC-Methode nicht nur international (Yoo (2001), Bathurst (2009) und Hu et al. (2010)), sondern auch in Deutschland als gängiges Verfahren durchgesetzt, wie die Arbeiten von Nübel (2002), Hauser (2005), Wolf (2005), Heitz (2006), Aydogmus et al. (2006), Schmatz (2006), Gutberlet (2008), Bachmann (2009) und Röchter (2011) zeigen.

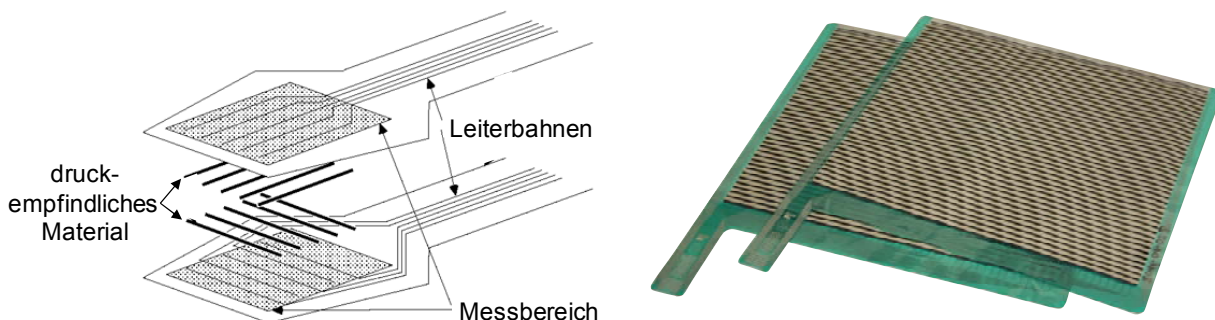


Zur Untersuchung des Verformungsverhaltens der unbewehrten und geogitterbewehrten Bodenkörper wurden während der durchgeführten Versuche mit einer computergesteuerten digitalen Spiegelreflexkamera Fotos der Probekörper durch die transparente Seitenwand des Versuchstandes gemacht. In den eigenen Voruntersuchungen hierzu hat sich von den verschiedenen Einstellungsmöglichkeiten der Kamera vor allem die Auflösung der Fotos als wesentliches Kriterium für die Qualität der anschließenden Auswertung herausgestellt. Zur Vermeidung von Randunschärfen und Abbildungsfehlern wurde außerdem ein Objektiv vom Gauß-Typ mit fester Brennweite verwendet.

Für die computergestützte Auswertung der während der Versuche erstellten Fotos mittels DIC-Methode wurde die Software *DaVis* der Firma *LaVision GmbH* verwendet. Bei den in den nachfolgenden Abschnitten betrachteten Ergebnissen handelt es sich um totale, horizontale und vertikale Partikelverschiebungen sowie Partikelrotationen. Letztgenannte ermittelt die Software aus der Richtungsänderung der Vektoren beziehungsweise der Relativverschiebung einzelner Bodenpartikel zueinander. Da Kornrotationen in rolligen Böden ein wesentliches Merkmal für die Entstehung von Scherfugen sind, kann hierdurch die Bewehrungswirkung der Geogitter sichtbar gemacht und das kinematische Verhalten abgeleitet werden.

#### 5.3.4.2 Hochauflösende Spannungsverteilung (Tekscan)

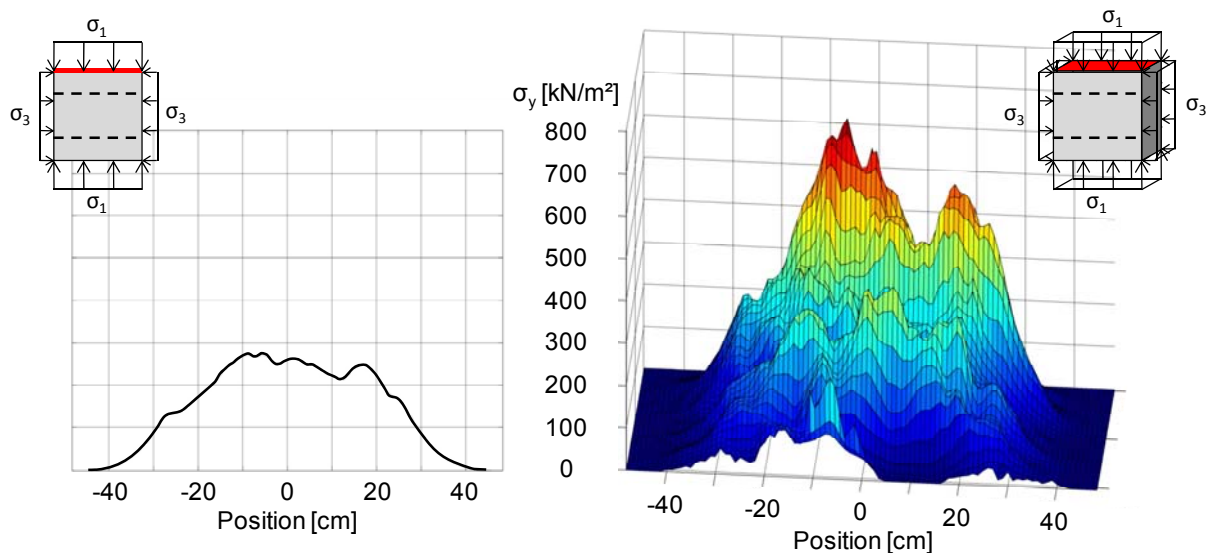
Die bei den Untersuchungen im ebenen Verformungszustand zusätzlich zu den gängigen Messverfahren eingesetzten Foliensensoren der Fa. *Tekscan* zur hochauflösenden Spannungsmessung bestehen aus zwei sehr dünnen Polyesterfolien, auf denen im Abstand von ca. 10 mm Leiterbahnen aufgebracht sind. Während die Leiterbahnen auf der Innenseite der einen Folie zeilenförmig angeordnet sind, sind die auf der Innenseite der anderen Folie spaltenförmig angeordnet (Bild 5.8). Nach CMV hoven (2011) wird dann vor dem Zusammenfügen auf die Innenseite einer der beiden Folien eine halbleitende spannungsempfindliche Trennschicht aufgebracht, deren elektrischer Widerstand unter Druck geringer wird. Bei einer laufenden Messung werden schließlich nacheinander die Widerstände an allen Kreuzungspunkten zwischen den Leiterbahnen der beiden Folien gemessen. Die Umrechnung in die entsprechenden Spannungsgrößen erfolgt durch die vorhergehende oder nachträgliche Kalibrierung.



**Bild 5.8** Prinzipieller Aufbau der verwendeten Foliensensoren nach CMV hoven (2011) und Foto der in den Untersuchungen verwendeten Foliensensoren.

Besondere Aufmerksamkeit ist bei der Interpretation der quantitativen Ergebnisse im Hinblick auf Messungen unter Langzeitbelastung geboten. Die Spannungsempfindlichkeit der Trennschicht weist nicht nur ein elastisches, sondern auch ein viskoses Verhalten auf. Dieses äußert sich nach Tekscan (2001) in einer Drift der gemessenen Spannungen über die Zeit, die nach Hansen (2008) je Zehnerpotenz im logarithmischen Maßstab etwa 4 % beträgt. Des Weiteren ist die Kalibrierung der Folien im Hinblick auf die Materialien, zwischen denen die Spannungsverteilung ermittelt werden soll, unter vergleichbaren Randbedingungen wie im anschließenden Versuch durchzuführen, da nach Hoffmann & Decker (2005) durch die nicht messenden Bereiche zwischen den Leiterbahnen Ungenauigkeiten entstehen können.

Wenngleich die Größe der mit den Foliensensoren vor allem unter Langzeitbelastung ermittelten Spannungen kritisch zu hinterfragen ist und maßgeblich von der Qualität der Kalibrierung abhängt, liefert die qualitative Spannungsverteilung, wie in Bild 5.9 beispielhaft dargestellt, hervorragende Ergebnisse. Weitere Angaben zu dem Messsystem werden beispielsweise bei Zimmermann (2003) und Weidlich (2008) gegeben.



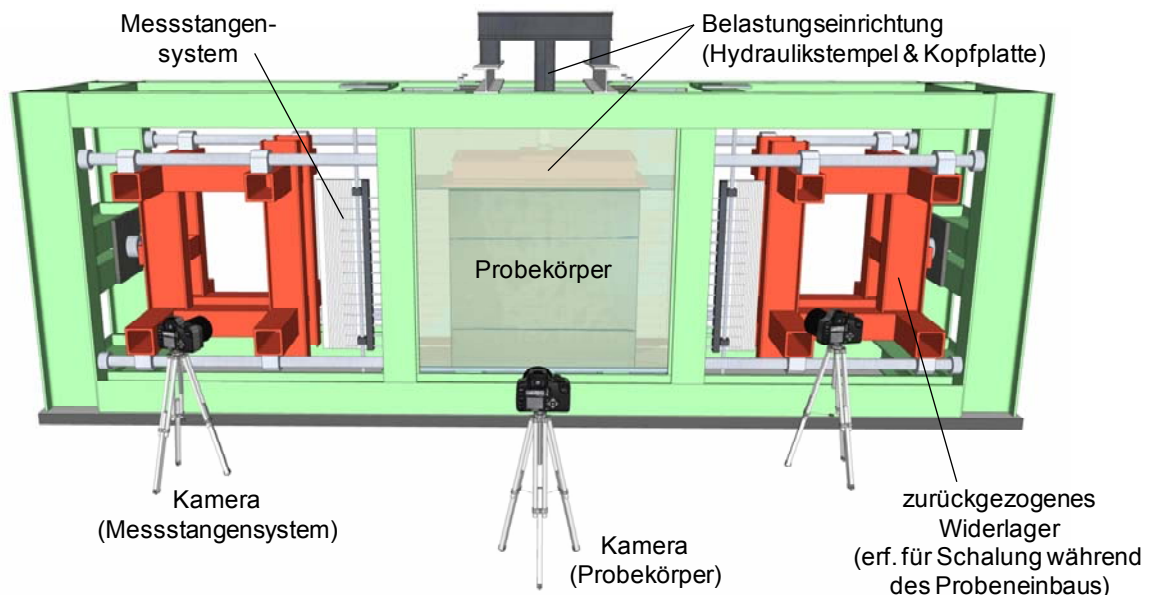
**Bild 5.9** Mit Foliensensoren ermittelte Spannungsverteilung zwischen Probekörper und starrer Kopfplatte während des Abschervorgangs, dargestellt als Mittelwert über die Probentiefe (2D-Diagramm) sowie als flächige Spannungsverteilung (3D-Auftragung).

## 5.4 Biaxiale Druckversuche

Das Ziel der durchgeführten biaxialen Druckversuche stellt wie zuvor beschrieben die grundlegende Ermittlung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des geogitterbewehrten Bodens dar. Im Gegensatz zu vielen bisherigen Untersuchungen ermöglichen die großen Abmessungen des hier verwendeten Versuchsstands auch die Untersuchung von Boden mit grobmaschigen Bewehrungen wie Geogittern. Zusätzlich zu den bereits beschriebenen Messmethoden und Konstruktionsdetails werden nachfolgend zunächst das genaue Vorgehen und die Randbedingungen für die Durchführung der biaxialen Druckversuche beschrieben. Anschließend werden die erhaltenen Ergebnisse in Form von Spannungs- und Volumendehnungskurven, Geogitterdehnungen und Probekörperverformungen dargestellt. Abschließend werden die Spannungspfade für die Belastung des bewehrten Bodens unter Berücksichtigung der ermittelten zusätzlichen Stützwirkung durch die Bewehrung gezeigt.

### 5.4.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Die biaxialen Druckversuche wurden an Probekörpern mit einer Querschnittsfläche (H x B) von 800 mm x 820 mm durchgeführt. Die gegenüber der Höhe geringfügig größere Breite der Probekörper wurde aufgrund der Abmessungen der in den Untersuchungen verwendeten Geogitter gewählt und ermöglicht, dass stets ein Querzugglied den Abschluss der Gitterproben bildet. Bodenplatte und starre Kopfplatte wurden, wie in Abschnitt 5.3.2 beschrieben, mit Silikonfett geschmiert, so dass in den Kontaktflächen zum Probekörper annähernd Reibungsfreiheit herrschte. Eine Skizze des Versuchsstands mit eingebautem Probekörper ist in Bild 5.10 für den Versuchsbeginn dargestellt.

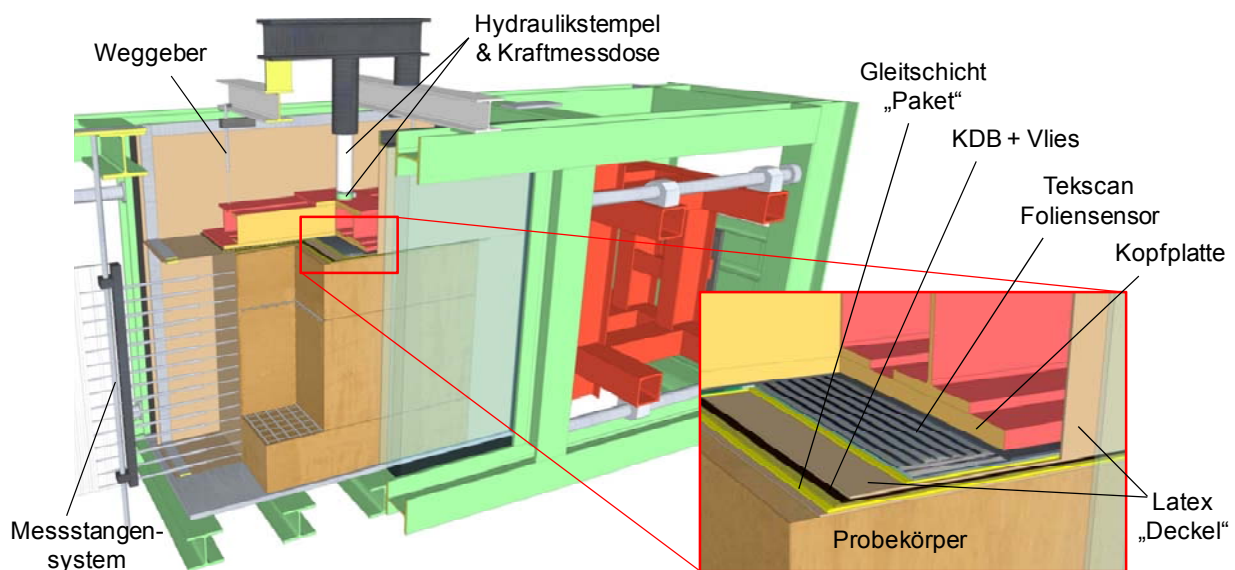


**Bild 5.10** Skizze des Versuchsstands zur Durchführung der biaxialen Druckversuche.



Als Boden wurde der in Abschnitt 3.1 beschriebene enggestufte Mittelsand verwendet und hierzu mit  $101\% \pm 0,5\%$  Proctordichte ( $0,87 < I_D < 0,91$ ) eingerieselt. Die Eigenschaften der in den Untersuchungen verwendeten gelegten Geogitter sind in Abschnitt 3.2 beschrieben. Alle Versuche wurden als CD-Versuche mit dem trockenen beziehungsweise luftfeuchten Sand durchgeführt. Die Probekörper wurden bei konstantem Zelldruck über eine starre Kopfplatte mit einer Stauchungsrate von  $\dot{\epsilon}_1 = 1 \text{ mm/min}$  ( $\dot{\epsilon}_1 \approx 0,125\%/\text{min}$ ) weggesteuert abgeschert.

Während der biaxialen Druckversuche wurden Kopfplattenverschiebung und ebenenparallele laterale Probekörperverformungen der Stirnflächen („3-Richtung“ gemäß Bild 2.16) gemessen. Zusätzlich zu den Verschiebungen an den Probenrändern wurde mittels der in Abschnitt 5.3.4.1 beschriebenen DIC-Methode das kinematische Verhalten ermittelt. Durch Instrumentierung der Geogitter mit DMS wurden zudem die Bewehrungsdehnungen ermittelt, so dass Rückschlüsse bezüglich deren Aktivierungsgrade gezogen werden konnten. Im Hinblick auf die in den Versuchen auftretenden Spannungen wurden der jeweilige Zelldruck ( $\sigma_3$ ), der Stempeldruck als Resultierende von  $\sigma_1$  und mittels der in Abschnitt 5.3.4.2 vorgestellten Foliensensoren auch die Spannungsverteilung unter der Kopfplatte ermittelt. Eine Übersicht über die Anordnung und Ausbildung der Messsysteme zeigt die Darstellung des freigeschnittenen Versuchsstands mit zweifach geogitterbewehrtem Probekörper in Bild 5.11.

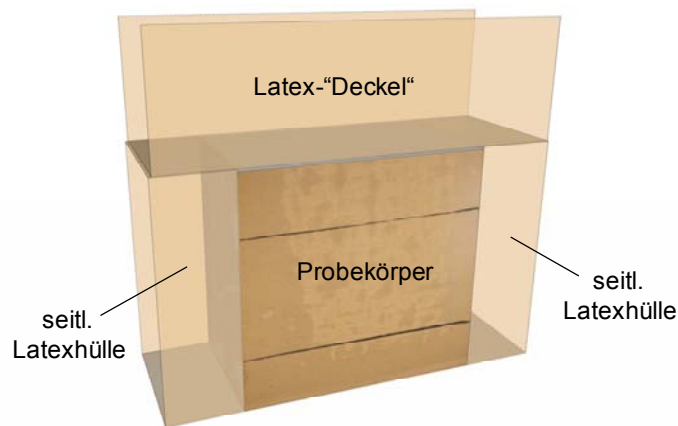


**Bild 5.11** Skizze des freigeschnittenen Versuchsstands mit geogitterbewehrtem Probekörper und Detaildarstellung der Kontaktfläche Kopfplatte - Probekörper.

Die Scherfestigkeit des unbewehrten Bodens wurde bei Zelldrücken zwischen  $2,5 \text{ kN/m}^2$  und  $20 \text{ kN/m}^2$  ermittelt. Alle geogitterbewehrten Probekörper wurden bei einem Zelldruck von  $2,5 \text{ kN/m}^2$  abgeschert. Die Gründe für dieses niedrige Spannungsniveau liegen einerseits bei dem hohen relativen Wirkungsgrad von Geogittern im niedrigen Spannungsniveau (Abschnitt 2.3.4), wodurch die Einflüsse einzelner Parameter bestmöglich untersucht werden können. Zum anderen wurden bereits bei Verwendung von zwei vergleichsweise schwachen Bewehrungslagen Bruchspannungen von über  $260 \text{ kN/m}^2$  (etwa  $100 \text{ kN}$  Stempelkraft) erreicht, wodurch sich in konstruktiver Hinsicht bereits beachtliche Belastungen für die Seitenfläche aus Glas ergeben.

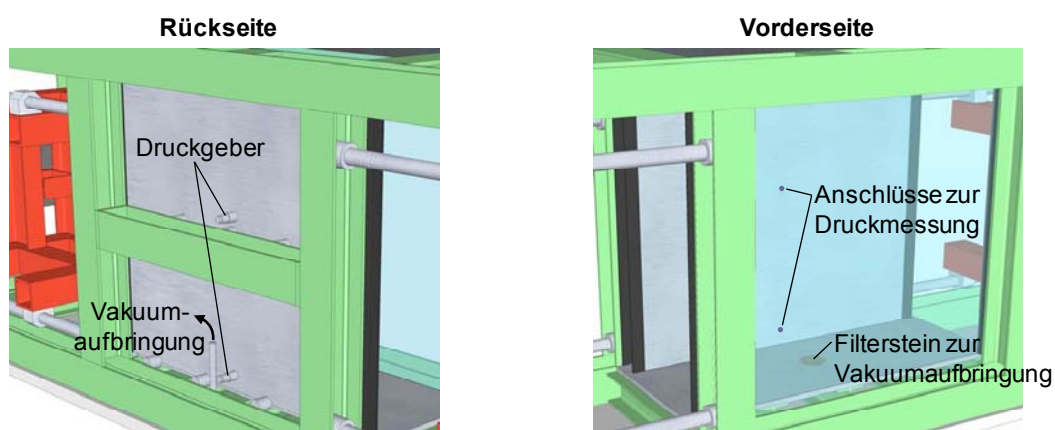
### 5.4.1.1 Stützdruckaufbringung und -kontrolle

Der für die durchgeführten Versuche erforderliche Stützdruck wurde mittels Vakuum über einen mittig in der Bodenplatte befindlichen Filterstein erzeugt. Die Seitenflächen des Versuchsstands ( $\sigma_2$ -Richtung) wurden hierzu zur Bodenplatte hin luftdicht verklebt. Um die verbleibenden Seiten abzudichten ohne hierdurch die Verformung der Probekörper während der Versuche zu behindern, wurden die drei in Bild 5.12 dargestellten dünnen Latexhüllen verwendet. Diese Latexmembranen wurden mit flachen Stahlprofilen gegen einen außerhalb der Seitenflächen umlaufenden Stahlrahmen verschraubt (siehe hierzu auch Bild 5.11 und Bild 5.14).



**Bild 5.12** Freigeschnittene Latexhüllen für die Stützdruckaufbringung über Vakuum.

Zur Ermittlung des tatsächlich vorherrschenden Stützdrucks wurde der Unterdruck im Bereich des Probekörpers auf den Höhen 10 cm und 60 cm erfasst. Die hierzu erforderlichen Druckgeber wurden, wie in Bild 5.13 dargestellt, in die Stahl-Seitenwand geschraubt. Der Kontakt der Druckgeber zum Probekörper wurde über bereits werkseitig hergestellte kleine Bohrungen an den beiden entsprechenden Stellen in der Opfer-Glasscheibe hergestellt.

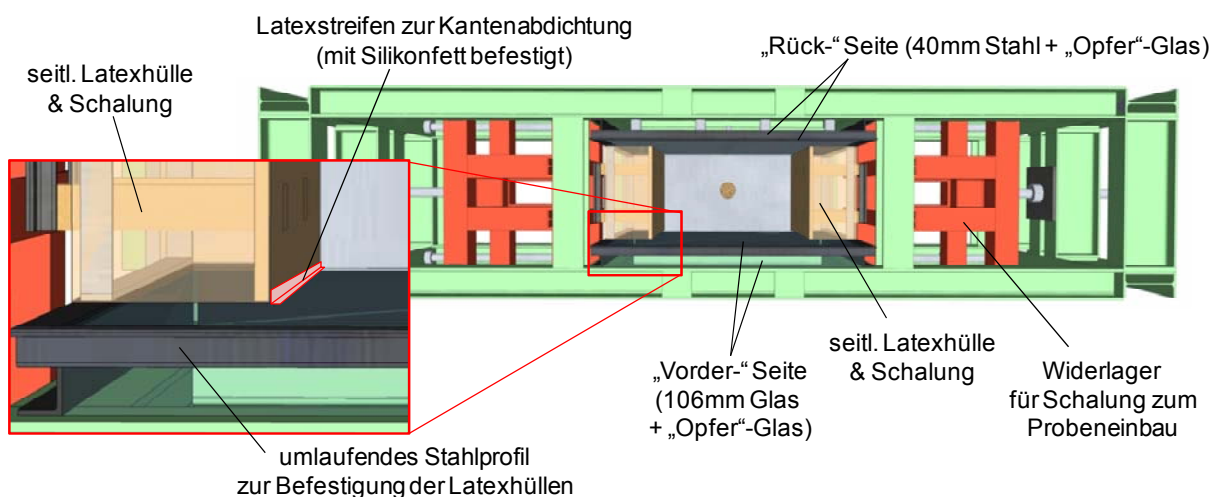


**Bild 5.13** Anordnung der Druckgeber zur Ermittlung des Zelldrucks.

Da sich der effektive Stützdruck aus der Differenz der Drücke inner- und außerhalb des Probekörpers ergibt, wurde über einen außerhalb des Versuchsstands befindlichen Druckgeber zusätzlich der atmosphärische Druck erfasst. Durch die Betrachtung der Druckdifferenz wurde

gewährleistet, dass der Stützdruck des Probekörpers trotz witterungsbedingter Schwankungen des Umgebungsdrucks über die gesamte Versuchsdauer konstant gehalten werden konnte

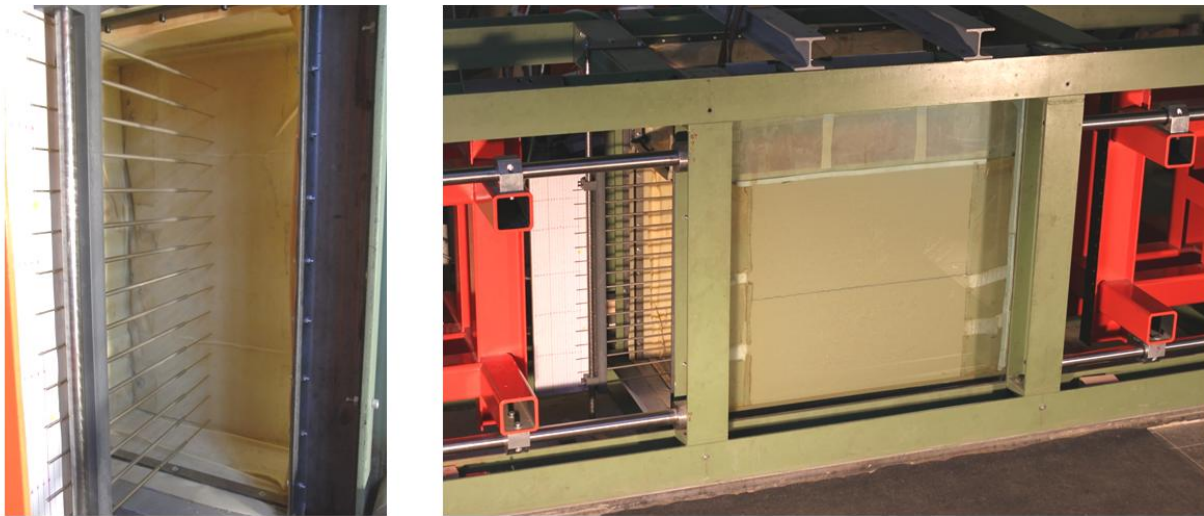
Im Hinblick auf die Bodeneinbau während des Probeneinbaus, also vor Abdichtung des Probekörpers und Aufbringung des Vakuums, sind in der in Bild 5.14 dargestellten Draufsicht des Versuchsstandes die für den Bodeneinbau erforderlichen seitlichen Schalungen zu erkennen. Diese werden an den rot dargestellten verschieblichen Widerlagern befestigt und von außen gegen die seitlichen Latexhüllen gefahren. Durch die Verwendung dieser massiven Widerlagerelemente mit stufenloser Verschiebbarkeit wird nicht nur die exakte Positionierung der Schalungen ermöglicht, sondern gleichzeitig die Verformungen des Probekörpers vor Versuchsbeginn verhindert. Um außerdem zu verhindern, dass der trockene Sand in die Fugen zwischen den seitlichen Latexhüllen und den starren Seitenflächen des Versuchsstands ausrieselt, wurden entlang dieser Kanten schmale Latexstreifen mit Silikonfett befestigt.



**Bild 5.14** Draufsicht auf den zum Bodeneinbau vorbereiteten Versuchsstand mit seitlichen Latexhüllen und Schalungselementen.

#### 5.4.1.2 Ermittlung der lateralen Probekörperverformungen

Zur Ermittlung der lateralen Probekörperverformungen wurde ein Messstangensystem entwickelt, das aufgrund seiner einfachen Konstruktionsweise wenig fehleranfällig ist und zuverlässige Ergebnisse liefert. Das System besteht aus horizontal verschieblich gelagerten Messstangen ( $\varnothing = 3 \text{ mm}$ ), die in speziellen Aluminiumröhrchen mit Kunststoffauskleidung zur Reibungsminimierung liegen (Bild 5.15). Durch die seitliche Ausdehnung (Volumenvergrößerung) der Probekörper während des Abschervorgangs werden die Messstangen nach außen gedrückt. Die jeweiligen Verformungen werden dabei auf beiden Seiten des Probekörpers mit Digitalkameras erfasst und im Nachgang ausgewertet.



**Bild 5.15** Messstangensystem zur Erfassung der lateralen Probekörperverformungen.

Kontrollmessungen zur Verifizierung der Eignung der Messmethode und der Konstruktionsweise der Seitenflächen des Versuchsstandes haben weiterhin gezeigt, dass die an der transparenten Seitenfläche ermittelten Verformungen dem über Messstangen ermittelten Verhalten im „Inneren“ der Probekörper entsprechen.

#### 5.4.1.3 Probekörpereinbau und Versuchsvorbereitung

Die folgende Auflistung beschreibt zusammenfassend und in chronologischer Reihenfolge die einzelnen Schritte, die zum Probekörpereinbau und zur Einrichtung der Messsysteme für einen biaxialen Druckversuch erforderlich sind:

- Säubern der Opferglasscheiben mit Spülmittel
- Aufbringen einer Gleitschicht aus Silikonfett und Latex auf der Bodenplatte (Aussparung im Bereich des Filtersteins für die Vakuumaufbringung)
- Einrichten der Latexhüllen für die Stirnflächen ( $\sigma_3$ -Flächen) und Einbau der Schalung zur temporären Stützung dieser Flächen während des Probekörpereinbaus
- Abdichten der Ecken zwischen Stirnflächen und Seitenflächen ( $\sigma_2$ -Flächen) gegen Sandausrieseln mit Silikonfett beschichteten schmalen Latexstreifen
- bei geogitterbewehrten Versuchen für jedes Geogitter:
  - Einrieseln des Sandes bis auf Höhe der Bewehrungslage
  - Einbau einer Geogitterlage auf ebener Oberfläche und Anschluss der DMS
  - Sand einrieseln und Tarieren der DMS bei 10 cm Überdeckung des Geogitters
- anschließend Einrieseln des Sandes bis auf maximale Höhe (800 mm)
- Auflegen des Gleitschichtpakets (Aufbau von unten nach oben: Latexmembran, Silikonfett, Kunststoffolie)
- Für den sauberen Abschluss unter der Kopfplatte: Auflegen eines sehr dünnen Vliesstoffs und eines passgenauen 2,5 mm dicken Stückes einer Kunststoffdichtungsbahn (KDB)

- Abdichten des Probekörpers durch Einbau der „Deckel“-Latexhülle
- Tarieren der Druckgeber und Aufbringen des Zelldrucks über Vakuum
- Entfernen der temporären Schalung der Stirnflächen
- ggfs. Einrichten der Foliensensoren zur Ermittlung der genauen Spannungsverteilung unter der Kopfplatte
- Aufsetzen der starren Kopfplatte, Kraftmessdose und Belastungseinrichtung
- Anbringen von induktiven Wegaufnehmern zur Ermittlung der Kopfplattenverschiebung
- Anbringen der Messstangensysteme und Einrichten der zugehörigen Digitalkameras zur Erfassung der lateralen Probekörperverformungen
- Einrichten der hochwertigen Kamera zur Erfassung der Probekörperverformungen für die spätere DIC-Auswertung
- Versuchsdurchführung (Abscheren des Probekörpers mit konstanter Stauchungsrate)

#### 5.4.1.4 Versuchsaufwand

In diesem Abschnitt wird der zeitliche Aufwand zur Versuchsdurchführung und -auswertung der biaxialen Druckversuche betrachtet. Der Aufwand für die Arbeiten im Labor setzt sich aus den Zeiten für die Probenvorbereitung (Probenzuschnitt und Instrumentierung mit DMS), den Einbau von Boden und Geogittern, die Versuchsdurchführung nach dem in Abschnitt 5.4.1.3 beschriebenen Verfahren, den Probenausbau sowie den regelmäßig nach mehreren Versuchen durchzuführenden Wartungsarbeiten (z.B. Austausch von Latexhüllen und Opferglasscheiben) zusammen. Mit einem eingespielten Team von zwei bis drei Mitarbeitern ist hierfür insgesamt etwa eine Woche je Versuch zu veranschlagen.

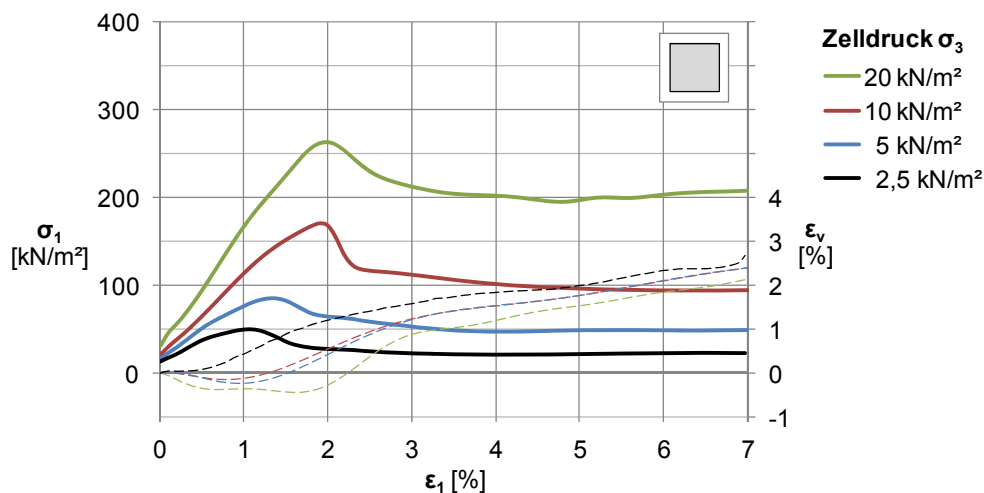
Im Nachgang zu den Versuchen folgen die Auswertungen von Spannungs- und Verformungsmessungen. Hierbei sind besonders die Ermittlung der hochauflösenden Spannungsverteilung mittels Foliensensoren sowie die Verformungsermittlung mittels DIC-Methode zu nennen. Der Zeitaufwand dieser Auswertungen beträgt für einen Versuch im Mittel ca. 2 Tage.

Im Rahmen der Entwicklung des in dieser Arbeit vorgestellten Versuchsstands wurden unter anderem zahlreiche Versuche durchgeführt, von denen die Ergebnisse hier nicht vorgestellt werden. Besonders mit den ersten Versuchen wurden Schwachstellen im Versuchsaufbau identifiziert, die sich erst bei der Versuchsdurchführung gezeigt haben. Hier kann beispielsweise die Biegesteifigkeit der beiden Seitenflächen aus Stahl und Glas genannt werden: Sie waren letztendlich deutlich größeren Belastungen ausgesetzt, als es im Vorfeld abgeschätzt wurde und mussten daher stabiler ausgeführt werden. Ein weiteres elementares Thema stellten im Hinblick auf die Stützdruckaufbringung mittels Vakuum die Probekörperabdichtung und die Druckermessung dar. Mit insgesamt 40 durchgeführten großen biaxialen Druckversuchen beträgt das Verhältnis zwischen verworfenen und berücksichtigten Versuchen etwa 1:1.



### 5.4.2 Ergebnisse der Untersuchung unbewehrter Probekörper

In diesem Abschnitt werden zunächst die Ergebnisse der durchgeführten biaxialen Druckversuche mit unbewehrten Probekörpern betrachtet. In Bild 5.16 sind die ermittelten Spannungs-Dehnungskurven sowie die Volumendehnungskurven der Untersuchungen am unbewehrten, dicht gelagerten Sand dargestellt. Bei allen angegebenen Werten handelt es sich um globale Größen, also äußerlich gemessene Mittelwerte über den gesamten Probekörper.

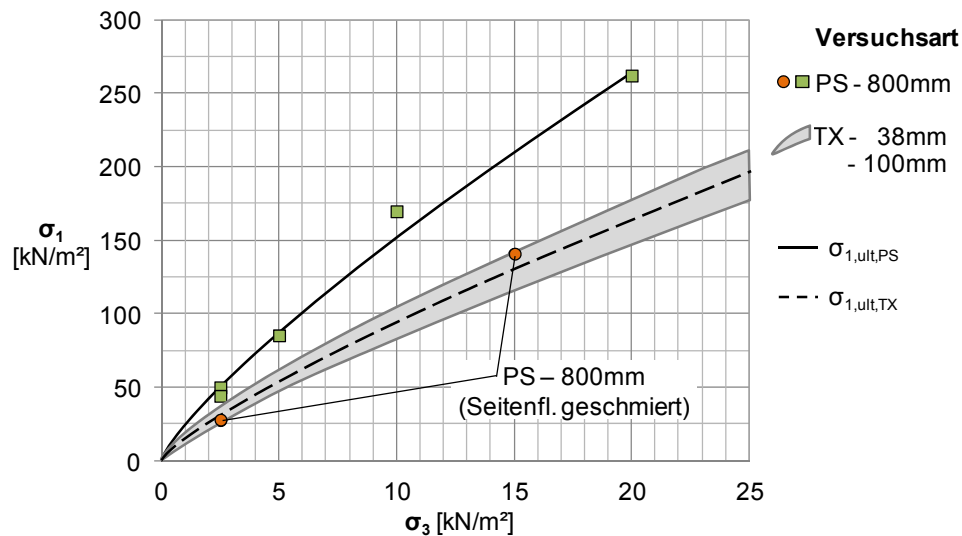


**Bild 5.16** Spannungs- und Volumendehnungskurven von biaxialen Druckversuchen mit unbewehrten Probekörpern.

Die Spannungs-Dehnungskurven zeigen aufgrund der sehr dichten Lagerung und des niedrigen Spannungsniveaus einen ausgeprägten Peak, bevor nur noch die Restscherfestigkeit zur Verfügung steht. Die ermittelten Bruchfestigkeiten sind näherungsweise proportional zum aufgetragenen Stützdruck. Daneben ist zu beobachten, dass die hierzu erforderlichen Verformungen mit zunehmendem Stützdruck ebenfalls ansteigen. In Übereinstimmung hiermit zeigen die ermittelten Volumendehnungskurven mit zunehmendem Stützdruck zunächst ein stärkeres kontraktantes Verhalten, bevor bei größeren Verformungszuständen auch hier die Auflockerung eintritt. Peakfestigkeit und maximale Volumenzunahme (Dilatanz) treten jeweils nahezu zeitgleich auf.

Die Auftragung der Bruchspannungen im Hauptspannungsdiagramm in Bild 5.17 zeigt für den unbewehrten Sand, dass mit den großen biaxialen Druckversuchen (rechteckige, grüne Datenpunkte) für das untersuchte Spannungsniveau deutlich höhere Festigkeiten als mit den triaxialen Druckversuchen erreicht werden. Die zugehörige Grenzbedingung kann anhand der Versuchsergebnisse für das untersuchte Spannungsniveau bis  $\sigma_3 = 20 \text{ kN/m}^2$  analog zum Vorgehen in Abschnitt 3.1 durch die im Diagramm angegebene Potenzfunktion für  $\sigma_{1,PS}$  angenähert werden. Diese ergibt sich mit  $k_\phi = 0,8$  und der Bruchspannung  $\sigma_1^{ref} = 24 \text{ kN/m}^2$  für  $\sigma_3^{ref} = 1,0$  als Referenzdruck zu

$$\sigma_{1,ult,PS} = 24 \text{ kN/m}^2 \cdot \left( \frac{\sigma_3}{1 \text{ kN/m}^2} \right)^{0,8} \quad (5.1)$$



**Bild 5.17** Scherfestigkeit des unbewehrten Sandes im Hauptspannungsdiagramm.

Für die Reibungswinkel aus biaxialen und triaxialen Druckversuchen ergibt sich beispielsweise bei einem Spannungsniveau von  $\sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  ein Unterschied von  $\Delta\varphi_0 \approx 6^\circ$ , der mit zunehmendem Stützdruck entsprechend den Ausgleichskurven weiter zunimmt und bei einem Spannungsniveau von  $\sigma_3 = 20 \text{ kN/m}^2$  etwa  $\Delta\varphi_0 \approx 8^\circ$  beträgt. Unter Beachtung der in Abschnitt 2.3.1.3 beschriebenen Beobachtungen, die für einen dicht gelagerten, enggestuften Mittelsand im ebenen Verformungszustand eine Erhöhung des Reibungswinkels von maximal  $8^\circ$  gegenüber dem räumlichen Verformungszustand ergeben, ist die Gültigkeit der ermittelten Potenzfunktion für  $\sigma_{1,PS}$  für  $\sigma_3 > 20 \text{ kN/m}^2$  in Frage zu stellen beziehungsweise sehr unwahrscheinlich. Sie gilt somit nur näherungsweise für das untersuchte Spannungsniveau ( $\sigma_3 \leq 20 \text{ kN/m}^2$ ) sowie für die dabei vorherrschenden Randbedingungen. Hierzu zählen die großen Probekörperabmessungen sowie die Reibung an den Seitenflächen.

Da bei den bisher größtenteils durchgeführten Versuchen ohne Schmierung der Seitenflächen von einem stützenden Einfluss aus der Rauheit der Glasoberfläche und somit von einer Beeinflussung der Versuchsergebnisse auszugehen ist, wurden zusätzliche Versuche mit geschmierten Seitenflächen durchgeführt. Die in Bild 5.17 dargestellten Bruchspannungen dieser zusätzlichen Untersuchungen (runde, orange Datenpunkte) bestätigen die stützende Wirkung von nicht geschmierten Seitenflächen.

Weiterhin deuten die Ergebnisse auf einen Einfluss des Bodeneigengewichts hin, da biaxiale Druckversuche gemäß den in Abschnitt 2.3.1.3 beschriebenen Punkten vor allem im niedrigen Spannungsniveau deutlich höhere Festigkeiten als triaxiale Druckversuche liefern müssten.

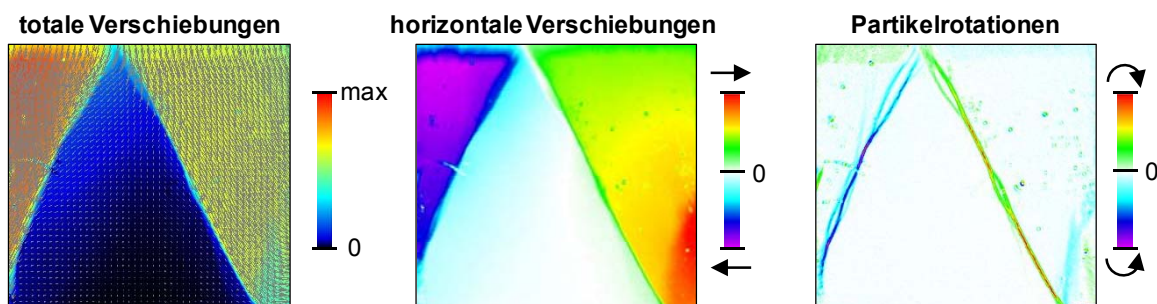
Der Einfluss des Bodeneigengewichts auf die Ergebnisse der durchgeführten biaxialen Druckversuche nimmt mit abnehmendem Stützdruck natürlich zu und ist somit bei den kleinsten untersuchten Stützdrücken von  $\sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  am größten. Zur Berücksichtigung des Bodeneigengewichts der hier untersuchten großen Probekörper werden die Spannungen in Probekörpermitte betrachtet, womit sich die zusätzliche Belastung aus Bodeneigengewicht  $\sigma_{1,G}$  nach Gleichung 5.2 ergibt:

$$\sigma_{1,G} = \gamma_{Boden} \cdot \frac{1}{2} H \cdot (1 - \varepsilon_1) = 17,1 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,4 \text{ m} \cdot (1 - \varepsilon_1) = 6,84 \text{ kN/m}^2 \cdot (1 - \varepsilon_1). \quad (5.2)$$

Da dieser Randwert bei unbewehrten wie bewehrten Versuchen gleichermaßen vorliegt, können die Versuche miteinander verglichen und die Einflüsse gezielt variiertes Parameter untersucht und bewertet werden. Die Aussagekraft der Versuchsergebnisse wird dabei durch die hervorragende Reproduzierbarkeit unterstützt.

### Kinematisches Verhalten

In Bild 5.18 sind die Ergebnisse der Auswertung des kinematischen Verhaltens mittels DIC-Methode dargestellt. Soweit nicht anders beschrieben, wird zur Verdeutlichung des globalen Verhaltens grundsätzlich der Zustand am Versuchsende ( $\varepsilon_1 = 10\%$ ) betrachtet.



**Bild 5.18** Partikelverschiebungen und -rotationen im unbewehrten Probekörper.

Die hier dargestellten totalen und horizontalen Partikelverschiebungen zeigen, dass ein Großteil des unbewehrten Probekörpers sich nicht beziehungsweise nur minimal bewegt hat, während der übrige Boden infolge der aufgezwungenen Kopfplattenverschiebung verdrängt wurde. Das Abgleiten von Probekörperteilen im Sinne eines „Blockgleitens“ zu beiden Seiten hin wird durch die dargestellten Kornrotationen belegt. Entsprechend den Relativverschiebungen sind die klar definierten Scherfugen blau-violett beziehungsweise grün bis rot eingefärbt.

In allen untersuchten unbewehrten Probekörpern haben sich in ähnlicher Weise Gleitfugen zwischen Kopf- und Bodenplatte entwickelt. Des Weiteren entstanden entsprechend der kinematischen Verträglichkeit, ausgehend von den Schnittpunkten dieser Gleitfugen mit der Kopf- oder Bodenplatte, weitere Gleitfugen, wie hier im unteren rechten Probekörperbereich. Dieser Teil des Probekörpers gleitet auf der geschmierten Bodenplatte horizontal nach außen und bestätigt dadurch die erfolgreiche Reibungsreduzierung an Kopf- und Bodenplatte.

#### 5.4.3 Ergebnisse der Untersuchung geogitterbewehrter Probekörper

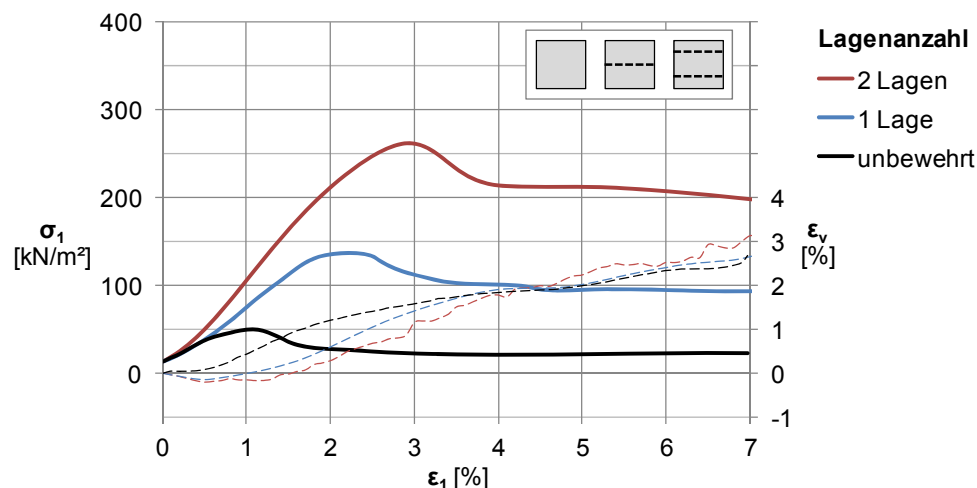
Die durchgeführten Untersuchungen von geogitterbewehrten Probekörpern können in drei wesentliche Versuchsreihen gegliedert werden. Aufgrund der Erfahrungen bei den triaxialen Druckversuchen wurden zunächst die Anzahl der Bewehrungslagen schrittweise erhöht sowie der Abstand zwischen den beiden Lagen zweifach geogitterbewehrter Probekörper systematisch variiert. Hierdurch wurde eine geeignete Bewehrungsanordnung ermittelt, die verhindert, dass



die bewehrten Probekörper entlang einer oder mehrerer gegenüber unbewehrten Probekörpern flacher geneigten Gleitflächen abscheren und dabei die mit größerem Widerstand verbundene Aktivierung der Geogitter ganz oder teilweise umgehen. Basierend auf diesen Ergebnissen wurde anschließend in einer weiteren Versuchsreihe der Einfluss der Dehnsteifigkeit der Geogitter auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens untersucht.

### 5.4.3.1 Ermittlung eines geeigneten Bewehrungsgrads

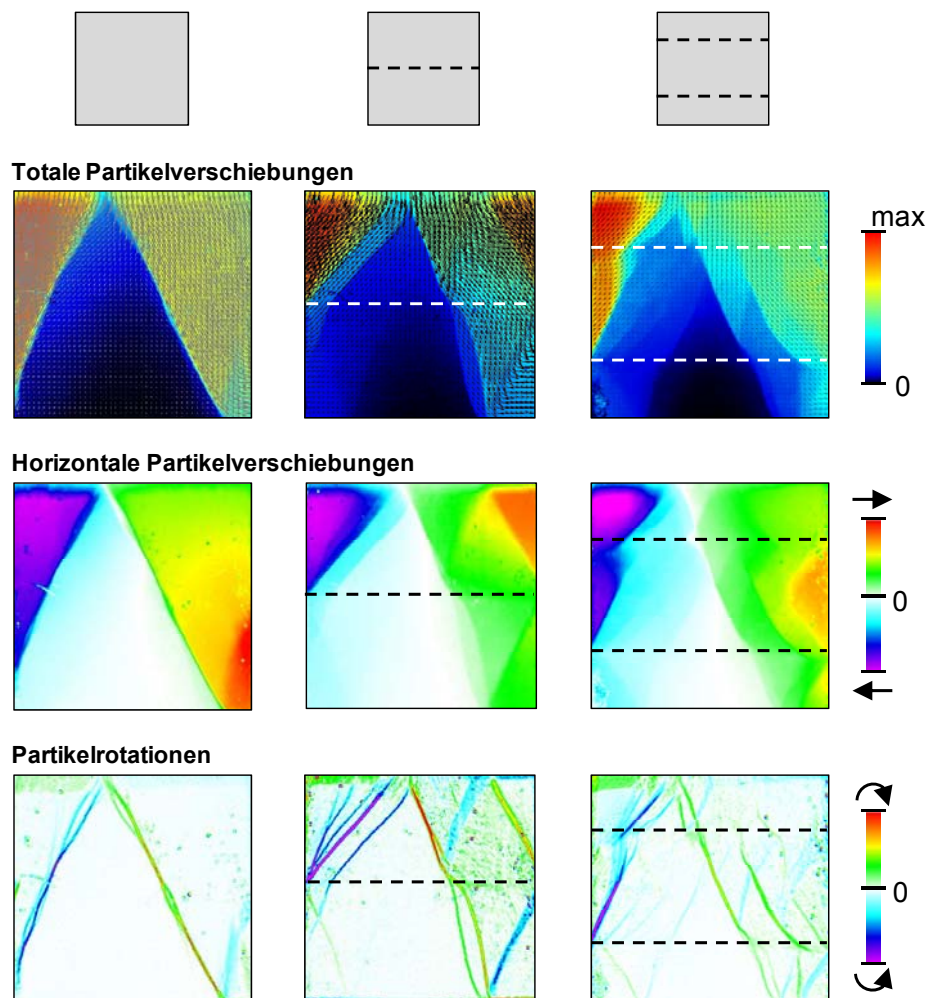
Die Kriterien zur Bewertung der Eignung einer Bewehrungsanordnung für die vorgesehenen Untersuchungen sind zum einen das Spannungs-Dehnungsverhalten mit den erreichten Bruchfestigkeiten und zum anderen das kinematische Verhalten innerhalb der untersuchten Probekörper. Die in Bild 5.19 dargestellten Spannungs-Dehnungskurven von einer unbewehrten sowie jeweils einer ein- und zweifach mit dem Geogitter GL-700 bewehrten Probe zeigen deutlich die Erhöhung der Tragfähigkeit durch die eingelegten Bewehrungslagen, ähnlich zu den Beobachtungen bei den triaxialen Druckversuchen.



**Bild 5.19** Spannungs- und Volumendehnungskurven von unbewehrtem, ein- und zweifach geogitterbewehrtem Probekörper im biaxialen Druckversuch.

Weiterhin zeigen die Ergebnisse für die geogitterbewehrten Probekörper nicht nur ein duktileres Verformungsverhalten, sondern nach anfänglich gleichen Steifigkeiten der hier betrachteten Versuche, in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Peng et al. (2000), sogar ein deutliches Anwachsen der Steifigkeiten. Hervorgerufen wird dies während der Probekörperstauchung und der zugehörigen lateralen Probekörperdehnung durch die zunehmende Aktivierung der beim Einbau schlaff eingelegten Geogitter, wie später noch anhand der gemessenen Bewehrungsdehnungen gezeigt wird. Die Volumendehnungskurven zeigen weiterhin, dass die seitliche Probenstützung durch die Geogitter zunächst zu einer Verzögerung der Probenauflockerung führt, bevor die maximalen Dilatanzraten schließlich wieder näherungsweise mit der jeweiligen Bruchfestigkeit zusammenfallen.

In Bild 5.20 sind die qualitativen Verteilungen von totalen und horizontalen Partikelverschiebungen sowie darunter die jeweiligen Scherfugenverteilungen (Kornrotationen) dargestellt.



**Bild 5.20** Partikelverschiebungen und -rotationen im unbewehrten, 1- und 2-fach geogitterbewehrten Probekörper.

Neben den bereits bekannten Ergebnissen für den unbewehrten Boden hat die kinematische Auswertung für den einfach bewehrten Probekörper gezeigt, dass im Bereich der Bewehrungslage zunächst keine horizontalen Partikelverschiebungen aufgetreten sind, sondern voneinander unabhängig zunächst nur im unbewehrten Boden über und unterhalb der Bewehrungslage. Die in Bild 5.20 (mittlere Spalte) erkennbare Scherfuge in Probekörpermitte hat sich im Wesentlichen erst nach großen Verformungen ( $\epsilon_1 > 5\%$ ) durch die aufgezwungene axiale Stauchung entwickelt, was zu diesem Zeitpunkt jedoch keinen Einfluss mehr auf die erreichte Bruchfestigkeit hatte.

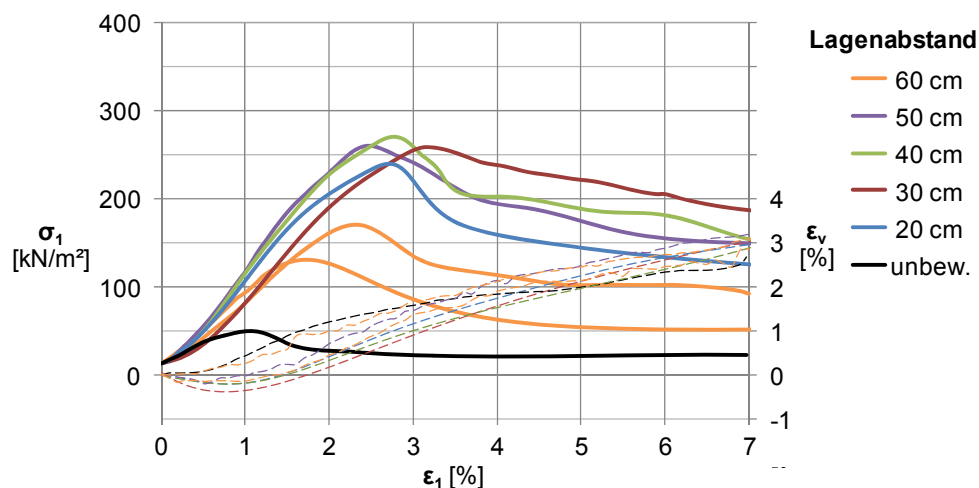
Im zweifach bewehrten Probekörper traten Partikelverschiebungen und Scherfugen zunächst ebenfalls überwiegend im unbewehrten Teil des Probekörpers auf, ähnlich wie bei der einfach bewehrten Probe. Aufgrund des höheren Bewehrungsgrads entstanden die in Bild 5.20 (rechte Spalte) erkennbaren und durch die Bewehrung verlaufenden Scherfugen hier jedoch bereits kurz nach Versuchsbeginn.

Die Scherfugen im zweifach bewehrten Probekörper zeigen eine relativ gleichmäßige Verteilung innerhalb des untersuchten Boden-„Elements“. Eine weitere Vergleichmäßigung bei Verwen-

dung von drei oder mehr Bewehrungslagen wäre sicherlich möglich, jedoch würden dabei einerseits die erforderliche vertikale Belastung konstruktiv kritische Größen erreichen und andererseits der Bewehrungsgrad vergleichsweise hoch gegenüber in situ Verhältnissen werden. Die folgende gezielte Untersuchung der Einflüsse bestimmter Eigenschaften des geogitterbewehrten Bodens auf das Spannungs-Dehnungsverhalten bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit wurde somit an Probekörpern mit zwei Geogitterlagen durchgeführt.

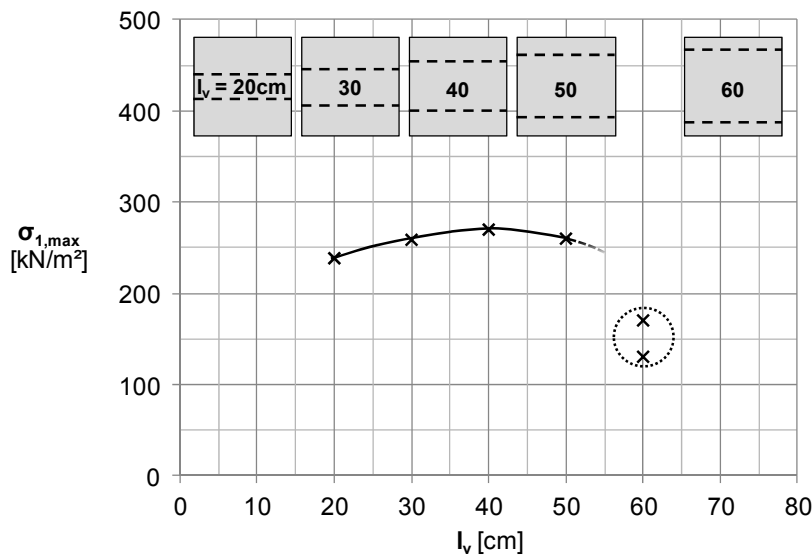
### 5.4.3.2 Ermittlung einer geeigneten Bewehrungsanordnung

Im Hinblick auf eine möglichst gleichmäßige Verformungsentwicklung innerhalb der hier untersuchten Probekörper wurde eine Versuchsreihe zur Ermittlung einer günstigen Anordnung der Bewehrungslagen durchgeführt. Hierzu wurde der Abstand zwischen den beiden Bewehrungslagen zwischen  $l_v = 20$  cm und 60 cm in Schritten von 10 cm systematisch variiert, während die gesamte Probenhöhe unverändert 80 cm betrug. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 5.21 als Spannungs- und Volumendehnungskurven dargestellt. Hierbei dient die Bezeichnung „Lagenabstand  $l_v$ “ der einfacheren Ansprache der Probekörper mit den verschiedenen Bewehrungsanordnungen, ist aufgrund der unterschiedlichen Verankerungsrandbedingungen jedoch nicht mit der Bedeutung des Lagenabstands unter in-situ-Bedingungen gleichzusetzen.



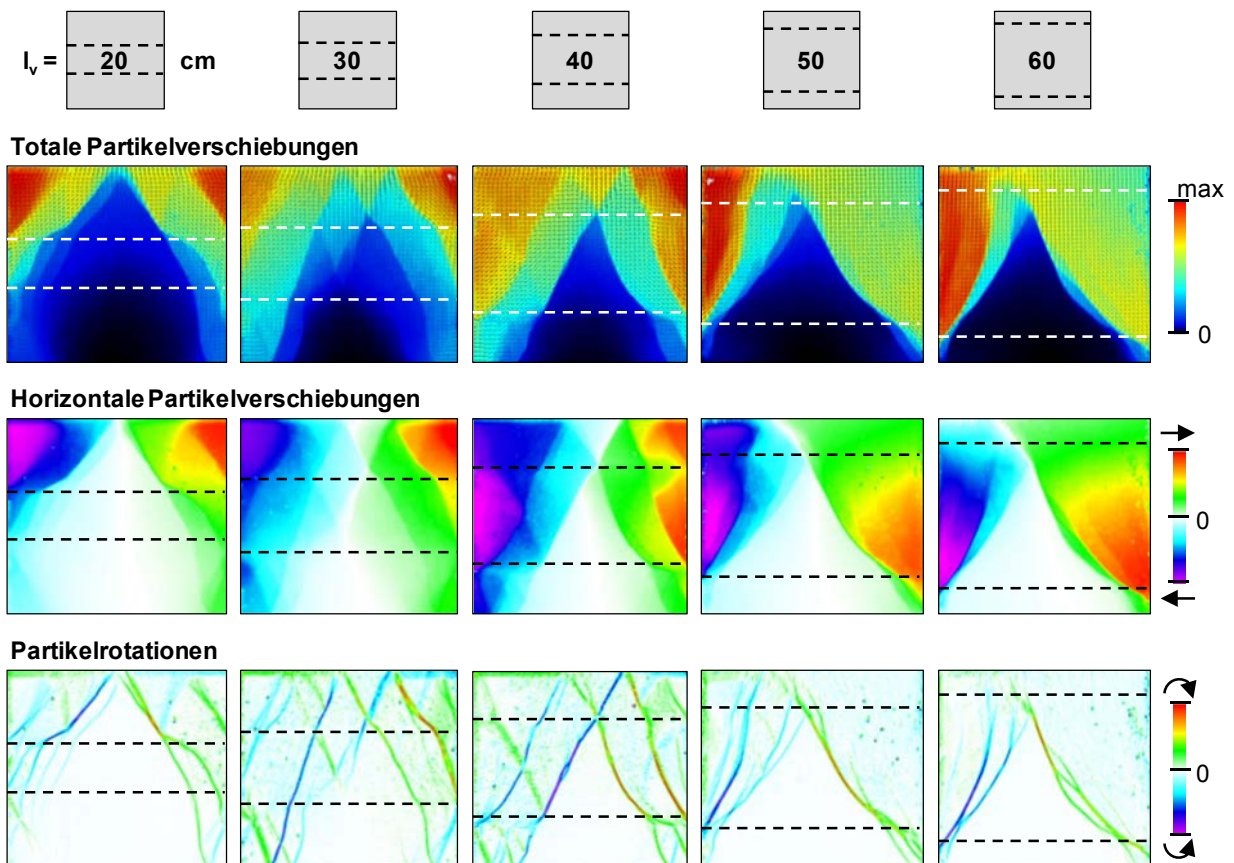
**Bild 5.21** Spannungs- und Volumendehnungskurven von zweifach geogitterbewehrten Probekörpern mit unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen.

Zur einfacheren Bewertung der Versuchsergebnisse sind in Bild 5.22 die jeweiligen Bruchfestigkeiten  $\sigma_{1,max}$  dargestellt. Sie zeigen für die untersuchten Probekörper mit  $H = 80$  cm Probenhöhe aus enggestuftem Mittelsand und zwei Geogittern vom Typ GL-1155 eine optimale Bewehrungswirkung bei gleichmäßiger Verteilung der beiden Lagen über die Höhe ( $l_v = 40$  cm), also bei  $1/4$  und  $3/4$  der Probenhöhe. Werden die beiden Bewehrungslagen deutlich weiter auseinander angeordnet ( $l_v = 60$  cm), kann hingegen ein Abfall der erreichten Festigkeiten der untersuchten Probekörper beobachtet werden. Dies wurde durch einen Wiederholungsversuch bestätigt und deutet darauf hin, dass ein Lagenabstand von  $l_v \approx 75\% \cdot B$ ) bei den gegebenen Versuchsrandbedingungen zu groß für die effiziente Stabilisierung des untersuchten Bodens ist.



**Bild 5.22** Einfluss der Bewehrungsanordnung auf die Bruchfestigkeit der zweifach geogitterbewehrten Probekörper.

Zur weiteren Bewertung der untersuchten Bewehrungsanordnungen sind in Bild 5.23 die Ergebnisse der DIC-Auswertung für die zweifach bewehrten Probekörper dargestellt.



**Bild 5.23** Partikelverschiebungen und -rotationen 2-fach geogitterbewehrter Probekörper mit unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen.

Grundsätzlich zeigen die horizontalen Partikelverschiebungen für alle untersuchten Bewehrungsanordnungen besonders auf Höhe der Geogitter eine deutliche Reduzierung der Horizontalverformungen. Während die größten horizontalen Partikelverschiebungen bei konzentrierter Anordnung der beiden Bewehrungslagen in Probenmitte ( $l_v \leq 30$  cm) stets oberhalb der oberen Bewehrungslage aufgetreten sind, traten diese bei Anordnung der Geogitter jeweils nahe des oberen und unteren Probenrandes ( $l_v \geq 50$  cm) vor allem zwischen den beiden Bewehrungslagen auf. Lediglich bei einer gleichmäßigen Verteilung über die Höhe ( $l_v = 40$  cm) traten horizontale Partikelverschiebungen gleichermaßen ober- und unterhalb wie zwischen den Bewehrungslagen auf.

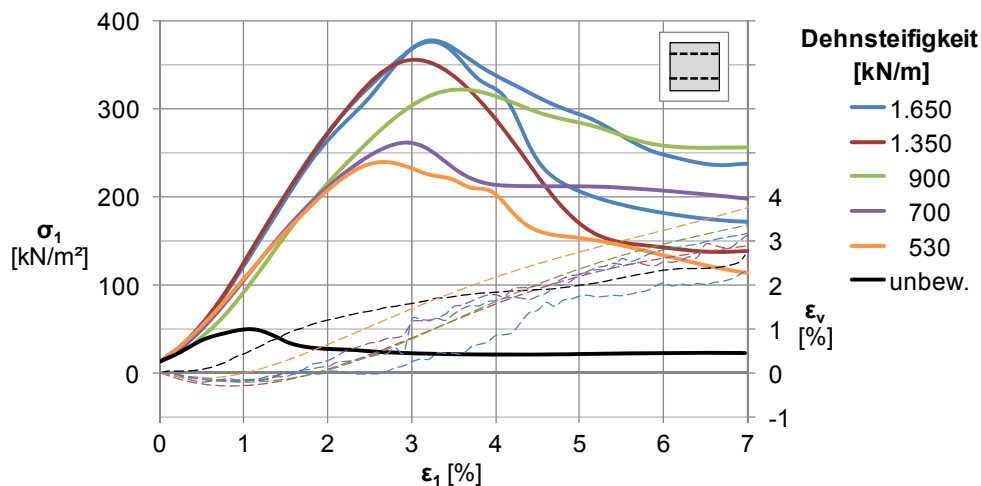
Die Betrachtung der entstandenen Scherfugen bestätigt das bereits gewonnene Bild, dass eine gleichmäßige Verteilung der Bewehrungslagen über die Probenhöhe ( $l_v = 40$  cm bzw.  $l_v \approx B/2$ ) für die Bildung eines stabilen Verbundbaustoffs und für eine möglichst gleichmäßige Aktivierung der Widerstände des gesamten Probekörpers hier am günstigsten ist. Bei konzentrierter Anordnung der Geogitter in Richtung Probenmitte scheren ähnlich wie beim einfach bewehrten Probekörper vor allem die unbewehrten Eckbereiche der Probekörper ab. Bei ausreichenden Abständen der Bewehrungslagen zu Kopf- und Bodenplatte reicht dies aus, um die aufgezwungene Stauchung überwiegend durch eine Scherfugenentwicklung im unbewehrten Boden aufzunehmen. Werden die Geogitter hingegen nahe des oberen und unteren Probenrandes angeordnet ( $l_v \geq 50$  cm) stellt der Boden im Bereich zwischen den Bewehrungslagen den Schwachpunkt dar. Im Extremfall ( $l_v = 60$  cm) führt dies sogar dazu, dass die Festigkeit des Verbundbaustoffs nur noch geringfügig höher als die des unbewehrten Bodens ist.

Aufgrund der beschriebenen Beobachtungen wurden alle weiteren Untersuchungen an zweifach bewehrten Probekörpern mit einer gleichmäßigen Verteilung der Bewehrungslagen über die Probenhöhe ( $l_v = 40$  cm bzw.  $l_v \approx B/2$ ) durchgeführt, wozu die Geogitter auf 20 cm und 60 cm Höhe ( $1/4 H$  und  $3/4 H$ ) eingebaut wurden.

### 5.4.3.3 Bedeutung der Dehnsteifigkeit von Geogittern

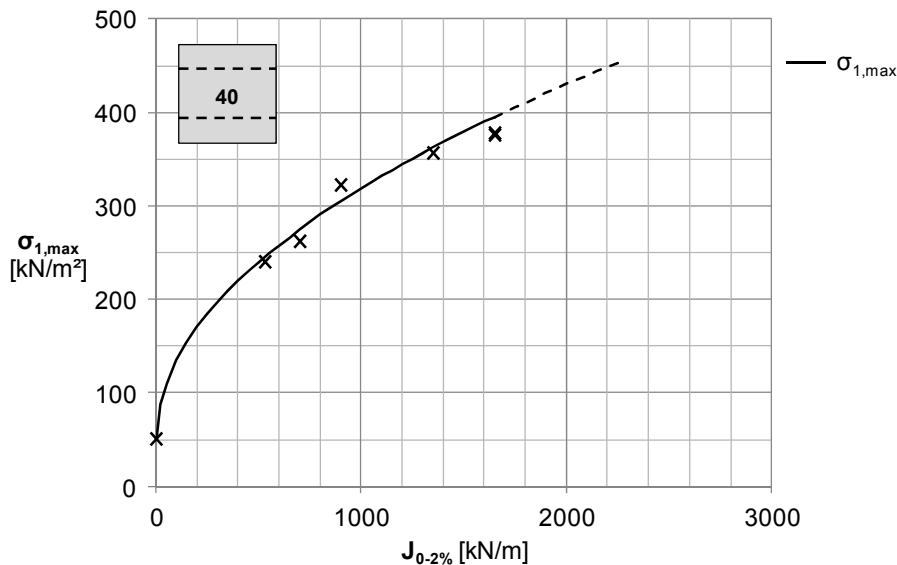
Bei der hier durchgeführten Versuchsreihe wurden zweifach bewehrte Probekörper mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit (und Zugfestigkeit) verwendet. Die geometrischen Eigenschaften dieser Geogitter waren, wie in Tabelle 3.2 angegeben, nahezu identisch, so dass die ermittelten Einflüsse eindeutig der Dehnsteifigkeit zugeordnet werden können.

Die hier verwendeten Geogitter hatten Dehnsteifigkeiten zwischen  $J_{0-2\%} = 530$  kN/m und 1650 kN/m (vgl. Abschnitt 3.2) und wurden auf den Höhen 20 cm und 60 cm ( $l_v = 0,4$  m) eingebaut. Zur Überprüfung des für den mit zwei Lagen des dehnstifsten Geogitters (GL-1650) bewehrten Probekörper ermittelten Spannungs-Dehnungsverhaltens wurde außerdem ein Wiederholungsversuch durchgeführt. Die in Bild 5.24 dargestellten Spannungs-Dehnungskurven der bewehrten Probekörper zeigen nach einer vergleichbaren Anfangssteifigkeit aller untersuchten Probekörper bei der Verwendung von Geogittern größerer Dehnsteifigkeit prinzipiell auch einen stärkeren Zuwachs der Steifigkeit des Verbundmaterials.



**Bild 5.24** Spannungs- und Volumendehnungskurven der durchgeführten zweifach bewehrten Versuche mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit  $J_{0-2\%}$  [kN/m].

Zum übersichtlicheren Vergleich der Ergebnisse sind in Bild 5.25 wieder die erreichten Bruchspannungen  $\sigma_{1,max}$  dargestellt. Während die Erhöhung der Dehnsteifigkeit für den Bereich der niedrigeren untersuchten Dehnsteifigkeiten einen deutlichen Anstieg der hierdurch erreichten Bruchfestigkeiten zeigt, führt die gleiche Erhöhung der Dehnsteifigkeit im Bereich höherer Dehnsteifigkeiten dagegen nur noch zu einem geringen Anstieg der Bruchfestigkeit der bewehrten Probekörper.



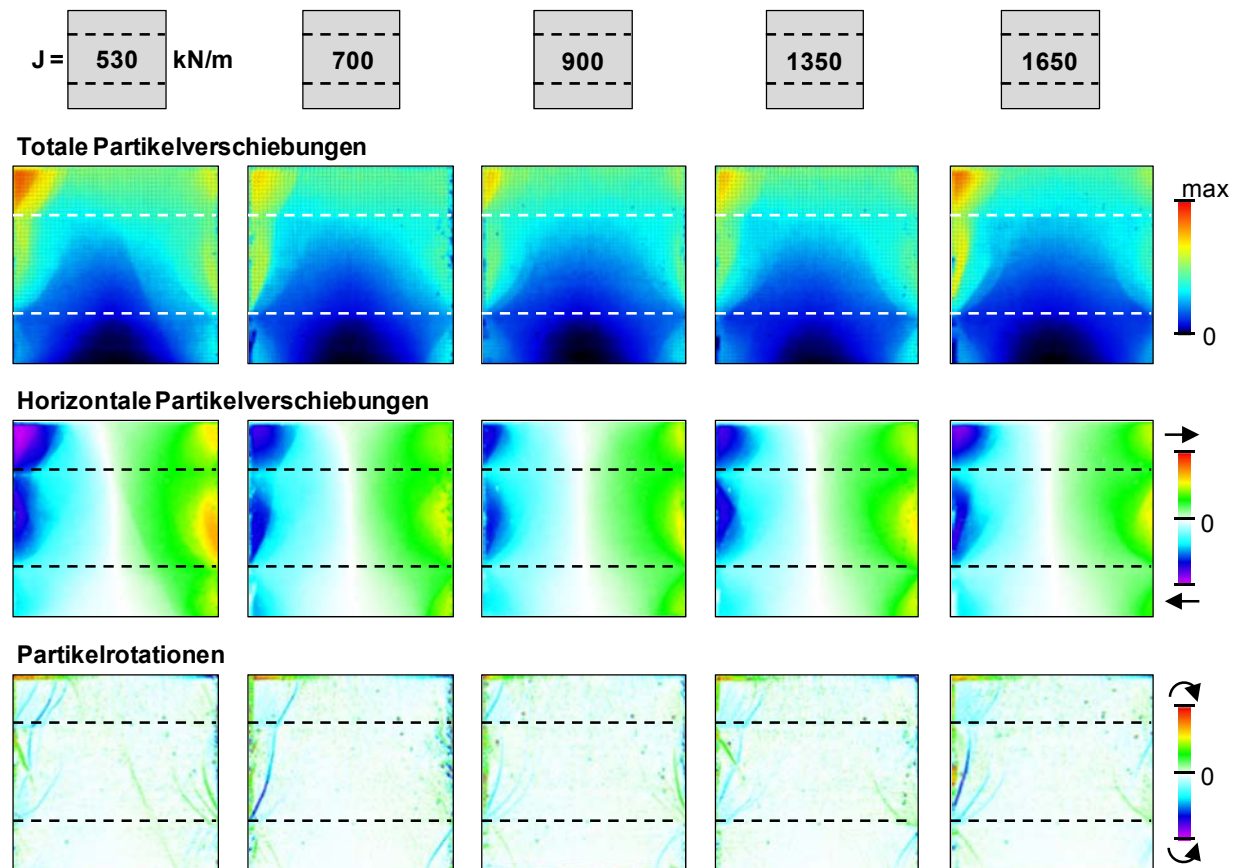
**Bild 5.25** Einfluss der Dehnsteifigkeit  $J_{0-2\%}$  der verwendeten Geogitter (GL) auf die Bruchfestigkeit der geogitterbewehrten Probekörper.

Als zusätzliche Information zur Ergebnisinterpretation muss an dieser Stelle gesagt werden, dass in der oberen Bewehrungslage die Zugfestigkeit der Längszugglieder des schwächsten und zumindest teilweise auch des zweitschwächsten Geogitters während der Versuche überschritten wurde. Da die Geogitter erst nach Versuchsende ausgebaut wurden und weder die Spannungs-



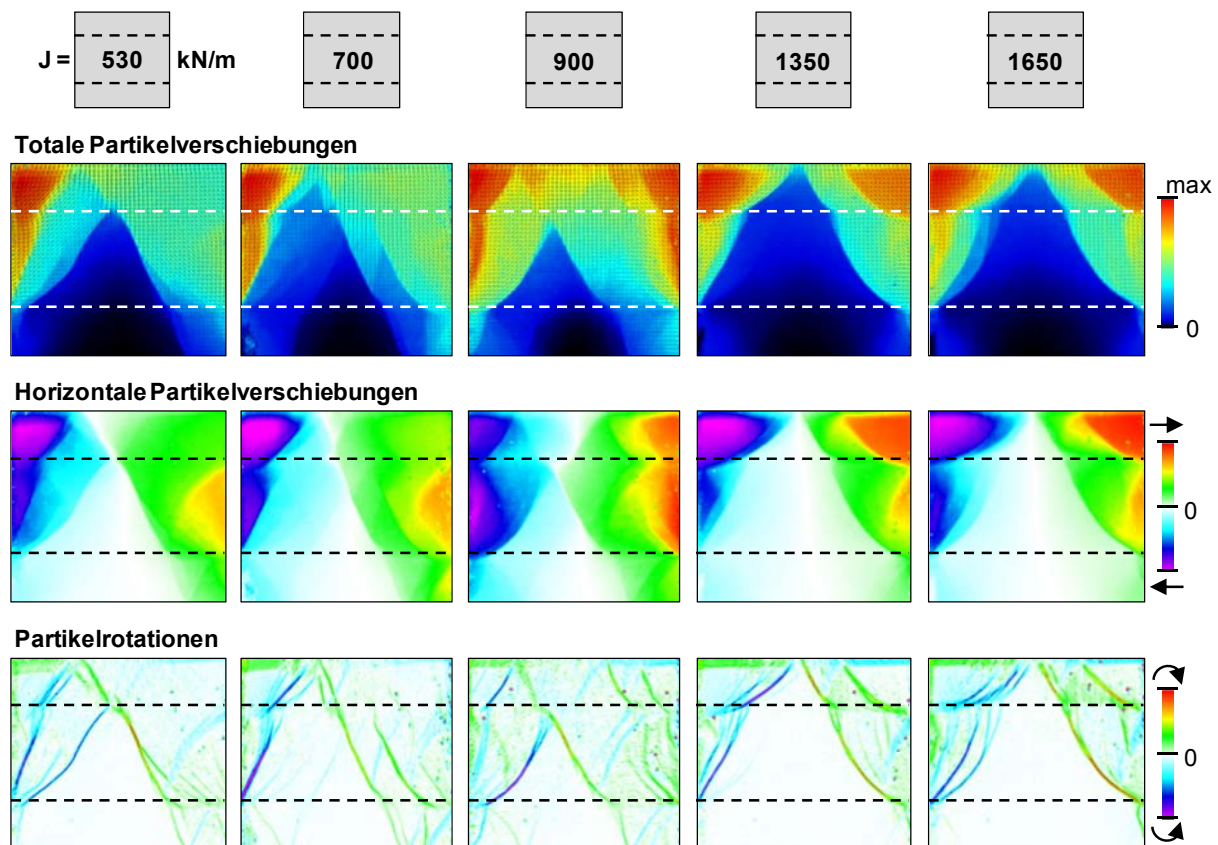
Dehnungskurven noch die gemessenen Geogitterdehnungen Auffälligkeiten im Verlauf zeigen, lassen sich hieraus jedoch keine Aussagen zum Versagenszeitpunkt treffen.

Nachfolgend werden für die fünf hier untersuchten Dehnsteifigkeiten die Ergebnisse der Auswertungen des kinematischen Verhaltens mittels DIC-Methode gezeigt. Zusätzlich zu den Ergebnissen in Bild 5.27 für den Verformungszustand bei Versuchsende ( $\varepsilon_1 = 10\%$ ) werden zuvor in Bild 5.26 die bis zum Erreichen des Bruchzustands bei  $\varepsilon_1 \approx 3\%$  eingetretenen Partikelbewegungen dargestellt.



**Bild 5.26** Partikelverschiebungen und -rotationen von Probekörpern mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit  $J_{0-2\%}$  für den Verformungszustand  $\varepsilon_1 = 3\%$ .

Die für  $\varepsilon_1 = 3\%$  ermittelten Ergebnisse der Verformungsauswertung zeigen für alle Probekörper ein nahezu identisches Verformungsverhalten. Horizontale Partikelverschiebungen können überwiegend im Bereich des unbewehrten Bodens beobachtet werden, was durch die mittels Partikelrotationen sichtbar gemachten beginnenden Scherfugen verdeutlicht wird. Diese Scherfugen haben sich in allen untersuchten Fällen von den freien Enden der Geogitter am Probekörpertrand in den Boden hinein entwickelt, und zwar mit zunehmendem Verformungszustand immer flacher. Lediglich bei dem am schwächsten bewehrten Probekörper (2 Lagen GL-530) ist eine Scherfuge im zentralen Probenbereich ansatzweise erkennbar.



**Bild 5.27** Partikelverschiebungen und -rotationen von Probekörpern mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit  $J_{0,2\%}$  für den Verformungszustand  $\varepsilon_1 = 10\%$ .

In Bild 5.27 sind die bis zum Versuchsende bei  $\varepsilon_1 = 10\%$  eingetretenen Partikelverschiebungen und -rotationen dargestellt. Hieraus geht hervor, dass bei Verwendung der Geogitter mit den beiden höchsten Dehnsteifigkeiten nahezu keine Probekörperverformungen unterhalb der unteren Bewehrungslage aufgetreten sind. Die Begründung liegt sicherlich in dem vergleichsweise großen Energieaufwand zur Aktivierung dieser Geogitter.

Im Hinblick auf die vergleichsweise geringen Tragfähigkeitszuwächse infolge einer Erhöhung der Dehnsteifigkeit der Geogitter im oberen untersuchten Dehnsteifigkeitsbereich deuten die sehr geringen Probekörperverformungen unterhalb der unteren Bewehrungslage weiterhin auf eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch die Versuchsrandbedingungen hin. Zum einen wird dadurch, dass die Geogitter an den Probenrändern nicht verankert sind, grundsätzlich die unterschiedliche Verformung von Bewehrung und umgebendem Boden ermöglicht. Zum anderen ist bei Verwendung gering dehnsteifer Geogitter die für die Gitteraktivierung erforderliche Energie geringer als diejenige, die für die Entstehung deutlich flacher geneigter Scherfugen benötigt wird. Bei Verwendung der dehnsteiferen Geogitter scheint dies hingegen nicht mehr der Fall zu sein: Zwar werden, wie nachfolgend dargestellt, auch hier beide Bewehrungslagen aktiviert. Dies geschieht allerdings nur so weit, bis die aufgebrachte Belastung den maximal möglichen Bodenwiderstand erreicht und sich weitere Gleitflächen nur noch im unbewehrten Bodenbereich beziehungsweise oberhalb der unteren Bewehrungslage entwickeln. Diese Beobachtungen deuten darauf hin, dass die Erhöhung der Dehnsteifigkeit bei größeren Verankerungslängen auch



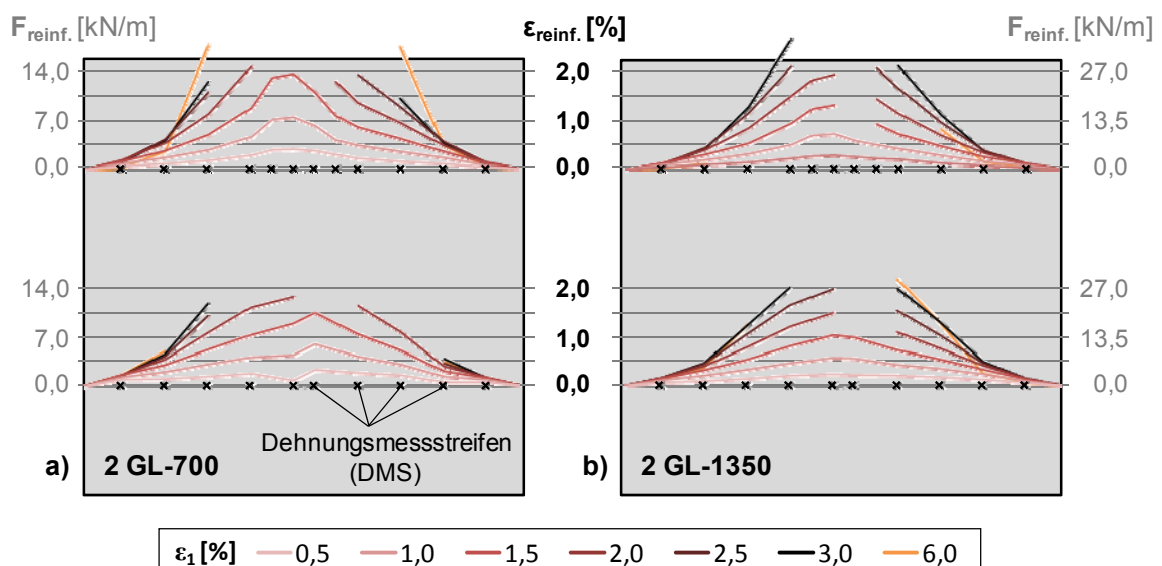
im oberen untersuchten Steifigkeitsbereich noch zu Tragfähigkeitserhöhungen führen könnte. Durch die Korrektur der Ergebnisse um den Einfluss der Versuchsrandbedingungen würde sich für die in Bild 5.25 dargestellte Trendlinie dann tendenziell ein weniger gekrümmter Verlauf ergeben.

#### 5.4.4 Stützwirkung der Geogitter

Zur Untersuchung des Zusammenhangs zwischen der Geogitteraktivierung, deren Stützwirkung und der damit einhergehenden Erhöhung der aufnehmbaren Spannungen wurden die verwendeten Geogitter mit Dehnungsmessstreifen (DMS) instrumentiert und die Dehnungen während der Versuche erfasst. In diesem Abschnitt wird für verschiedene Verformungszustände  $\varepsilon_{1,i}$  zunächst die Verteilung der Geogitterdehnungen über den Probenquerschnitt gezeigt. Anschließend werden die Entwicklungen dieser Geogitterdehnungen an den einzelnen Positionen der DMS auf den Geogittern in Abhängigkeit von der Probekörperstauchung dargestellt, die zugehörigen Dehnungsraten daraus abgeleitet und beides mit dem globalen Dehnungsverhalten der betrachteten Probekörper verglichen. Schließlich werden die ermittelten Geogitterdehnungen in Zugkräfte und äquivalente Stützdrücke umgerechnet und daraus die Spannungspfade des geogitterbewehrten Bodens ermittelt.

##### 5.4.4.1 Dehnungsverteilung

In Bild 5.28 sind die während der Versuche gemessenen Geogitterdehnungen für zwei ausgewählte Versuche dargestellt. Bei den verwendeten Bewehrungsprodukten handelt es sich um die Geogitter GL-700 und GL-1350, die sich in ihrer Dehnsteifigkeit etwa um den Faktor 2 unterscheiden, geometrisch jedoch nahezu identisch sind.



**Bild 5.28** Verteilung von Geogitterdehnungen und entsprechenden Zugkräften während des Abschervorgangs in zweifach bewehrten Probekörpern mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit.

Die hier vorgestellten Geogitterdehnungen entsprechen der Summe der Dehnungen, die nach der Tarierung der DMS bei 10 cm Bodenüberdeckung über der jeweiligen Bewehrungslage entstanden sind und stellen, wie eingangs beschrieben, Mittelwerte von jeweils zwei gegenüberliegenden DMS auf der Ober- und Unterseite der zentralen Längszugglieder dar. Durch diesen erhöhten Instrumentierungsaufwand wurden Einflüsse infolge Zuggliedbiegung eliminiert und daraus resultierende Fehlinterpretationen der Ergebnisse verhindert. Lücken in den Dehnungskurven signalisieren den Ausfall von mindestens einem der beiden DMS, so dass kein Mittelwert mehr gebildet werden konnte.

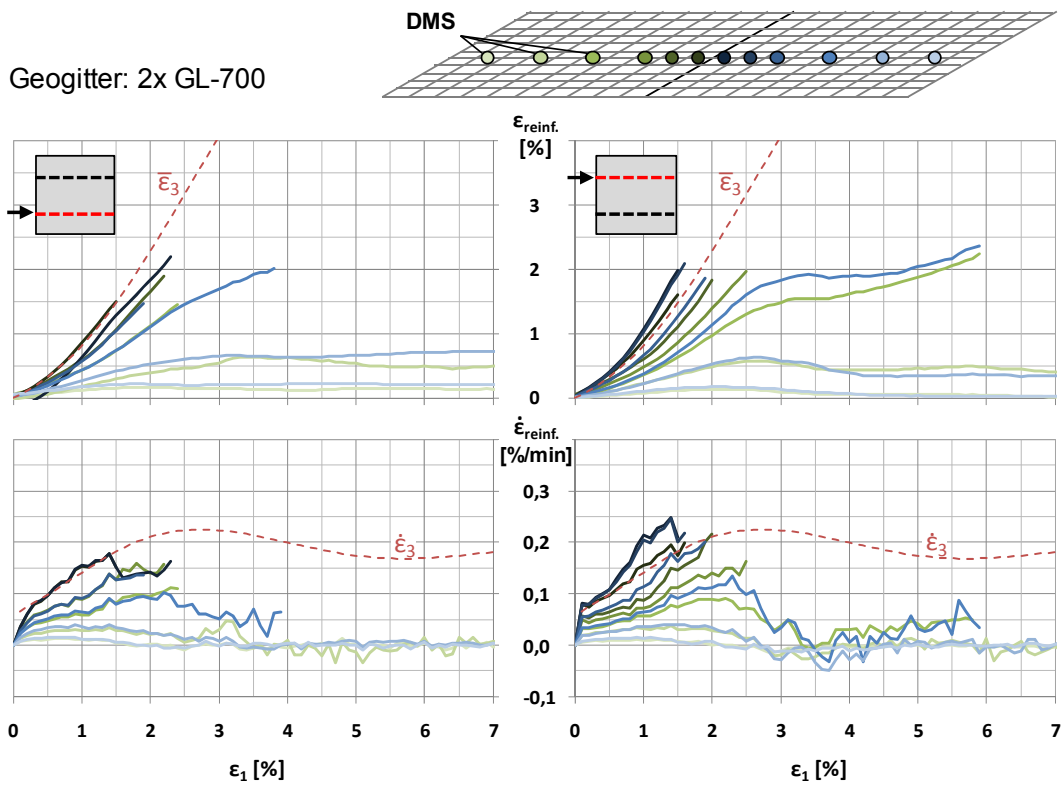
Eine Schwierigkeit stellte hierbei die Befestigung der DMS auf den Zuggliedern der Geogitter aus Polypropylen dar. Während der Messbereich der verwendeten DMS bis ca. 4 % reicht, haben sich die meisten DMS bei Gitterdehnungen von etwa 2 % von den Zuggliedern gelöst. Informationen zu den Geogitterdehnungen für den mittleren und oberen Dehnungsbereich bis zum eventuellen Erreichen der Bruchdehnung liegen daher nicht vor.

Die aufgetragenen Geogitterdehnungen zeigen bei beiden dargestellten Versuchen eine höhere Beanspruchung der oberen Bewehrungslage. Dies wurde bei den anderen Versuchen ebenfalls beobachtet und kann durch das kinematische Verhalten begründet werden. Die nach links und rechts abgleitenden Probekörperbereiche treffen sich im Bereich der oberen Bewehrungslage nahezu in Probenmitte, während die entsprechenden Scherfugen die untere Bewehrungslage weiter außen schneiden und somit eine geringe Verankerungs- beziehungsweise Krafterleitungslänge im „aktiven“ Bodenbereich haben.

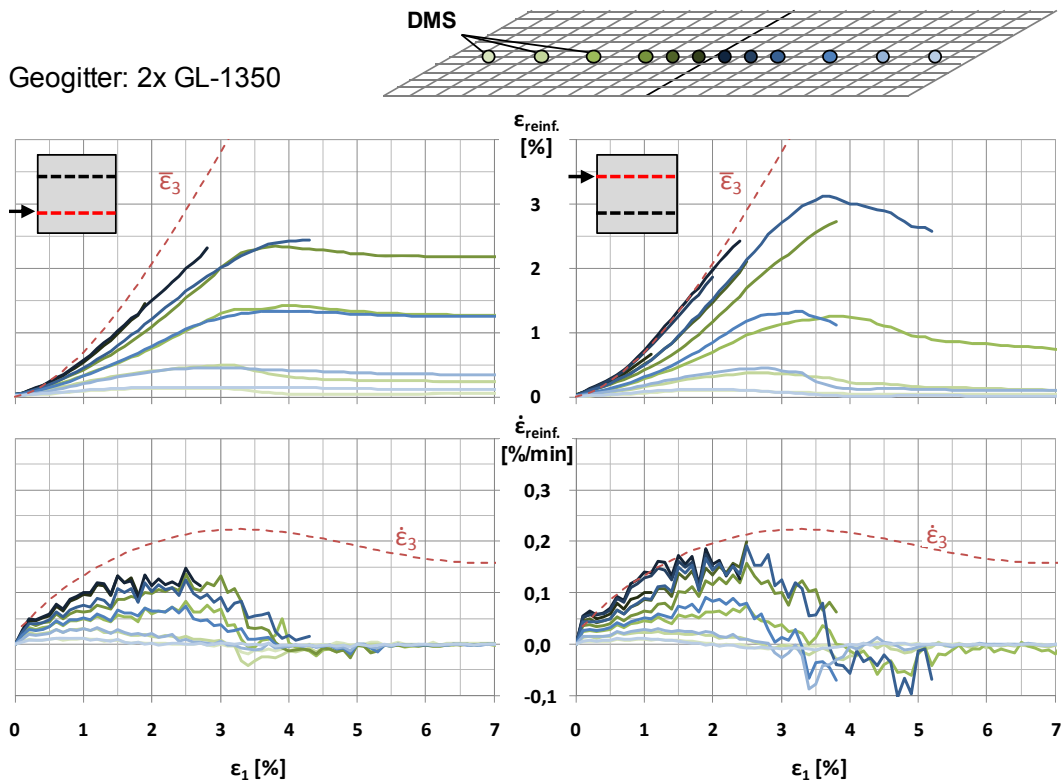
Während die in der Literatur beschriebenen Beobachtungen stets einen konvexen Verlauf der Dehnungsverteilung im Probenquerschnitt gezeigt haben (vgl. Bild 2.20), zeigen die hier ermittelten Ergebnisse bereichsweise einen konkaven Verlauf. Dies kann durch den infolge Geogitteraktivierung erhöhten Spannungszustand in Probenmitte und der mit der Erhöhung der Normalspannung  $\sigma_n$  einhergehenden besseren Krafterleitung in die Bewehrung gemäß den in Abschnitt 2.3.4 beschriebenen Beobachtungen erklärt werden. Die sehr geringen Bewehrungsdehnungen in der Nähe der Probenränder könnten weiterhin darauf hindeuten, dass die maximale Kontaktscherfestigkeit zwischen den Geogittern und dem sehr dicht gelagerten Sand in diesem Bereich überschritten wurde und hier aufgrund einsetzender Relativverschiebung nur noch die Restscherfestigkeit zur Verfügung steht. Diese Vermutung wird unterstützt durch die dort zwischen  $\varepsilon_1 \approx 3\%$  und  $\varepsilon_1 \approx 6\%$  zu beobachtende Verringerung der Geogitterdehnungen.

#### 5.4.4.2 Dehnungsentwicklung

In Bild 5.29 und Bild 5.30 sind für die beiden betrachteten Versuche die lokalen Entwicklungen der Geogitterdehnungen an den einzelnen DMS-Positionen in Form von Geogitterdehnungen  $\varepsilon_{\text{reinf}}$  und daraus abgeleiteten Dehnungsraten  $\dot{\varepsilon}_{\text{reinf}}$  jeweils getrennt für das untere (links) und das obere Geogitter (rechts) dargestellt. In Ergänzung dazu werden durch die roten, gestrichelten Linien die mittlere laterale Dehnung  $\bar{\varepsilon}_3$  und Dehnungsrate  $\dot{\bar{\varepsilon}}_3$  des gesamten Probekörpers dargestellt.



**Bild 5.29** Entwicklung von Geogitterdehnungen und Dehnungsraten in den Bewehrungslagen auf den Höhen 20 cm (links) und 60 cm (rechts), (Geogitter GL-700).



**Bild 5.30** Entwicklung von Geogitterdehnungen und Dehnungsraten in den Bewehrungslagen auf den Höhen 20 cm (links) und 60 cm (rechts), (Geogitter GL-1350).

Neben dem bereits aus Bild 5.28 bekannten Effekt der größten Geogitterdehnungen etwa in Probenmitte zeigen die Ergebnisse bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit der Probekörper ( $\epsilon_1 \approx 3\%$ ) grundsätzlich eine qualitativ ähnliche Entwicklung (Zunahme) der Geogitterdehnungen an den verschiedenen betrachteten Positionen. Die bei diesem Verformungszustand noch funktionierenden DMS deuten jedoch darauf hin, dass die Dehnungen mit Erreichen des Bruchzustands deutlich weniger zunehmen beziehungsweise teilweise sogar abnehmen. Die mit der beschriebenen Beobachtung einhergehend teilweise negativen Dehnungsraten bestätigen die zuvor beschriebene Vermutung der reduzierten Kraftereinleitung durch Überschreiten der maximalen Kontaktscherfestigkeit und die damit einhergehende Relativverschiebung zwischen Boden und Geogittern. Dies deckt sich mit der bei Versuchsende beobachteten um mehrere Zentimeter größeren seitlichen Ausdehnung des Bodens gegenüber den freien Enden der Geogitter.

Der beschriebene Dehnungsrückgang beziehungsweise die negativen Dehnungsraten scheinen im dehnsteifer bewehrten Probekörper ausgeprägter. Dieser Effekt kann durch den größeren Steifigkeitsunterschied zwischen Bewehrung und Boden und die damit einhergehenden Relativverschiebungen entlang eines größeren Bereichs erklärt werden.

Weiterhin fällt auf, dass die maximalen Dehnungen des oberen Geogitters in der schwächer bewehrten Probe (2 Geogitter GL-700) zu Versuchsbeginn stärker zunehmen als die mittlere laterale Probekörperdehnung. Dieser Effekt ist das Ergebnis des in Bild 5.27 dargestellten kinematischen Verhaltens und verdeutlicht, dass durch das Abgleiten des Bodens inklusive des darin verankerten Gitters nach links und nach rechts hier die lokal sehr großen Gitterdehnungen entstehen können.

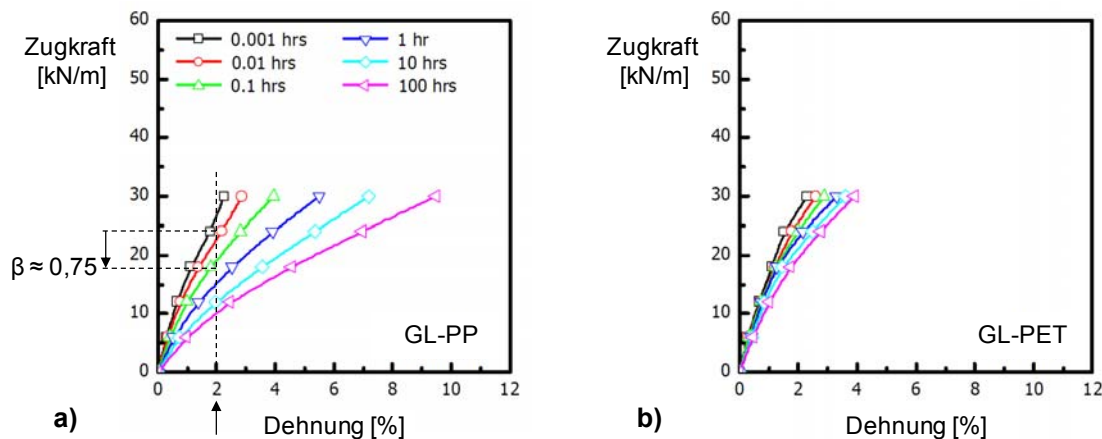
#### 5.4.4.3 Umrechnung von Geogitterdehnungen in Zugkräfte

Zur Umrechnung der ermittelten Geogitterdehnungen in Zugkräfte muss aufgrund des viskosen Spannungs-Dehnungsverhaltens der Geokunststoffe deren Belastungsgeschichte berücksichtigt werden. Dies geschieht üblicherweise durch Wahl der entsprechenden Isochronenkurve für die erwartete Dehnungsrate oder die vorgesehene Belastungsdauer. Daneben müssen, wie in Abschnitt 2.3.2 beschrieben, die äußeren Randbedingungen wie beispielsweise die Temperatur berücksichtigt werden.

Während die Bodentemperatur bei den biaxialen Druckversuchen etwa den Normverhältnissen bei der Durchführung der Zugversuche am breiten Streifen entsprach und Einbaubeschädigungen sowie andere Umwelteinflüsse ausgeschlossen werden können, sind die in Bild 5.29 und Bild 5.30 dargestellten Dehnungsraten während der durchgeführten Druckversuche mit  $\dot{\epsilon}_{\text{reinf.,max}} \approx 0,2\%/min$  etwa zwei Zehnerpotenzen geringer als bei den Zugversuchen ( $20\%/min$ ), aus denen die hier verwendeten Dehnsteifigkeiten ermittelt wurden. Diese Dehnungsraten von maximal  $0,2\%/min$  stellen sowohl für baupraktische als auch für Qualitätssicherungszwecke einen unüblichen Bereich dar, für den von Herstellerseite keine Informationen zur Verfügung standen. Die in Abschnitt 2.3.2 zusammengefassten Beobachtungen bezüglich des zeitabhängigen Kraft-Dehnungsverhaltens von Geogittern aus Polypropylen deuten zwar für die hier

vorhandenen Dehnungsraten auf eine deutliche Abminderung der Kennwerte aus den Zugversuchen hin, diese ist jedoch maßgeblich von den Herstellungsbedingungen und der entsprechenden polymeren Struktur der Geokunststoffe abhängig.

Als bestmögliche Näherung an das Kraft-Dehnungsverhalten der hier verwendeten Geogitter werden die in Ruiken (2004) dargestellten Ergebnisse von Zug- und Kriechversuchen an gelegten Geogittern aus Polypropylen (Bild 5.31a) herangezogen.



**Bild 5.31** Isochronen für gelegte Geogitter aus Polypropylen (a) und Polyester (b) aus Ruiken (2004).

Für eine Bewehrungsdehnung von  $\varepsilon_{\text{reinf}} = 2\%$  wird gemäß den oben angegebenen Dehnungsraten zwischen den interpolierten Isochronen für 0,002 hrs (im Kurzzeitzugversuch) und 0,2 hrs (im biaxialen Druckversuch) eine Abminderung der Dehnsteifigkeit um ca. 25 % ermittelt. Der entsprechende Beiwert zur Berücksichtigung des Zeitstandverhaltens gemäß EBGeo (2010) ergibt sich dann zu  $A_1 = 1 / \beta = 1 / 0,75 = 1,33$ .

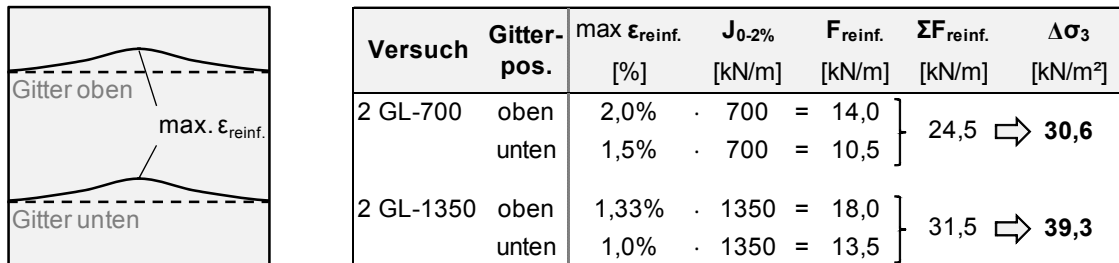
Da sich eine relativ grobe Abschätzung der Abminderungsfaktoren für die Dehnsteifigkeit nicht zwangsläufig als Gewinn für die Qualität der Ergebnisse darstellt, wird nachfolgend zunächst mit den in Tabelle 3.2 angegebenen Dehnsteifigkeiten entsprechend den Qualitätssicherungsprüfungen der Hersteller gearbeitet. Das veränderte Zeitstandverhalten wird erst in der abschließenden Betrachtung für die Ergebnisbeurteilung berücksichtigt.

#### 5.4.4.4 Beispielhafte Ermittlung der zusätzlichen Stützwirkung der Bewehrung

Da zum Zeitpunkt des Erreichens der Bruchspannung ( $\varepsilon_1 \approx 3\%$ ) bereits zahlreiche DMS keine Ergebnisse mehr geliefert haben, wird der letzte Zustand betrachtet, an dem die jeweils maximalen Geogitterdehnungen noch ermittelt werden können. Dies ist bei  $\varepsilon_1 = 1,5\%$  noch der Fall (Bild 5.28).

Beim Verformungszustand  $\varepsilon_1 = 1,5\%$  betragen die maximalen Geogitterdehnungen in dem in Bild 5.28 links dargestellten, schwächer bewehrten Probekörper  $\varepsilon_{\text{reinf}} \approx 2,0\%$  im oberen Geogitter und  $\varepsilon_{\text{reinf}} \approx 1,5\%$  im unteren Geogitter. Unter Annahme annähernd linearen Spannungs-Dehnungsverhaltens können diese Dehnungen, wie in Bild 5.32 gezeigt, in die entsprechenden

Zugkräfte in den Geogittern umgerechnet werden und ergeben sich so zu  $F_{\text{reinf.,oben}} = 14,0 \text{ kN/m}$  und  $F_{\text{reinf.,unten}} = 10,5 \text{ kN/m}$ . Die Summe dieser beiden Zugkräfte ( $24,5 \text{ kN/m}$ ) ergibt durch Division durch die Probekörperhöhe von etwa  $0,8 \text{ m}$  einen zusätzlichen Stützdruck durch die Geogitter von ca.  $\Delta\sigma_3 \approx 30 \text{ kN/m}^2$ .



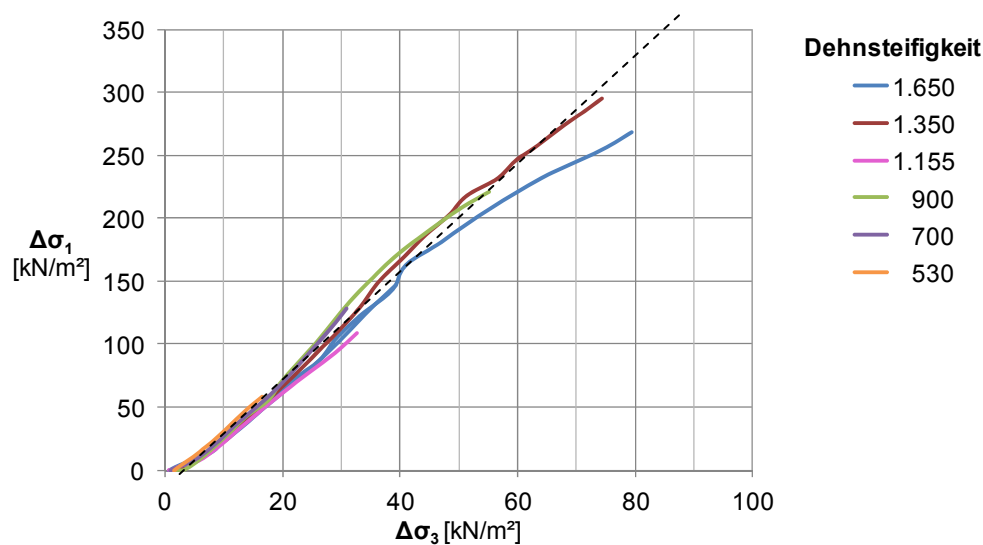
**Bild 5.32** Ermittlung des zusätzlichen Stützdrucks  $\Delta\sigma_3$  durch die Bewehrung bei  $\epsilon_1 = 1,5 \%$  vertikaler Stauchung.

Für den rechten Probekörper Bild 5.28 (2 Geogitter GL-1350) betragen die Geogitterdehnungen  $\epsilon_{\text{reinf.}} \approx 1,33 \%$  und  $\epsilon_{\text{reinf.}} \approx 1,0 \%$ , was bei einer Dehnsteifigkeit von  $J_{0-2\%} = 1350 \text{ kN/m}$  Zugkräfte in den Gittern von  $F_{\text{reinf.,oben}} = 18,0 \text{ kN/m}$  und  $F_{\text{reinf.,unten}} = 13,5 \text{ kN/m}$  bedeutet. Der zusätzliche Stützdruck durch die Geogitter ergibt sich dann etwa zu  $\Delta\sigma_3 \approx 40 \text{ kN/m}^2$  (vgl. Bild 5.32). Die Verdopplung der Dehnsteifigkeit der verwendeten Geogitter hat beim gleichen Verformungszustand somit zu einer um etwa ein Drittel größeren Stützwirkung durch die Geogitter geführt.

Betrachtet man die beim Verformungszustand  $\epsilon_1 = 1,5 \%$  jeweils aufgenommenen vertikalen Spannungen der Probekörper, ergibt sich für den linken Probekörper mit zwei Lagen GL-700  $\sigma_1 = 163,4 \text{ kN/m}^2$  und für den rechten mit zwei Lagen GL-1350  $\sigma_1 = 204,2 \text{ kN/m}^2$  (vgl. Bild 5.24). Abzüglich der Spannung, die der unbewehrte Boden bei diesem Verformungszustand aufnehmen kann ( $\sigma_1 = 35,5 \text{ kN/m}^2$ ), ergeben sich die Tragfähigkeitserhöhungen durch die Geogitter zu  $\Delta\sigma_1 = 127,9 \text{ kN/m}^2$  und  $\Delta\sigma_1 = 168,7 \text{ kN/m}^2$ .

Das Verhältnis der Tragfähigkeitserhöhung beträgt für die beiden betrachteten Probekörper  $(\Delta\sigma_{1, \text{GL-1350}} / \Delta\sigma_{1, \text{GL-700}}) = 1,32$ , das für die Stützdruckerhöhung  $(\Delta\sigma_{3, \text{GL-1350}} / \Delta\sigma_{3, \text{GL-700}}) = 1,28$ . Diese nahezu identischen Werte deuten darauf hin, dass es einen direkten Zusammenhang zwischen der Zugkraft im Geogitter und der vom Verbundkörper aufnehmbaren Spannung gibt. Eine nicht verformungswirksame Tragfähigkeitserhöhung beispielsweise durch Bodenverspannungen durch „Interlocking“-Effekte kann hier daher nahezu ausgeschlossen werden.

In Bild 5.33 sind die analog zum eben beschriebenen Vorgehen ermittelten Stützdruck- und Tragfähigkeitserhöhungen für die mit zwei Lagen unterschiedlich dehnsteifer Geogitter bewehrten Probekörper bis zu dem Zeitpunkt dargestellt, an dem die jeweils maximale Geogitterdehnung noch gemessen werden konnte. Der eigentliche Bruchzustand beziehungsweise die maximale Verbundfestigkeit wurde in allen untersuchten Fällen erst später erreicht.



**Bild 5.33** Zusammenhang zwischen Tragfähigkeitserhöhung  $\Delta\sigma_1$  und zusätzlichem äquivalentem Stützdruck  $\Delta\sigma_3 = \Sigma F_{\text{reinf.,max}} / (H \cdot (1 - \epsilon_1))$ .

Die Ergebnisse zeigen für die durchgeführten biaxialen Druckversuche einen direkten Zusammenhang zwischen Tragfähigkeitserhöhung und Zugkraft in der Bewehrung beziehungsweise zusätzlichem Stützdruck durch die Bewehrung. Im Hinblick auf die quantitative Bewertung der Ergebnisse sei an dieser Stelle nochmal auf die zuvor beschriebene zeitliche Abnahme der Dehnsteifigkeit hingewiesen, die hier noch nicht berücksichtigt wurde.

Die dargestellten Ergebnisse zeigen noch mal deutlich, dass unter den gegebenen Randbedingungen jede Tragfähigkeitserhöhung proportional zur Dehnung der Bewehrungslagen ist. Bei den durchgeführten Versuchen hat sich folglich keine Tragfähigkeitserhöhung durch ein Verspannen der Bodenpartikel in den Gitteröffnungen durch „Interlocking“-Effekte eingestellt. Diese Beobachtung ist im Hinblick auf den Sandeinbau mittels Regenmethode leicht nachvollziehbar, da hierbei zwar eine sehr dichte Lagerung, jedoch keine Bodenverspannung in den Gitteröffnungen infolge dynamischer Verdichtungsenergie erreicht werden konnte.

#### 5.4.4.5 Spannungspfade des geogitterbewehrten Bodens

Für den unbewehrten Boden verlaufen die im  $\sigma_1$ - $\sigma_3$ -Diagramm darstellbaren Spannungspfade im biaxialen oder triaxialen Druckversuch (CD-Versuch), wie bereits in Abschnitt 4.4.1 beschrieben, zunächst infolge der isotropen Stützdruckerhöhung entlang der Winkelhalbierenden, bevor bei konstantem Zelldruck  $\sigma_3$  infolge der verformungsgesteuerten Belastung bis zum Erreichen des Bruchzustands nur noch die vertikale Spannung  $\sigma_1$  anwächst.

Bei der isotropen Zelldruckaufbringung unterscheiden sich die Spannungspfade des unbewehrten und des bewehrten Bodens zunächst noch nicht. Erst während der anschließenden Abscherphase wird neben der vertikalen Spannung durch die seitliche Probekörperdehnung und die damit einhergehende Geogitteraktivierung auch die seitliche Spannung um  $\Delta\sigma_3$  gesteigert. Diese Erhöhung des Spannungszustands im Boden ist für jeden Punkt im Probekörper sowohl abhängig

von der Lage und dem Aktivierungsgrad der benachbarten Bewehrungslagen als auch von den Füllbodeneigenschaften.

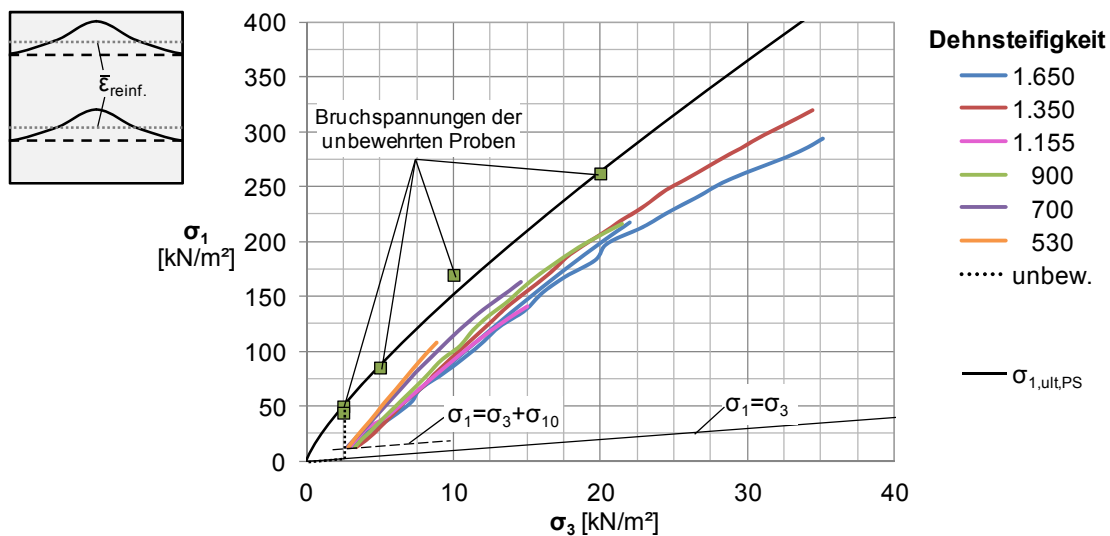
Während die genaue Ermittlung der lokalen Spannungszustände im bewehrten Boden nur mit numerischen Berechnungen möglich ist, können die globalen Spannungspfade für die im Labor untersuchten Probekörper jedoch auch analytisch ermittelt werden, um die prinzipielle Bewehrungswirkung darzustellen. Diesem Vorgehen liegt die stark vereinfachende Annahme zugrunde, dass es sich bei den betrachteten periodisch heterogenen Bodenkörpern mit lokalen Bewehrungslagen um gleichmäßig bewehrten Boden handelt.

Zur Ermittlung der globalen Spannungspfade bieten sich zwei unterschiedliche Vorgehensweisen an. Zum einen können die jeweils erreichten Spannungen, wie in Abschnitt 4.4.2 gezeigt, mit dem Spannungs-Dehnungsverhalten des unbewehrten Bodens verglichen werden. Der zusätzliche Stützdruck  $\Delta\sigma_3$  ergibt sich dabei als Differenz zu dem Zelldruck, der erforderlich ist, um mit einem Probekörper aus unbewehrtem Boden bei dem jeweiligen Verformungszustand die gleiche vertikale Spannung aufnehmen zu können.

Zum anderen können die Bewehrungsdehnungen, wie gerade beispielhaft gezeigt, in Zugkräfte und diese dann in entsprechende äquivalente Stützdrücke umgerechnet werden. Die Grundvoraussetzung für dieses Vorgehen ist, dass Probekörperverformungen ausschließlich in einer Richtung auftreten, nämlich in derjenigen, in der die Zugglieder der Geogitter liegen. Das ist hier durch die vorherrschenden Versuchsrandbedingungen gegeben. Die zweite Voraussetzung stellt die Kenntnis der Zugkräfte in der Bewehrung dar. Messtechnisch können in der Regel allerdings nur die Bewehrungsdehnungen ermittelt werden, die dann anschließend unter Beachtung des von zahlreichen Faktoren beeinflussten Kraft-Dehnungsverhaltens in Kräfte umgerechnet werden können.

Unter Annahme eines näherungsweise linearen Zusammenhangs gemäß den verwendeten Dehnsteifigkeiten  $J_{0-2\%}$  ergeben sich aus den in Bild 5.33 dargestellten Werten für den Tragfähigkeitszuwachs  $\Delta\sigma_1$  und die zusätzliche Stützwirkung  $\Delta\sigma_3$  die in Bild 5.34 dargestellten Spannungspfade für die untersuchten geogitterbewehrten Probekörper. Die Darstellung beinhaltet weiterhin die Bruchbedingung des unbewehrten Bodens ( $\sigma_{1,ult,PS}$ ).



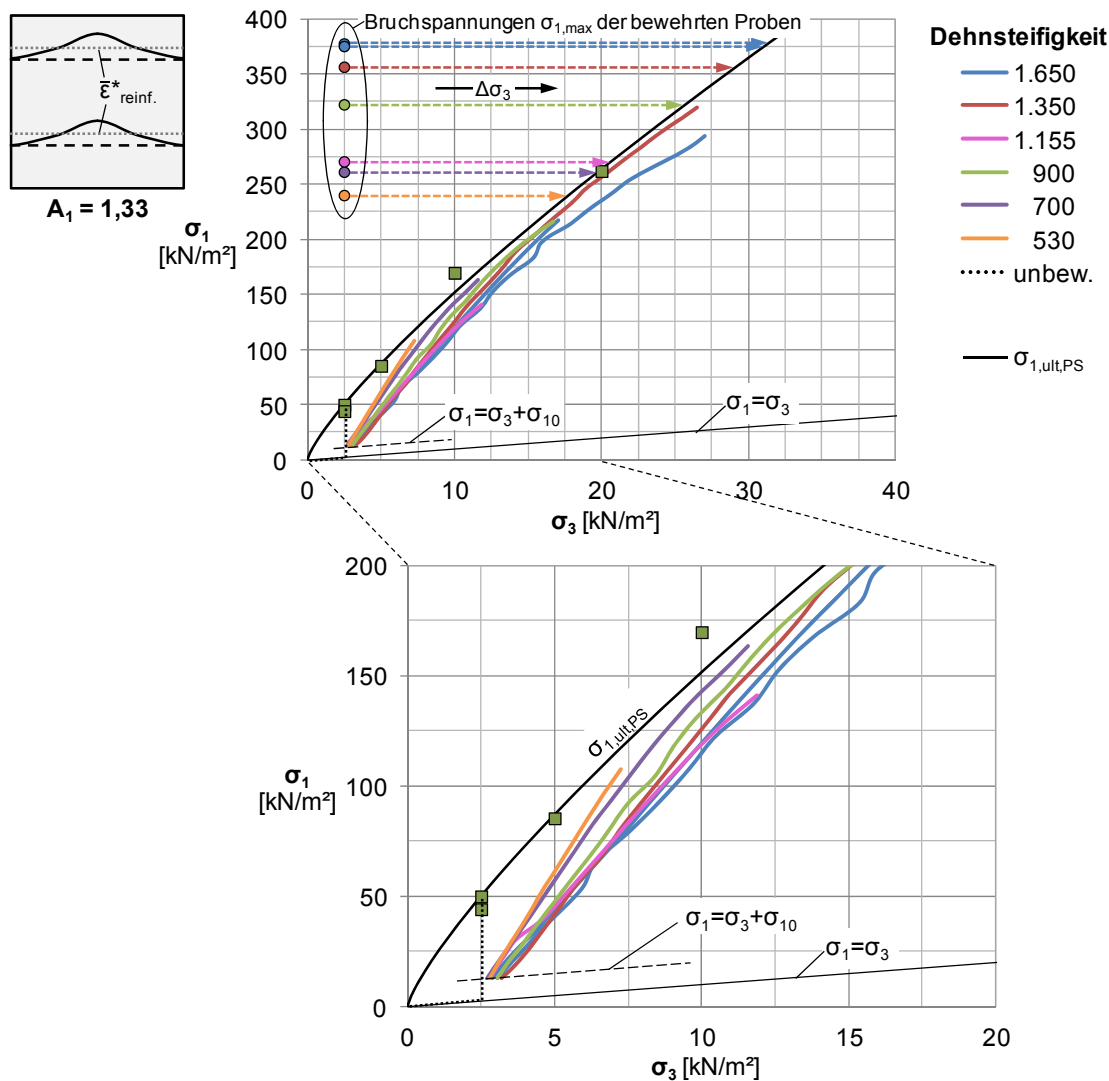


**Bild 5.34** Spannungspfade des bewehrten Bodens unter Berücksichtigung des zusätzlichen Stützdrucks entsprechend den mittleren Geogitterdehnungen.

Die hier dargestellten Spannungspfade für den Abschervorgang der biaxialen Druckversuche mit bewehrten Probekörpern beginnen nicht auf der Winkelhalbierenden  $\sigma_1 = \sigma_3$ , sondern bei einer bereits um den Betrag  $\sigma_{10}$  erhöhten vertikalen Spannung. Diese ergibt sich aus dem nicht vernachlässigbaren Bodeneigengewicht  $\sigma_{1,G}$  gemäß Gleichung 5.2 sowie aus der zusätzlichen Belastung der vor Beginn der Abscherphase aufgesetzten Kopfplatte  $\sigma_{1,KP} = 3,26 \text{ kN/m}^2$ .

Bei der in den Auswertungen verwendeten vertikalen Spannung handelt es sich um die mittels Kraftmessdose gemessene Resultierende, die durch die jeweilige mittlere Probenfläche dividiert wurde. Gegenüber dieser vereinfachten Annahme ist die tatsächliche Verteilung der vertikalen Belastung  $\sigma_1$  ähnlich wie der Dehnungsverlauf in den Bewehrungslagen nicht konstant über die Probekörperbreite. Im Gegensatz zum bisher gezeigten Vorgehen wurden daher für die Ermittlung der horizontalen Spannung  $\sigma_3$  für die in Bild 5.34 dargestellten Spannungspfade ebenfalls die Mittelwerte der Geogitterdehnungen über die gesamte Bewehrungslänge verwendet. Die dargestellten Spannungspfade spiegeln somit das globale Spannungs-Dehnungsverhalten der untersuchten geogitterbewehrten Probekörper aus mittlerer vertikaler Belastung und mittlerem Stützdruck wider.

Es ist leicht zu erkennen, dass auch die Verlängerung der in Bild 5.34 dargestellten Spannungspfade über die entsprechend den verfügbaren DMS-Ergebnissen gezeigten Werte hinaus nicht zum Schnitt mit der Bruchbedingung des unbewehrten Bodens führt. Erst durch die Abminderung der verwendeten Dehnsteifigkeiten unter Berücksichtigung des Zeitstandverhaltens kann dies erreicht werden. Da hierfür jedoch keine genauen Werte vorliegen, wurde für die in Bild 5.35 gezeigten Spannungspfade vereinfachend eine pauschale, näherungsweise Abminderung der Dehnsteifigkeiten um ca. 25 % ( $A_1 = 1,33$ ) gemäß Bild 5.31 vorgenommen.



**Bild 5.35** Spannungspfade des bewehrten Bodens unter Berücksichtigung des zusätzlichen Stützdrucks entsprechend der mittleren Geogitterdehnungen und unter näherungsweise Berücksichtigung des Zeitstandverhaltens.

Zusätzlich zu den Spannungspfaden sind in Bild 5.35 die beim Zeldruck  $\sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  mit den bewehrten Probekörpern ermittelten Bruchspannungen dargestellt. Durch die Erhöhung der kleineren Hauptspannung um den Betrag  $\Delta\sigma_3$  infolge Geogitteraktivierung befinden sich die tatsächlich erreichten Bruchspannungen entsprechend dem „Confining Effect Concept“ jedoch auf der Bruchbedingung des unbewehrten Bodens. Diese Spannungszustände werden nun näherungsweise erreicht, wenn die dargestellten Spannungspfade unter Berücksichtigung eventueller Ungenauigkeiten bei der Erfassung der Bewehrungsdehnungen und durch die Abschätzung der tatsächlichen Dehnsteifigkeiten über die aus den Messergebnissen ermittelten Werte hinaus verlängert werden.

Bei Betrachtung der detaillierten Spannungspfade in Bild 5.35 für den Beginn der Abscherphase ist außerdem der Einfluss der Bewehrungssteifigkeit auf die im Probekörper erzeugten

Spannungszustände erkennbar. Infolge höherer Bewehrungssteifigkeiten werden auch größere Stützdrücke erzeugt.

Die dargestellten Spannungspfade demonstrieren eindrucksvoll die enorme Tragfähigkeits-erhöhung durch die verwendeten Geogitter besonders im untersuchten niedrigen Spannungsniveau und zeigen weiterhin, dass die Größenordnung der abgeschätzten Abminderungsfaktoren für die hier durchgeführten Untersuchungen mit guter Näherung zutreffend ist.

#### 5.4.4.6 Nachrechnung der Spannungspfade

Zur gezielten Vorhersage der vom geogitterbewehrten Boden aufnehmbaren Spannungen ist es erforderlich den Einfluss einzelner Materialkennwerte zu kennen und zu berücksichtigen. Dies wird hier beispielhaft für die in den Untersuchungen variierte Dehnsteifigkeit  $J$  der Geogitter gezeigt. Die Grundlage für die nachfolgend beschriebene Vorgehensweise stellt dabei die Kenntnis der Bruchbedingung des unbewehrten Bodens dar. Für diese wurde, wie in Bild 5.17 angegeben, der folgende Zusammenhang zwischen den Hauptspannungen ermittelt:

$$\sigma_{1,PS} = \sigma_{1,ult}^{soil} = \sigma_1^{ref} \cdot \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_3^{ref}} \right)^{k_\varphi} = 24 \text{ kN/m}^2 \cdot \left( \frac{\sigma_3}{1 \text{ kN/m}^2} \right)^{0,8} . \quad (5.3)$$

Für den in den Untersuchungen verwendeten Sand und das in den hier durchgeführten biaxialen Druckversuchen vorherrschende Spannungsniveau  $\sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  beträgt die Bruchspannung des Bodens  $\sigma_{1,ult}^{soil} = 50 \text{ kN/m}^2$ .

Zur Betrachtung des Einflusses der Dehnsteifigkeit auf die vom Kompositmaterial „geogitterbewehrter Boden“ aufnehmbare Spannung  $\sigma_{1,ult}^{comp}$  wird der in Bild 5.25 für den Bruchzustand dargestellte Zusammenhang mit nachfolgender Gleichung beschrieben:

$$\sigma_{1,ult}^{comp} = \Delta\sigma_1 + \sigma_{1,ult}^{soil} = k_{J,I} \cdot \sigma_{1,ult}^{comp,ref} \cdot \left( \frac{J}{J^{ref}} \right)^{k_{J,II}} + \sigma_{1,ult}^{soil} . \quad (5.4)$$

Hierin ist  $\sigma_{1,ult}^{comp,ref}$  die versuchstechnisch für die Referenz-Dehnsteifigkeit  $J^{ref}$  ermittelte Bruchfestigkeit. Die beiden Konstanten  $k_{J,I}$  und  $k_{J,II}$  dienen der dehnsteifigkeitsabhängigen Beschreibung des Materialverhaltens für die untersuchte Kombination aus Boden und Gittertyp. Für die in Bild 5.25 dargestellte Trendlinie betragen sie  $k_{J,I} = 0,85$  und  $k_{J,II} = 0,5$ . Wird beispielsweise  $J^{ref} = 700 \text{ kN/m}$  als Referenzwert für die Dehnsteifigkeit gewählt, beträgt die hierzu im Versuch ermittelte Bruchspannung des bewehrten Probekörpers  $\sigma_{1,ult}^{comp,ref} = 261,4 \text{ kN/m}^2$  (vgl. Bild 5.25). Für  $\sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  ergibt sich dann Gleichung 5.4 nur noch in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit zu

$$\sigma_{1,ult}^{comp} = 0,85 \cdot 261,4 \text{ kN/m}^2 \cdot \left( \frac{J}{700 \text{ kN/m}} \right)^{0,5} + 50,0 \text{ kN/m}^2 . \quad (5.5)$$

Der maximale zusätzliche Stützdruck  $\max\Delta\sigma_3$  durch die in den Untersuchungen verwendeten Geogitter ergibt sich durch Umstellen von Gleichung 5.3, abzüglich des Zelldrucks  $\sigma_{3,cell}$  und

unter Verwendung der mit dem Verbundmaterial ermittelten Tragfähigkeit  $\sigma_{1,ult}^{comp}$  gemäß Gleichung 5.4 zu

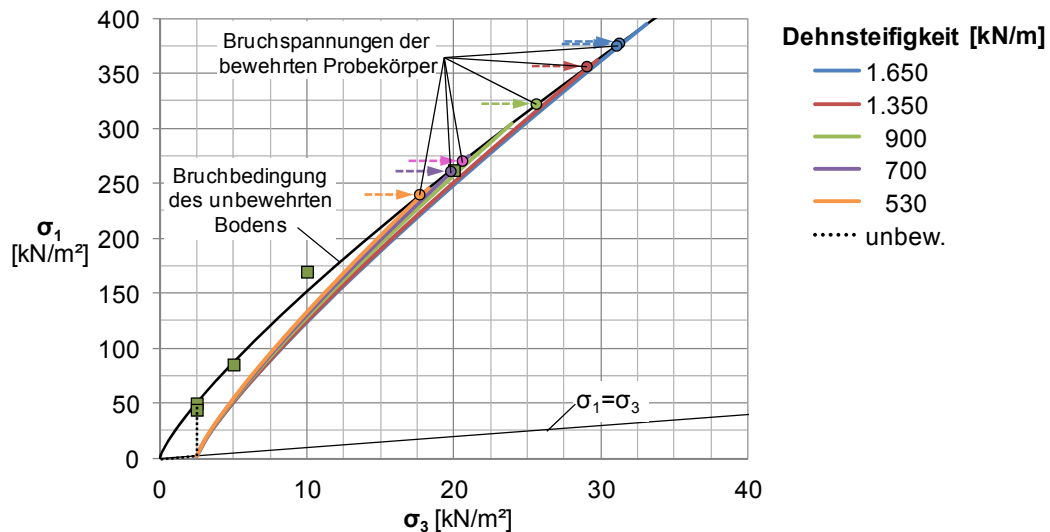
$$\sigma_{1,ult}^{comp} = \sigma_1^{ref} \cdot \left( \frac{\sigma_{3,cell} + \Delta\sigma_3}{\sigma_3^{ref}} \right)^{k_\varphi} \quad (5.6)$$

$$\Leftrightarrow \max\Delta\sigma_3 = \left( \frac{\sigma_{1,ult}^{comp}}{\sigma_1^{ref}} \right)^{1/k_\varphi} \cdot \sigma_3^{ref} - \sigma_{3,cell} = \left( \frac{\sigma_{1,ult}^{comp}}{24\text{kN/m}^2} \right)^{1/0,8} \cdot 1\text{kN/m}^2 - 2,5\text{kN/m}^2.$$

Bezogen auf diesen maximal möglichen zusätzlichen Stützdruck  $\max\Delta\sigma_3$  kann der im Zustand  $i$  jeweils aktivierte zusätzliche Stützdruck  $\Delta\sigma_{3,i}$  näherungsweise anteilig entsprechend dem Verhältnis zwischen der aktuell aufgebrachtten Belastung  $\sigma_{1,i}$  und der vom Verbundmaterial maximal aufnehmbaren Spannung  $\sigma_{1,ult}^{comp}$  ermittelt werden:

$$\Delta\sigma_{3,i} = \left( \frac{\sigma_{1,i}}{\sigma_{1,ult}^{comp}} \right)^{1,2} \cdot \max\Delta\sigma_3. \quad (5.7)$$

Hierbei wird die gekrümmte Form der aus den Versuchsergebnissen ermittelten Spannungspfade durch den Exponenten 1,2 berücksichtigt. Die sich hieraus ergebenden Spannungspfade sind in Bild 5.37 für die untersuchten Dehnsteifigkeiten dargestellt.



**Bild 5.36** Errechnete Spannungspfade für den bewehrten Boden mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit.

Da die Spannungspfade unter Verwendung der dehnsteifigkeitsabhängigen Ausgleichskurve nach Gleichung 5.4 ermittelt wurden, fallen die Maximalwerte der dargestellten Spannungspfade in den meisten Fällen nicht exakt mit den Bruchspannungen gemäß den Laborversuchsergebnissen zusammen, sondern weichen entsprechend der Ausgleichskurve in Bild 5.25 geringfügig von den tatsächlichen Werten ab. In diesem Sinne ist auch die Anwendung des vorgestellten Verfahrens auf den untersuchten Steifigkeitsbereich ( $530 \text{ kN/m} \leq J_{0-2\%} \leq 1.650 \text{ kN/m}$ ) zu begrenzen.

Der zusätzliche Stützdruck durch die untersuchten gelegten Geogitter ergibt sich als Funktion der in Bild 5.25 dargestellten Trendlinie zur Berücksichtigung der Dehnsteifigkeit gemäß Kurzzeitzugversuch für die hier durchgeführten biaxialen Druckversuche mit dem in den Untersuchungen verwendeten Sand gemäß Gleichung 5.7. Zur Berücksichtigung weiterer Einflussgrößen, wie beispielsweise das Verhältnis zwischen Öffnungsweite und Korndurchmesser oder Spannungsniveau, Bodeneigenschaften und Gittertyp, können die angegebenen Gleichungen in ähnlicher Weise durch die Zusammenhänge gemäß den Ergebnissen aus zukünftigen Versuchsreihen ergänzt werden.

#### 5.4.4.7 Hinweis zur Anwendung der Erkenntnisse

Die in Abschnitt 5.4.3.3 ermittelten Ergebnisse haben gezeigt, dass die Dehnsteifigkeit von Geogittern nicht nur für die Gebrauchstauglichkeit von Bedeutung ist, sondern vermutlich wegen der Verformungskompatibilität auch eine maßgebliche Rolle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit spielt. Neben der erforderlichen Zugfestigkeit von Geogittern scheint deren Dehnsteifigkeit somit eine weitere bemessungsrelevante Kenngröße darzustellen.

Soll der beschriebene Zusammenhang daher beispielsweise im Rahmen der Bemessung von Konstruktionen mit geogitterbewehrtem Boden zur Auswahl geeigneter Geogitter beziehungsweise der erforderlichen Dehnsteifigkeit verwendet werden, muss zunächst der mit den Geogittern zu erreichende Tragfähigkeitszuwachs  $\Delta\sigma_1 = \sigma_{1,design} - \sigma_{1,ult}^{soil}$  ermittelt werden:

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{1,design} - \sigma_{1,ult}^{soil} = \sigma_{1,design} - \sigma_1^{ref} \cdot \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_3^{ref}} \right)^{k_\varphi} \quad (5.8)$$

Durch die Materialkonstante  $k_\varphi$  sowie das mit auf den betrachteten Verformungszustand abgestimmten Laborversuchen (z.B. biaxiale Druckversuche) als Referenz-Spannung zu ermittelnde Wertepaar  $(\sigma_3^{ref}; \sigma_1^{ref})$  wird die Abhängigkeit der Scherfestigkeit des betrachteten Bodens vom vorherrschenden Spannungsniveau  $\sigma_3$  berücksichtigt. Die erforderliche Dehnsteifigkeit der Geogitter  $J_{0-2\%,erf.}$  kann dann in Abhängigkeit von der zusätzlich benötigten Tragfähigkeit  $\Delta\sigma_1$  durch Umstellen von Gleichung 5.4 ermittelt werden:

$$J_{0-2\%,erf.} = J^{ref} \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_1}{k_{J,I} \cdot \sigma_{1,ult}^{comp,ref}} \right)^{1/k_{J,II}} \quad (5.9)$$

Die hierin enthaltenen Materialkonstanten  $k_{J,I}$  und  $k_{J,II}$  dienen der Beschreibung des Einflusses der Dehnsteifigkeit  $J$  auf die Tragfähigkeit des Verbundmaterials. Sie sind ebenfalls mit geeigneten Laborversuchen zu bestimmen. Diese Versuche sollten den in situ erwarteten Verformungszustand abbilden und die Untersuchung der vorgesehenen Boden-Geogitter-Kombination ohne Maßstabeffekte ermöglichen.

Der hier beschriebene Zusammenhang ist für die bei der Durchführung der großen biaxialen Druckversuche vorherrschenden Randbedingungen sowie die dabei verwendeten gelegten Geogitter gültig. Für die Übertragung des Zusammenhangs auf bestimmte Randwertprobleme,

wie beispielsweise geogitterbewehrte Tragschichten, ist der Einsatz numerischer Berechnungen erforderlich. Die Ergebnisse sollten außerdem durch gezielte Großversuche mit möglichst vielen zu den Laborversuchen identischen Parametern verifiziert werden.

#### 5.4.5 Zusammenfassung

Die unbewehrten und geogitterbewehrten biaxialen Druckversuche wurden mit einem enggestuften Mittelsand in sehr dichter Lagerung und im niedrigen Spannungsniveau zwischen  $\sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  und  $20 \text{ kN/m}^2$  durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen am unbewehrten Boden haben gezeigt, dass der aus diesen Versuchen ermittelte spannungsabhängige Reibungswinkel  $\varphi_{PS}$  des verwendeten Sandes deutlich höher ist, als der entsprechende mit triaxialen Druckversuchen ermittelte Wert  $\varphi_{TX}$ . Dies kann durch die besonderen Randbedingungen (ebener Verformungszustand, Reibung an Seitenflächen aus Glas) erklärt werden.

Die Untersuchung von geogitterbewehrten Probekörpern hat grundsätzlich eine enorme Erhöhung der Tragfähigkeit durch die verwendeten Geogitter gezeigt. Dieser Effekt wurde durch die dichte Lagerung des Füllbodens sowie das sehr niedrige Spannungsniveau zusätzlich begünstigt. Hierdurch wurden optimale Randbedingungen geschaffen, um einen großen Einfluss der Geogitter auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs zu haben und so auch kleine Einflüsse aus gezielt variierten Parametern ermitteln zu können. Die Durchführung grundlegender Versuche mit unterschiedlicher Anzahl an Bewehrungslagen sowie die Untersuchung verschiedener Anordnungen der Geogitter in zweifach bewehrten Probekörpern hat für die gewählte Boden-Geogitter-Kombination weiterhin einen optimalen Lagenabstand von  $l_v = 40 \text{ cm}$  ( $l_v \approx B/2$ ) bei Anordnung von zwei Geogittern auf 20 cm und 60 cm Höhe ( $1/4 H$  und  $3/4 H$ ) ergeben. Dies geht aus dem Spannungs-Dehnungsverhalten und aus dem kinematischen Verhalten hervor. Ab einem Lagenabstand von  $l_v \geq 60 \text{ cm}$  ( $l_v \approx 3/4 B$ ) konnte bei den vorhandenen Versuchsrandbedingungen keine gute Verbundwirkung mehr erreicht werden.

Untersuchungen mit unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten  $J_{0-2\%}$  haben gezeigt, dass die Verwendung von Geogittern höherer Dehnsteifigkeit zu einem steiferen Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs führt, was außerdem grundsätzlich mit einer Erhöhung der Tragfähigkeit einhergeht. Durch die vorherrschenden Versuchsrandbedingungen kann teilweise erklärt werden, warum dieser Tragfähigkeitszuwachs mit zunehmender Dehnsteifigkeit immer geringer ist: Um die mögliche Zugkraft von Geogittern zu aktivieren, ist die Krafteinleitung über eine bestimmte Länge entsprechend der Kontaktscherfestigkeit zwischen dem Geogitter und dem jeweiligen Boden erforderlich. Für sehr dehnsteife und zugfeste Geogitter überschreitet diese erforderliche Krafteinleitungslänge jedoch die hier verfügbaren Abmessungen, so dass die Leistungsfähigkeit der Geogitter nicht voll ausgeschöpft werden kann. Die Beobachtungen haben weiterhin gezeigt, dass in Geogittern höherer Dehnsteifigkeit bei sonst gleichen geometrischen Eigenschaften größere Zugkräfte entstehen. Dieser Zusammenhang kann durch die grundlegende Regel des Kraftflusses, dass steife Elemente Kraft anziehen, erklärt werden. Die Ergebnisse zeigen somit auch, dass die bloße Erhöhung der Dehnsteifigkeit eines Bewehrungsproduktes mit höheren Zugspannungen beziehungsweise einer größeren Beanspruchung einhergeht.

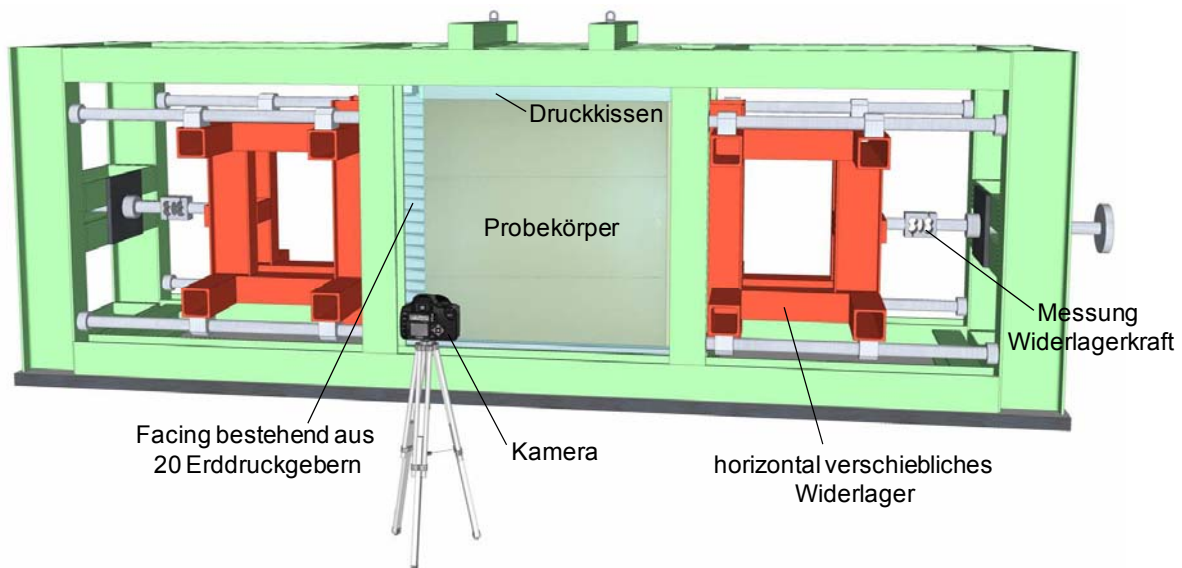
Die Ermittlung der Zugkräfte aus den gemessenen Gitterdehnungen hat gezeigt, dass die Tragfähigkeitserhöhung proportional zu den aktivierten Zugkräften in den Geogittern ist. Alle beobachteten Tragfähigkeitszuwächse  $\Delta\sigma_1$  gehen somit mit einer Zunahme der Bewehrungsdehnungen und somit mit einer Erhöhung des äquivalenten Stützdrucks  $\Delta\sigma_3$  einher. Mithilfe dieses Zusammenhangs konnten für die untersuchten geogitterbewehrten Probekörper ab dem Beginn der Abscherphase bis zu dem Zeitpunkt, bei dem die Geogitterdehnungen noch messtechnisch erfasst werden konnten, die Spannungspfade angegeben werden. Durch Einbeziehung des Zusammenhangs zwischen Dehnsteifigkeit und Tragfähigkeitserhöhung konnten die Spannungspfade außerdem als Funktion der Dehnsteifigkeit der verwendeten gelegten Geogitter beschrieben werden. Sie stimmen bei Berücksichtigung des Zeitstandverhaltens mit den theoretischen Überlegungen entsprechend des „Confining Effect Concepts“ mit sehr guter Näherung überein. Im Hinblick auf die Anwendung der angegebenen Zusammenhänge kann durch Umformulierung die zum Erreichen einer bestimmten Tragfähigkeit erforderliche Dehnsteifigkeit ermittelt werden.

## 5.5 Modellversuche

Neben den grundsätzlichen Untersuchungen zum Materialverhalten des geogitterbewehrten Bodens wird mittels Modellversuchen (Abbildung eines Randwertproblems) am Ausschnitt einer geogitterbewehrten Stützkonstruktion nun auch für diesen konkreten Anwendungsfall die Wirkung der Geogitterbewehrung im Boden untersucht. Ähnliche Arbeiten wurden beispielsweise schon von McGown et al. (1988), Nimmegern (1998), Tsukamoto et al. (1999), Yasufuku et al. (2002) und Bussert (2006) durchgeführt. Auch dort wurden der resultierende Erddruck beziehungsweise die Spannungsaufnahmefähigkeit des bewehrten Bodens sowie die Bewehrungsdehnungen ermittelt. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen liegen die Schwerpunkte durch die versuchstechnischen Möglichkeiten nun zusätzlich auf der Ermittlung der Erddruckverteilung, des kinematischen Verhaltens sowie der Anschlusskräfte der Geogitter an der Konstruktionsfront (Facing). Durch die Belastung über einen längeren Zeitraum wird zudem auch das Relaxationsverhalten beobachtet.

### 5.5.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Zur Durchführung der Modellversuche an geogitterbewehrtem Boden im ebenen Verformungszustand wurde ebenfalls der unter Abschnitt 5.3 beschriebene und in Bild 5.2 und Bild 5.37 dargestellte Versuchsstand verwendet. Aufgrund der gegenüber den biaxialen Druckversuchen deutlich geringeren lateralen Probekörperverformungen wurden die Probekörper hierbei mit einer Querschnittsfläche von 1 m x 1 m hergestellt. Die in diesem Fall steifen Stirnseiten als Facelemente (Konstruktionsfront) zur Horizontalspannungsaufnahme sind horizontal verschieblich gelagert und können unabhängig voneinander kontrolliert bewegt werden. Die seitlichen Kontaktflächen zum Bodenkörper bestehen wie zuvor aus Glas. Die Stirnseiten wurden mit Silikonfett geschmiert und mit Latex bedeckt.

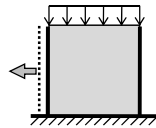


**Bild 5.37** Versuchsaufbau zur Durchführung von Modellversuchen mit geogitterbewehrtem Boden im ebenen Verformungszustand.

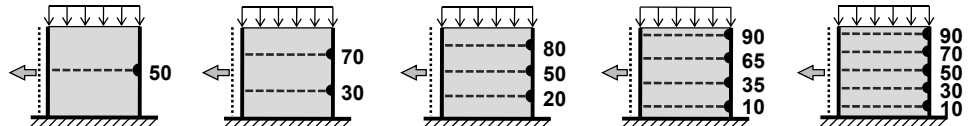


Der in den Untersuchungen verwendete Mittelsand wurde mit der in Abschnitt 5.3.3 beschriebenen Technik eingerieselt, so dass eine Lagerungsdichte von  $D_{pr} \approx 101\%$  erreicht wurde. Zur Versuchsdurchführung wurden die Probekörper zunächst über ein Druckluftkissen mit  $50 \text{ kN/m}^2$  gleichförmig belastet. Anschließend wurde eine Stirnseite kontrolliert in Schritten von bis zu  $0,1 \text{ mm}$  zurückgezogen. Bei den bewehrten Versuchen wurden dabei neben Erddruckkraft, Erddruckverteilung und Wandverschiebung auch die Geogitterdehnungen gemessen. Sofern die Gitter kraftschlüssig am Facing angeschlossen worden sind, wurden außerdem die infolge Facingverschiebung auftretenden Anschlusskräfte gemessen. Eine Übersicht der untersuchten Probekörper mit den verschiedenen Gitteranordnungen ist in Bild 5.38 dargestellt.

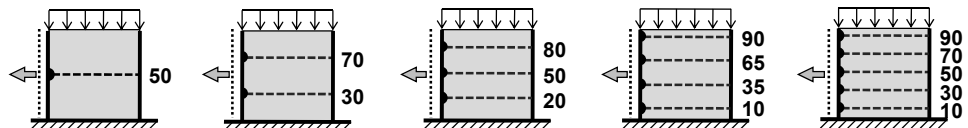
unbewehrt



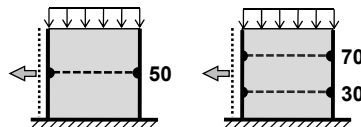
Geogitteranschluss  
1-seitig (im Boden)



Geogitteranschluss  
1-seitig (am Facing)



Geogitteranschluss  
2-seitig (am Facing  
u. im Boden)



**Bild 5.38** Zusammenstellung der untersuchten Probekörper und Bewehrungsanordnungen (Lage der Geogitter als Höhe in cm).

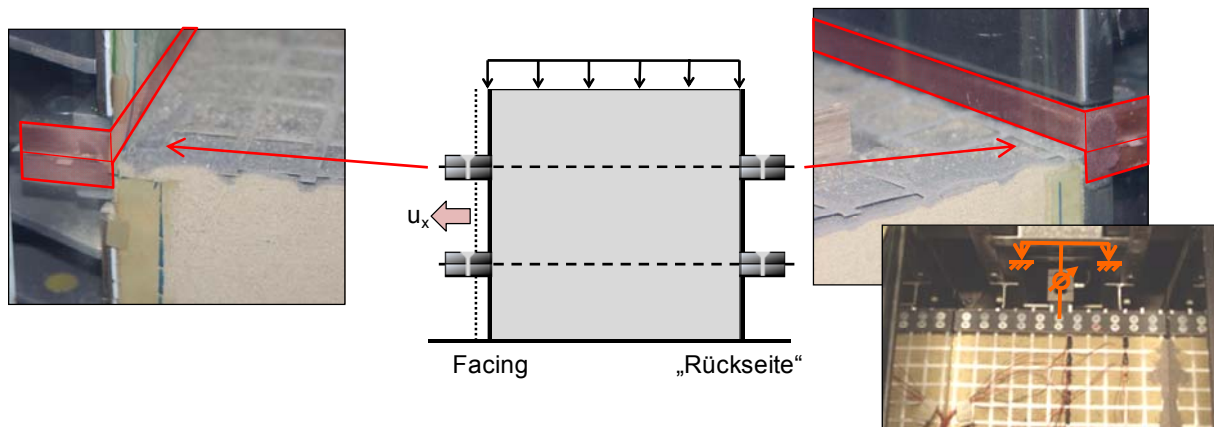
Sofern die Geogitter nicht am Facing angeschlossen worden sind, wurden die Versuche bei einer maximalen Facingverschiebung von  $u_x = 10 \text{ mm}$  beendet. Bei den Untersuchungen mit angeschlossenen Geogittern wurde eine Verschiebung des Facings solange schrittweise zugelassen, bis der wirkende Erddruck ausschließlich von den Geogittern aufgenommen wurde und das bis dahin erforderliche Widerlager vollständig entlastet war.

Während der Verschiebung der Facing-Elemente mit angeschlossenen Geogittern wurden in diesen Bewehrungslagen nahezu bis zum 1 m entfernten freien Gitterende Dehnungen gemessen. Um zu verhindern, dass die Geogitter dort aufgrund mangelnder Verankerung aus dem Boden „herausgezogen“ wurden, sind diese bei einigen Versuchen auch an der gegenüberliegenden Seite des Versuchszustandes angeschlossen und ebenfalls die entsprechenden „Anschlusskräfte“ im Boden während der Versuche ermittelt worden.

## 5.5.2 Messinstrumentierung

### 5.5.2.1 Kraft- und Spannungsmessung

Zur Ermittlung der horizontalen Erddruckkräfte wurden die beiden verschieblich gelagerten (roten) Widerlager jeweils nur über eine Kraftmessdose horizontal gestützt (vgl. Bild 5.37). Um zusätzlich die Erddruckverteilung ermitteln zu können, bestand eines der beiden Facingelemente, welches in seiner ursprünglichen Form bereits bei den Untersuchungen von McGown et al. (1988) verwendet wurde, aus insgesamt zwanzig 5 cm hohen Elementen zur Spannungsmessung. Durch die redundante Erddruckermittlung über die 20 Elemente sowie die einzelne Kraftmessdose am Widerlager war zugleich die Möglichkeit zur Kontrolle der ermittelten Werte gegeben. Zur Ermittlung der Anschlusskräfte der Geogitter am Facing wurde dies so umgebaut, dass einzelne der 20 Elemente durch Klemmen zur Geogitterfixierung ersetzt werden konnten (Bild 5.39 links).



**Bild 5.39** Klemmen zur Fixierung der Geogitter am Facing mit Anschlusskraftmessung.

Die bodenabgewandte Seite der Klemmen wurde jeweils über eine Kraftmessdose mit der Konstruktionsfront verbunden und die Vorderkanten der Klemmen zur Geogitterfixierung schlossen bündig mit der bodenseitigen Konstruktionsfront ab. An der Rückseite des Versuchszustandes konnten die Geogitter ebenfalls fixiert werden (Bild 5.39 rechts), so dass der Zeitpunkt beziehungsweise Verschiebungszustand, ab dem eine Beanspruchung der Geogitter aus der Facingverschiebung die 1 m entfernte Stelle im Bodenkörper bzw. Geogitter erreicht, ebenfalls bestimmt werden konnte.

### 5.5.2.2 Verformungs- und Dehnungsmessung

Die Verschiebung des Facingelements wurde über Tauchankerwegaufnehmer sowie zusätzliche analoge Messuhren auf insgesamt drei Höhen (5 cm; 50 cm, 95 cm) erfasst. Hierdurch konnte eine gleichmäßige Verschiebung des Facings nachgewiesen werden.

Zur Ermittlung des kinematischen Verhaltens innerhalb der Probekörper wurde auch hier die unter Abschnitt 5.3.4.1 beschriebene DIC-Methode angewendet, um die während der Versuche erstellten Bilder der Probekörper im Nachgang auszuwerten. Des Weiteren wurde das in

Abschnitt 4.2.3 beschriebene Vorgehen zur Ermittlung der Geogitterdehnungen mit Dehnungsmessstreifen angewendet.

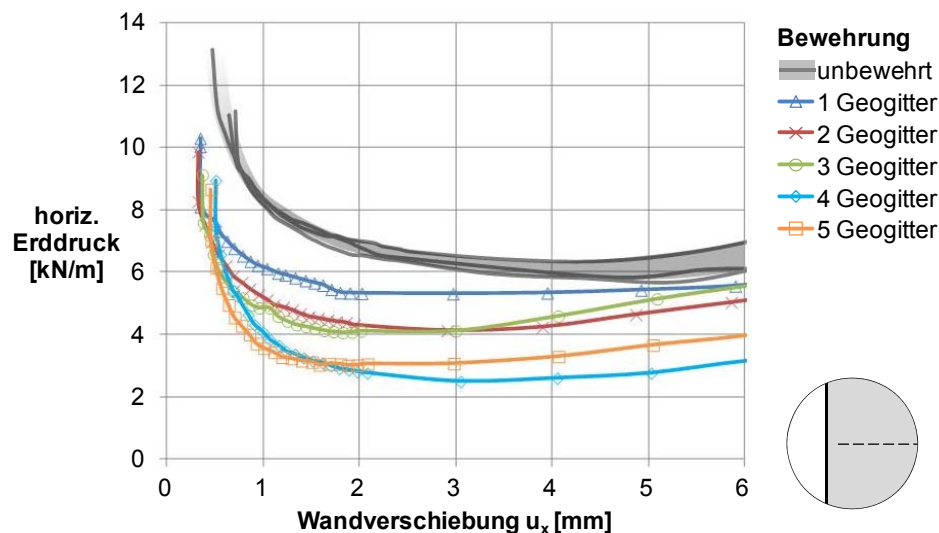
### 5.5.3 Ergebnisse

Die nachfolgend dargestellten Versuchsergebnisse zeigen die verformungsabhängige Erddruckentwicklung und -verteilung, die Geogitteranschlusskräfte und -dehnungen sowie eine Verformungsanalyse der untersuchten unbewehrten und mit zwei unterschiedlich dehnsteifen Geogittern ( $J_{0-2\%} = 700 \text{ kN/m}$  und  $1155 \text{ kN/m}$ ) bewehrten Probekörper.

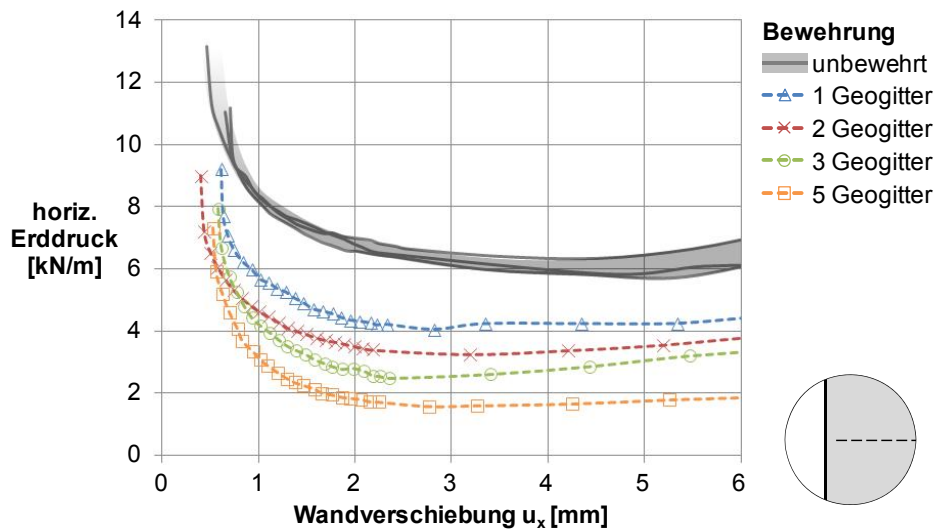
#### 5.5.3.1 Erddruckentwicklung – ohne Gitteranschluss am Facing

In Bild 5.40 und Bild 5.41 sind die am Widerlager gemessenen Erddruckkräfte über der zugehörigen Verschiebung des Facings für mehrere Versuche mit unbewehrten Probekörpern sowie für die untersuchten Probekörper mit einer bis fünf nicht am Facing angeschlossenen Bewehrungslagen aufgetragen.

Die Versuchsergebnisse zeigen zunächst mit zunehmender Wandverschiebung eine Verringerung des Erddrucks bis auf den aktiven Erddruck, bevor, wie beispielsweise in DIN 4085 (2011) beschrieben, aufgrund der dichten Bodenlagerung ein leichter Wiederanstieg zu beobachten ist. Im Hinblick auf die Bodenbewehrung zeigen die Versuchsergebnisse weiter, dass der horizontale Erddruck auf das Facing durch die Geogitter enorm reduziert wird. Dieser Effekt erhöht sich mit zunehmendem Bewehrungsgrad.



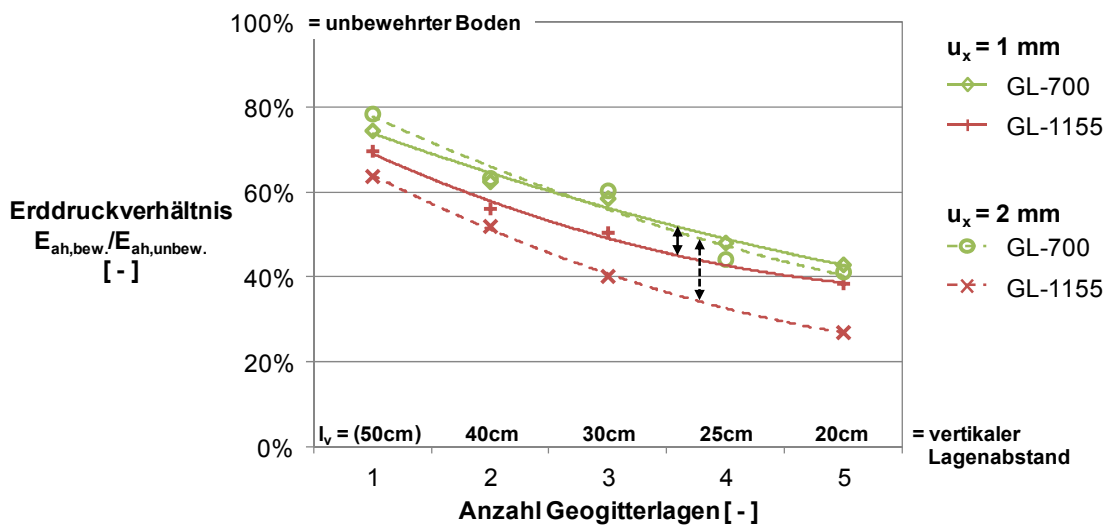
**Bild 5.40** Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung (Geogitter GL-700, nicht am Facing angeschlossen).



**Bild 5.41** Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung (Geogitter GL-1155, nicht am Facing angeschlossen).

Bei Verwendung von zwei Bewehrungslagen (Lagenabstand  $l_v = 0,4$  m) ergibt sich beispielsweise ähnlich wie bei McGown et al. (1988) eine Erddruckreduzierung auf ca. 50 % bis 60 % des Erddrucks des unbewehrten Bodens. Besonders deutlich ist außerdem erkennbar, dass die Aktivierung der Geogitter sowie die daraus resultierende Erddruckreduzierung schon bei kleinsten Verformungen eintreten. Dies ist besonders bemerkenswert, da die Geogitter einerseits schlaff, also ohne Vorspannung, eingebaut wurden und andererseits durch das Einrieseln des Sandes ohne weitere Verdichtungsenergie (vgl. Abschnitt 5.4.4) keine Verspannung der Bodenpartikel in den Gitteröffnungen erzeugt wurde.

Der effektiv auf die Rückseite des Facings wirkende Erddruck bei nicht am Facing angeschlossenen Geogittern ist in Bild 5.42 bezogen auf den Erddruck des unbewehrten Bodens dargestellt. Ausgewertet wurde die Erddruckreduktion bei Facingverschiebungen von  $u_x = 1$  mm ( $u_x/h = 1$  ‰) und  $u_x = 2$  mm ( $u_x/h = 2$  ‰).

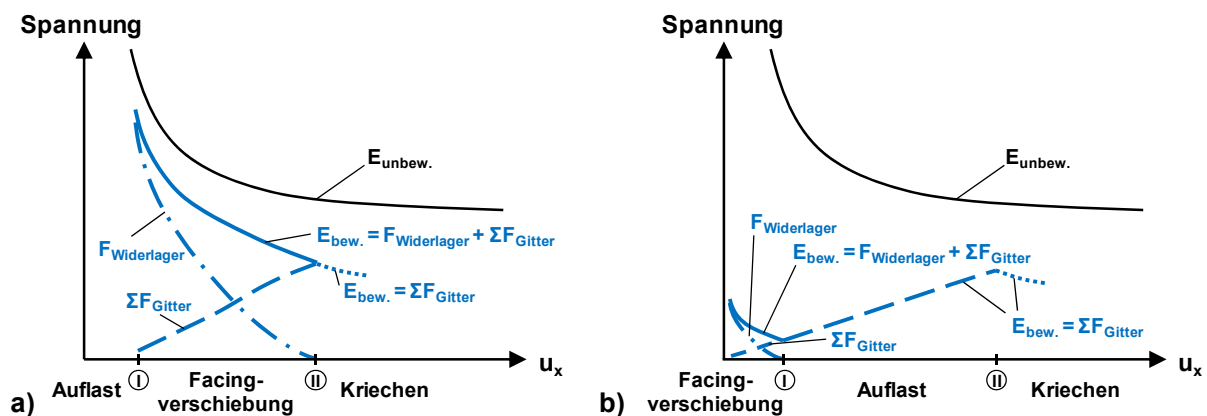


**Bild 5.42** Zusammenhang zwischen Erddruck und Bewehrungsgrad.

Der Vergleich der mit den unterschiedlich dehnsteifen Geogittern durchgeführten Untersuchungen zeigt bei gleicher Wandverschiebung eine größere Erddruckreduktion bei höherer Dehnsteifigkeit. Dieser Effekt ist bei  $u_x = 1$  mm sehr gering (Differenz der durchgehenden Linien), nimmt aber bis  $u_x = 2$  mm zu (Differenz der gestrichelten Linien). Neben der größeren Spannungsaufnahme durch das dehnsteifere Geogitter zeigen die Ergebnisse weiterhin, dass zur vollständigen Bewehrungsaktivierung eine größere Facingverschiebung erforderlich ist. Da sich die beiden hier verwendeten Geogitter außer in ihrer Dehnsteifigkeit zusätzlich in der Maschenweite und der Profilierung der Zuggliedoberflächen unterscheiden, kann das beobachtete Verhalten jedoch nicht eindeutig nur einem der beiden Parameter zugeordnet werden.

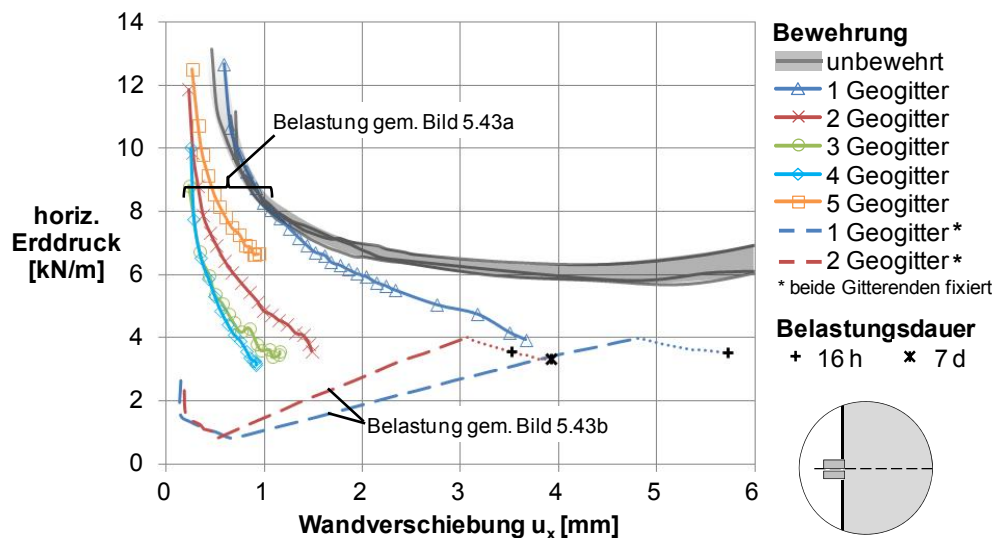
### 5.5.3.2 Erddruckentwicklung – mit Gitteranschluss am Facing

Zur Interpretation der nachfolgend dargestellten Versuchsergebnisse ist in Bild 5.43 qualitativ die Entwicklung der einzelnen Spannungskomponenten im bewehrten Modellversuch mit angeschlossenen Geogittern dargestellt. Dabei wurden zwei unterschiedliche Vorgehensweisen zur Versuchsdurchführung gewählt. Sie unterschieden sich darin, ob zuerst die gleichförmige Auflast von  $50 \text{ kN/m}^2$  über das Druckkissen aufgebracht und anschließend eine Wandverschiebung bis zum Gleichgewicht zwischen Erddruck und Geogitteranschlusskräften zugelassen wird (Bild 5.43a) oder umgekehrt (Bild 5.43b). In beiden Fällen ist infolge des Bodeneigengewichts bereits vor Versuchsbeginn eine minimale Facingverschiebung von  $u_x \approx 0,2$  mm eingetreten, im erstgenannten Fall infolge der zusätzlichen gleichförmigen Auflast außerdem weitere ca.  $0,3$  mm.

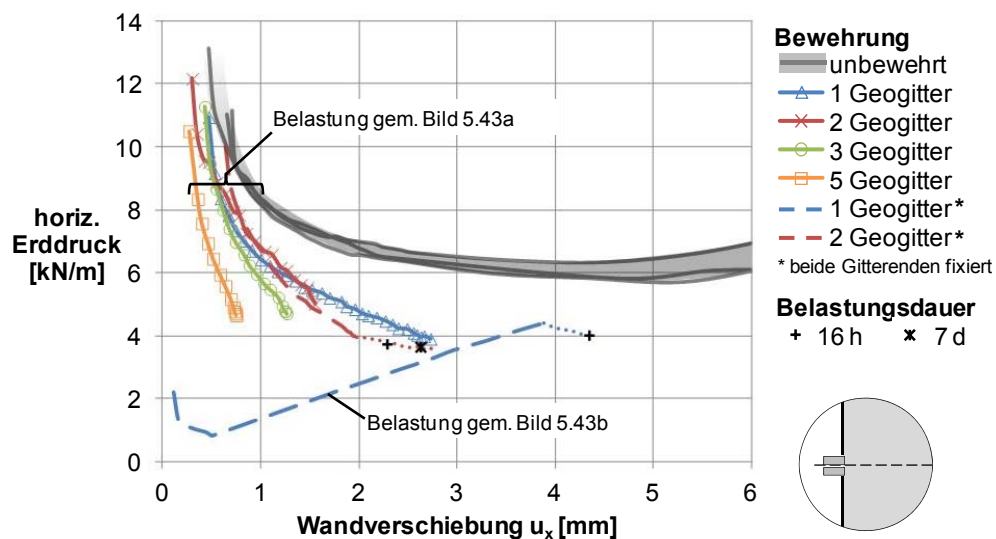


**Bild 5.43** Qualitative Darstellung der verformungsabhängigen Spannungsentwicklung bei unterschiedlichen Arten der Versuchsdurchführung.

In den folgenden beiden Auswertungen in Bild 5.44 und Bild 5.45 wird der wirkende Erddruck bei den untersuchten Probekörpern mit am Facing angeschlossenen Geogittern dargestellt. In allen Fällen wurde eine Verschiebung des Facings zugelassen, bis der Erddruck ausschließlich über die Geogitter abgetragen wurde und das Widerlager vollständig entlastet war. Im Fall der beidseitig angeschlossenen Geogitter (vgl. Bild 5.38) wurden die Probekörper nach Erreichen des beschriebenen Gleichgewichtszustandes außerdem über einen Zeitraum zwischen 16 Stunden und 22 Tagen (ca. 500 Stunden) unter Dauerbelastung beobachtet (gepunktete Linien).



**Bild 5.44** Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung (Gitter GL-700, Verschiebung des Facings mit angeschlossenen Geogittern).



**Bild 5.45** Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung (Gitter GL-1155, Verschiebung des Facings mit angeschlossenen Geogittern).

Auch hier zeigen die Versuchsergebnisse, dass der horizontale Erddruck auf das Facing, der im Gleichgewichtszustand der Summe der Anschlusskräfte entspricht, durch die Geogitter enorm reduziert wird. Die einzige Ausnahme stellt die Erddruck- beziehungsweise Anschlusskraft-entwicklung des fünffach mit dem Geogitter GL-700 bewehrten Probekörpers dar (Bild 5.44). Während die Größenordnung der erreichten Wandverschiebung plausibel erscheint, nimmt durch Ungenauigkeiten beim Einbau der mittleren Bewehrungslage deren Anschlusskraft überdurchschnittlich stark zu (vgl. Abschnitt 5.5.3.4).

Für den Zustand, an dem das Gleichgewicht zwischen Erddruck und Anschlusskräften erreicht wird, zeigen die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen keinen eindeutigen Einfluss des Bewehrungsgrads auf die Größe des Erddrucks. Da mit zunehmendem Bewehrungsgrad bei

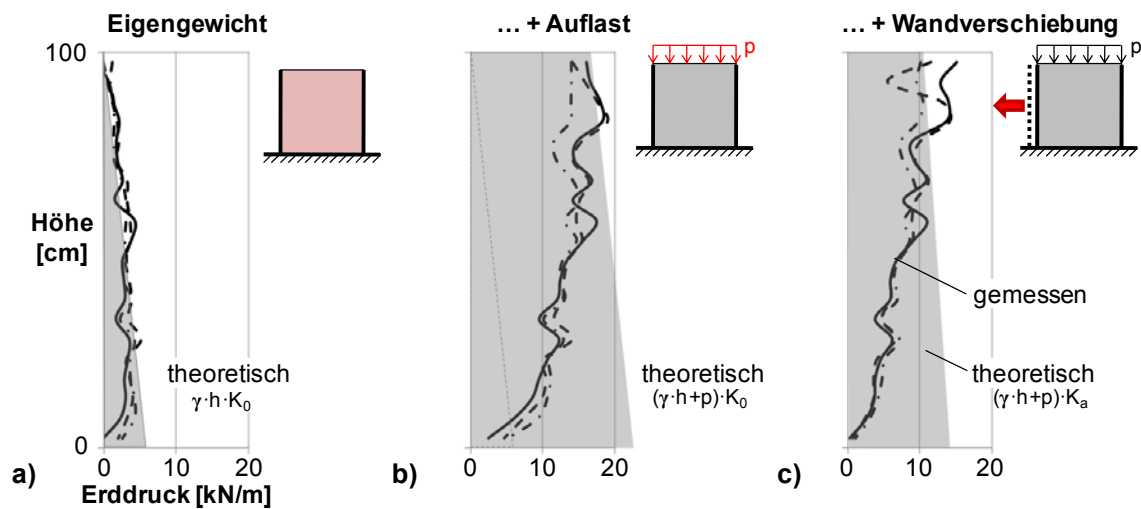
annähernd gleichem Erddruck der Ausnutzungsgrad für die Geogitter sinkt, führte eine Erhöhung der Anzahl an Geogitterlagen allerdings zu einer Verringerung der bis dahin insgesamt eingetretenen Verformungen. Im Hinblick auf die Verformungsreduktion zeigt sich außerdem tendenziell ein erwartungsgemäß günstiger Einfluss durch die höhere Dehnsteifigkeit der Geogitter. In Übereinstimmung mit den Beobachtungen von Ehrlich & Mitchell (1994) wurden die Wandverschiebungen bei Verwendung von dehnsteiferen Geogittern allerdings derart reduziert, dass sich der Bodenwiderstand nur teilweise entwickeln konnte. Gemäß der in Abschnitt 2.1.2 beschriebenen Verformungskompatibilität zwischen Boden und Bewehrung ist dadurch die Summe der in den Geogittern entstandenen Kräfte größer als bei Verwendung von Geogittern geringerer Dehnsteifigkeit.

Im Hinblick auf die insgesamt eingetretenen Wandverschiebungen haben die Ergebnisse weiterhin gezeigt, dass diese nicht nur von der Anzahl und Dehnsteifigkeit der verwendeten Geogitter abhängig sind, sondern außerdem von der Vorgehensweise bei der Belastung. In Übereinstimmung mit den Beobachtungen von Yogarajah & Saad (1996) können die Verformungen im Gleichgewichtszustand zwischen Erddruck und Anschlusskräften somit dadurch reduziert werden, dass die Konstruktionsfront während der Belastung des Hinterfüllbodens zunächst noch gestützt wird. Während diese Belastung bei den hier durchgeführten Laborversuchen durch das Druckkissen aufgebracht wurde, entsteht in situ eine wesentliche Belastung durch den Einbau und die Verdichtung der darüber liegenden Bodenschicht(en).

Die Beobachtung der Probekörper unter Dauerbelastung zeigt weiterhin bei gleichbleibender äußerer Belastung Relaxationseffekte in Form von einer Zunahme der Facingverschiebungen bei gleichzeitiger Abnahme des wirkenden Erddrucks. Ähnlich wie beim viskosen Spannungs-Dehnungsverhalten der Bewehrungsprodukte zeigt sich auch hier eine mit der Zeit abklingende Verformungszunahme.

### **5.5.3.3 Erddruckverteilung**

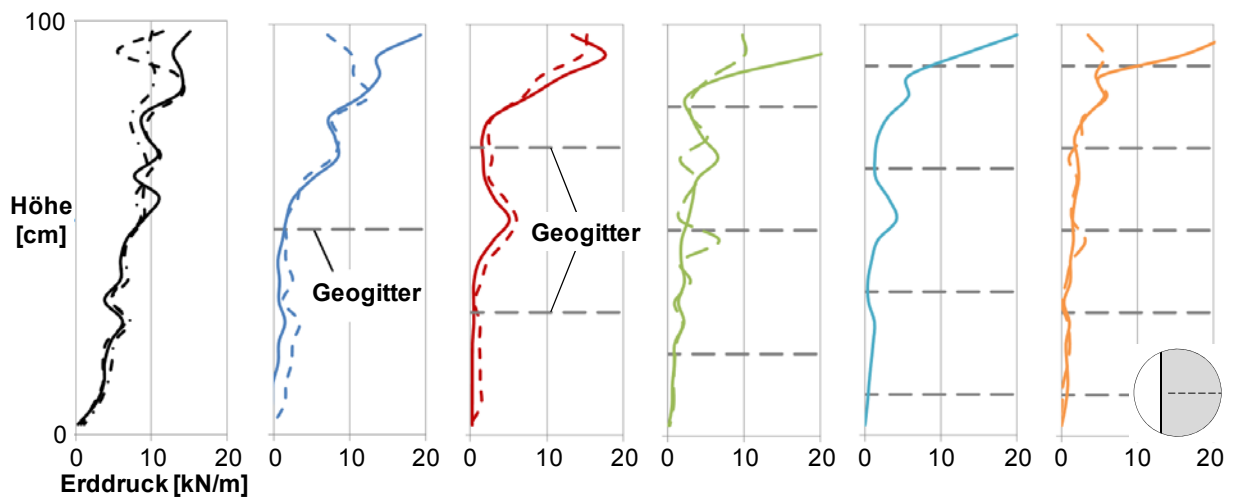
Zur Untersuchung des Einflusses der Bodenbewehrung auf die Erddruckverteilung am Facing wurde während der Wandverschiebung der horizontale Erddruck mit 20 einzelnen, 5 cm-hohen Elementen gemessen. Zum Verständnis der nachfolgend dargestellten Erddruckverteilungen wird zunächst in Bild 5.46 am Beispiel von drei gleichen Versuchen mit unbewehrten Probekörpern die Entwicklung der versuchsstandspezifischen Erddruckverteilung aus dem unbewehrten Sand der bekannten Verteilung gemäß Erddrucktheorie gegenübergestellt.



**Bild 5.46** Theoretische und gemessene Erddruckverteilung im unbewehrten Boden infolge  
 a) Eigengewicht  
 b) Eigengewicht + Auflast ( $50 \text{ kN/m}^2$ )  
 c) Eigengewicht + Auflast ( $50 \text{ kN/m}^2$ ) + Wandverschiebung ( $u_x = 2 \text{ mm}$ ).

Die Erddruckverteilung aus dem unbewehrten Boden zeigt zunächst mit zunehmender Tiefe in sehr guter Übereinstimmung mit dem beispielsweise bei Kézdi (1962) beschriebenen Erdruck nach Jáky eine Zunahme der Erddruckspannungen. Lediglich unmittelbar über der rauen Bodenplatte werden geringere Werte beobachtet. Bei Aufbringung der gleichförmigen Belastung mittels Druckkissen zeigt sich mit zunehmender Tiefe eine Abnahme der Erddruckspannungen, was sich besonders deutlich am Wandfuß äußert. Ähnliche Beobachtungen wurden beispielsweise von McGown et al. (1988) beschrieben und sind vor allem darauf zurückzuführen, dass sich der Boden an den Seitenflächen aus Glas aufhängt. Infolge der Wandverschiebung kann schließlich über die gesamte Wandhöhe eine Verringerung der Erddruckspannung beobachtet werden, was im oberen Bereich näherungsweise mit dem aktiven Erddruck nach Rankine (1857) übereinstimmt. In Bild 5.47 wird nun die mit unbewehrten sowie verschiedenfach geogitterbewehrten Probekörpern ermittelte Erddruckverteilung bei einer Wandverschiebung von  $u_x = 2 \text{ mm}$  dargestellt.

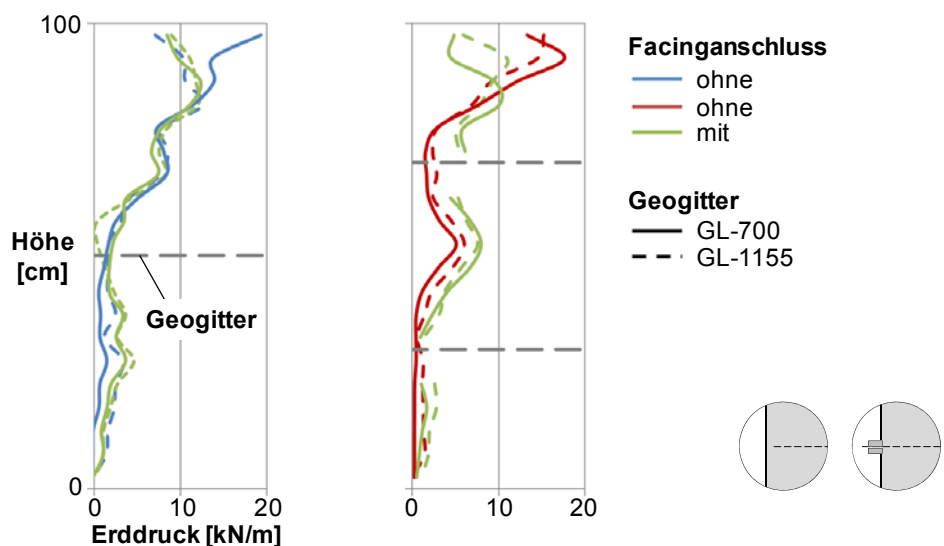




**Bild 5.47** Erddruckverteilung auf das Facing bei unbewehrtem und verschiedenfach geogitterbewehrtem Boden nach  $u_x = 2$  mm Wandverschiebung.

Gegenüber dem Erddruck bei unbewehrtem Boden zeigen die Verteilungen des Erddrucks bei geogitterbewehrtem Boden über die Höhe der 1 m hohen Außenhaut eine deutliche Reduktion des horizontalen Drucks bereits ab der obersten (nicht angeschlossenen) Bewehrungslage. Dieser Effekt der Erddruckabschirmung zeigt sich sowohl bei den mit Geogittern GL-700 (durchgezogene Linien) als auch bei den mit Geogittern GL-1155 (gestrichelte Linien) bewehrten Probekörpern.

In Bild 5.48 sind für den 1- und 2-fach bewehrten Boden die Erddruckverteilungen ohne und mit angeschlossenen Geogittern gegenübergestellt. Hier ist deutlich erkennbar, dass der Anschluss der Geogitter bei dem betrachteten Verschiebungszustand keinen nennenswerten Einfluss auf die Verteilung des Erddrucks hat.



**Bild 5.48** Erddruckverteilung bei 1- und 2-fach geogitterbewehrten Probekörpern ohne und mit Facinganschluss nach ca. 2 mm Wandverschiebung.

### 5.5.3.4 Geogitteranschlusskräfte und -dehnungen

Zur Untersuchung der erforderlichen Anschlussfestigkeit von Geogittern an der Front von Stützkonstruktionen wurden die Geogitter am Facing fixiert und die Anschlusskräfte gemessen. Durch die Versuchssteuerung wurde, wie oben beschrieben, eine Facingverschiebung so lange zugelassen, bis der gesamte Erddruck über die Geogitter zurück in den Boden abgetragen wurde. Die dabei entstandenen Anschlusskräfte sind in Bild 5.49 und Bild 5.50 über der jeweils eingetretenen Wandverschiebung  $u_x$  dargestellt. Die Ergebnisse zeigen eine stetige Zunahme von Wandverschiebung und Anschlusskräften bis zum Erreichen des beschriebenen Gleichgewichtszustands. Deutlich erkennbar ist ebenfalls, dass bei Verwendung der dehnsteiferen Geogitter größere Anschlusskräfte bei überwiegend geringeren Verschiebungen auftreten (gestrichelte Linien). Die Anzahl der verwendeten Geogitter und die daraus resultierende summierte Dehnsteifigkeit sind somit entscheidend für die Verformungen und die damit einhergehende Zugkraftaktivierung in den Geogittern. Die insgesamt erforderliche Zugkraft im Anschlussbereich entspricht dem wirkenden Erddruck.

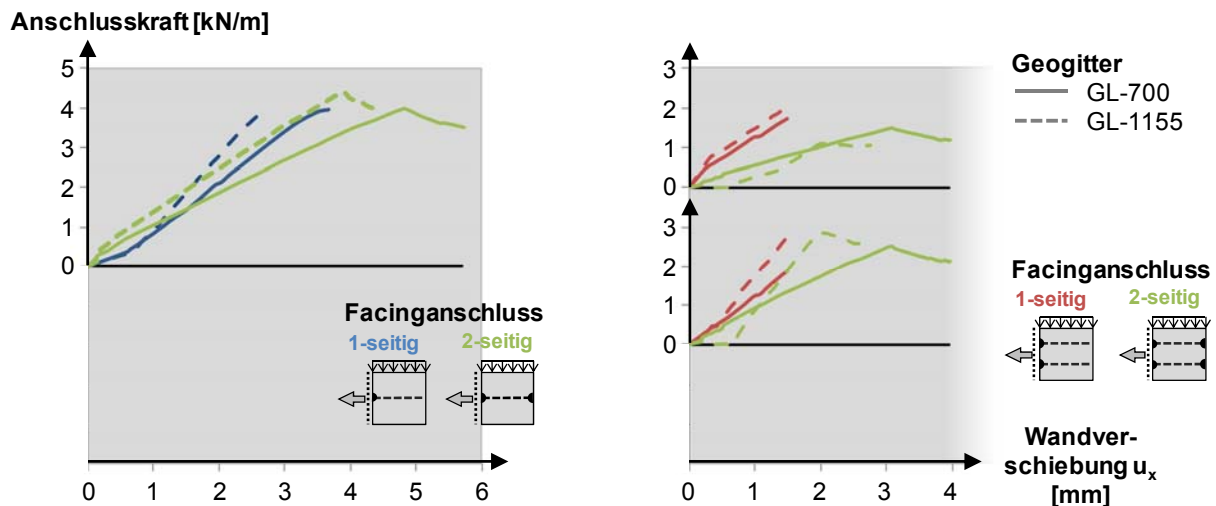
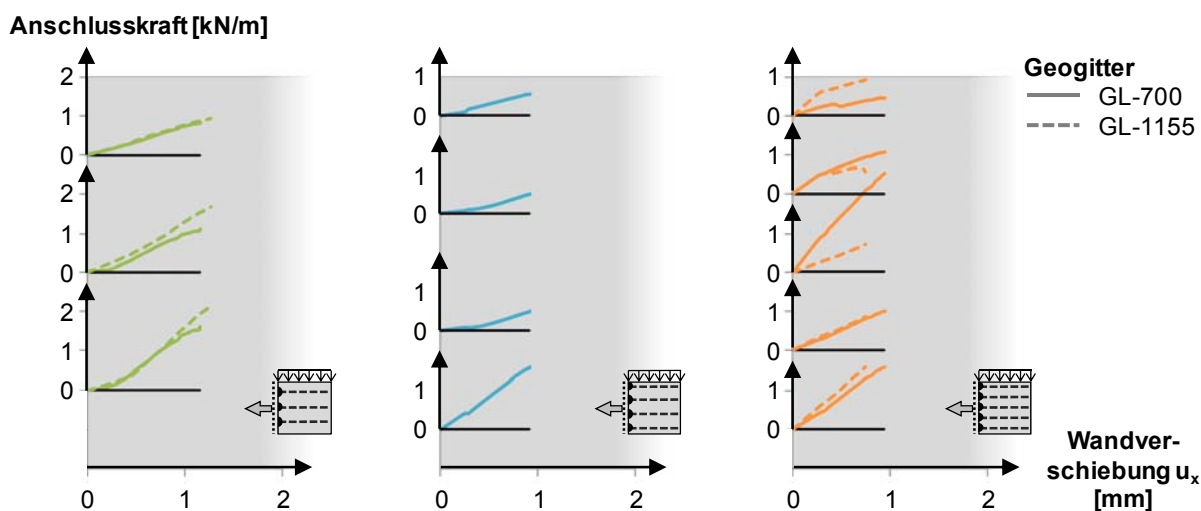


Bild 5.49 Geogitteranschlusskräfte in 1- und 2-fach bewehrten Probekörpern.



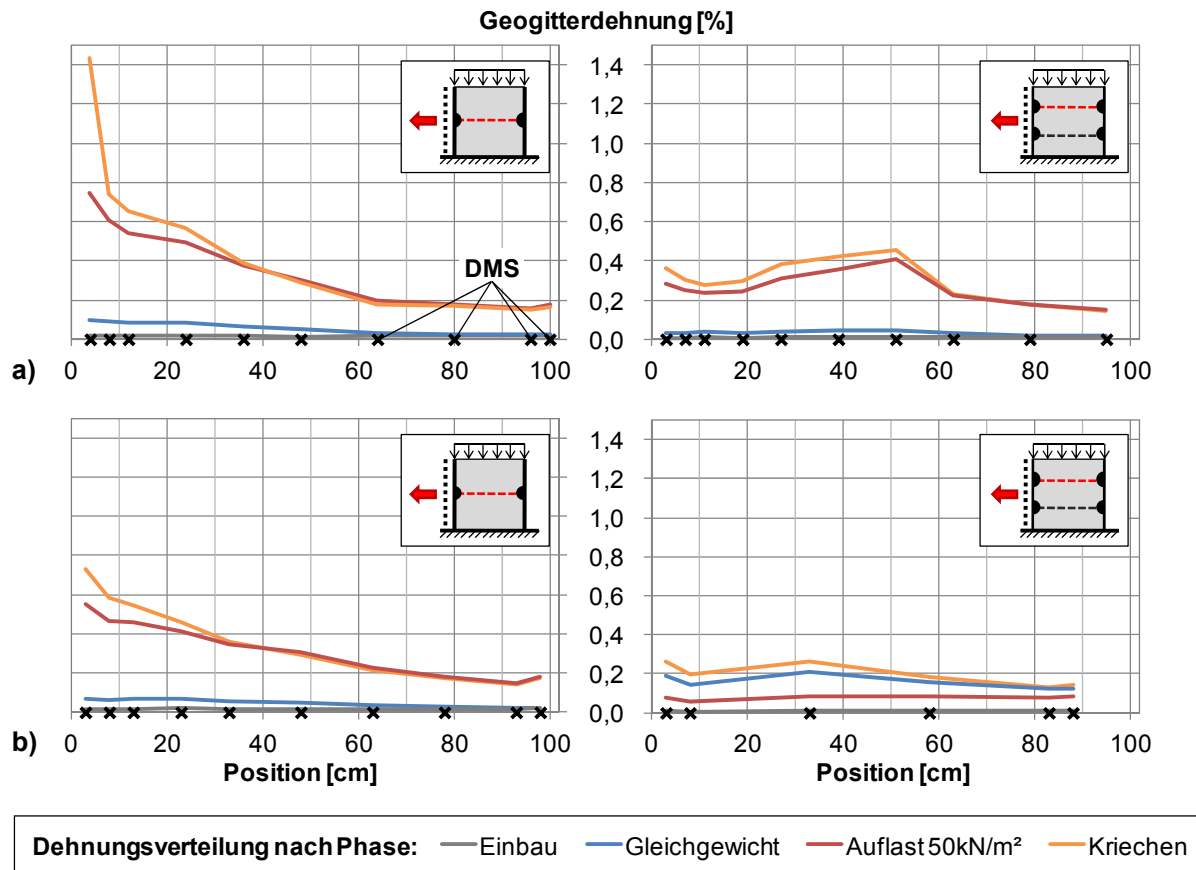
**Bild 5.50** Geogitteranschlusskräfte in 3-, 4- und 5-fach bewehrten Probekörpern.

Im Hinblick auf die Verteilung der Anschlusskräfte auf die Geogitter auf unterschiedlichen Höhenlagen wurden (bis auf eine Ausnahme) grundsätzlich bei allen durchgeführten Versuchen am untersten Geogitter die größten Anschlusskräfte gemessen. Wie bei Yogarajah & Saad (1996) steht dies jedoch zunächst den Erddruckverteilungen entgegen, da diese am oberen Ende der Wand die größten Erddruckspannungen zeigen (Bild 5.47). Während der Erddruck in situ bei höheren Stützkonstruktionen im Wesentlichen durch die jeweils dort befindlichen Geogitter abgetragen wird und sich über die Konstruktionshöhe unterschiedliche Wandverformungen einstellen können, erfährt die hier untersuchte Versuchswand über die gesamte Höhe die gleiche Verschiebung. Dadurch, dass die potenzielle Gleitfläche im Hinterfüllbereich die unterste Bewehrungslage am nächsten an der Front schneidet, führt die damit einhergehende Abwärtsbewegung des Bodens vor allem für diese unterste Bewehrungslage im Modellversuch zu einer unmittelbaren messbaren Beanspruchung am Wandanschluss.

Die für die Entstehung des Gleichgewichtszustands zwischen Erddruck und Anschlusskraft benötigte Zeitdauer hat üblicherweise weniger als eine Stunde betragen. Anhand der daran anschließenden, zwischen 16 Stunden und 22 Tagen unter Dauerbelastung beobachteten Probekörper konnte der zeitliche Einfluss auf Verformungs- und Erddruck- bzw. Anschlusskraftentwicklung untersucht werden. Nach dem Erreichen des Gleichgewichts zwischen Erddruck und Anschlusskräften zeigen die Ergebnisse Relaxationserscheinungen in Form einer Abnahme der erforderlichen Anschlusskräfte bei gleichzeitiger Zunahme der Wandverschiebung. Die Entwicklung der Anschlusskräfte ist in Bild 5.49 (grüne Kurven) dargestellt, die Verteilung der Geogitterdehnungen in den 1- und 2-fach bewehrten Proben mit beidseitig angeschlossenen Geogittern in Bild 5.51.

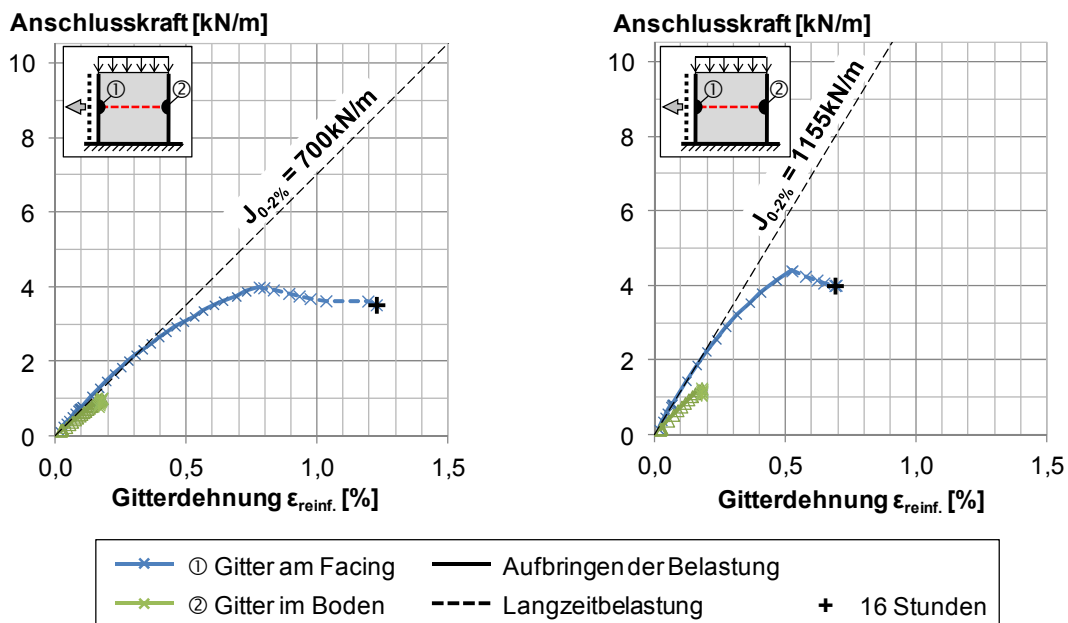
Bei den in Bild 5.51 dargestellten Dehnungen über die Gitterlänge befindet sich Position „0 cm“ am verschieblichen Facing, Position „102 cm“ an der starren, gegenüberliegenden Seite der Probekörper. Die Versuchskurven zeigen, dass die Geogitterdehnungen in geringem Umfang bereits im Gleichgewichtszustand (blaue Kurven) an der gegenüberliegenden Seite der Probekörper entstehen. Infolge der Dauerbelastung über mehrere Stunden oder Tage sind in den

Geogittern Kriechdehnungen entstanden, und zwar in den 1-fach geogitterbewehrten Probekörpern bis ca. 30 cm, in der oberen Lage der 2-fach geogitterbewehrten Probekörper bis ca. 70 cm hinter dem Facing. Durch diese Relaxationserscheinung und die dadurch eingetretene zusätzliche Wandverschiebung konnte die Verringerung der Anschlusskraft beobachtet werden.



**Bild 5.51** Bewehrungsdehnungen in Probekörpern mit beidseitiger Bewehrungsfixierung:  
a) Geogitter GL-700,  
b) Geogitter GL-1155.

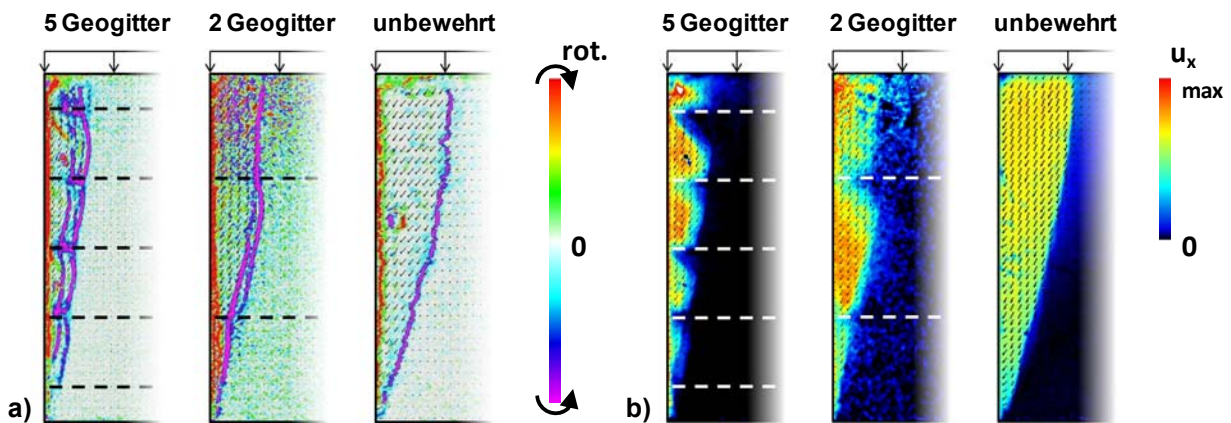
In Bild 5.52 sind die oben beschriebenen Messergebnisse von Anschlusskräften und Geogitterdehnungen der einfach bewehrten Probekörper zusammen als Zugkraft-Dehnungskurven der Geogitter im Anschlussbereich dargestellt. Die gestrichelte Gerade markiert jeweils die Dehnsteifigkeit der untersuchten Geogitter für den Bereich bis 2 % Dehnung (vgl. Abschnitt 3.2). Die Spannungs-Dehnungsverläufe zeigen für die kurzzeitige Belastung zu Versuchsbeginn eine sehr gute Übereinstimmung mit den Herstellerangaben und weisen für das Ende der Belastungsphase bereits ein deutlich zeitabhängiges Verhalten auf, was über die Dauer der Langzeitbelastung zu weiteren Relaxationserscheinungen führt. Die zuvor in Bild 5.44 und Bild 5.45 dargestellten Ergebnisse haben jedoch auch gezeigt, dass die Rate der Verformungszunahme relativ schnell abnimmt.



**Bild 5.52** Kraft-Dehnungskurven der Geogitter im Anschlussbereich.

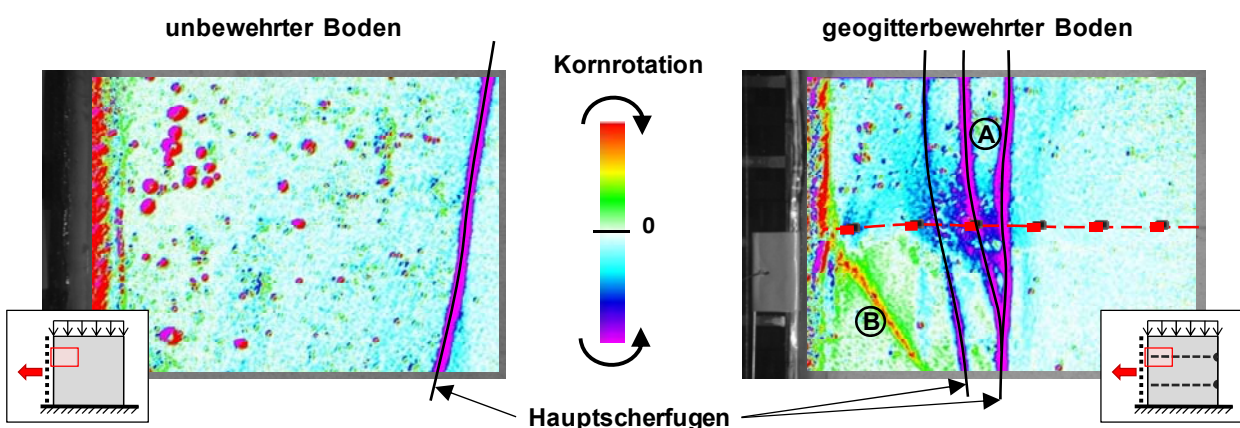
### 5.5.3.5 Bodenverformungen und Scherfugenentwicklung

In Bild 5.53a sind die mithilfe der DIC-Methode (vgl. Abschnitt 5.3.4.1) ermittelten Scherfugen im unbewehrten sowie 2- und 5-fach geogitterbewehrten Boden dargestellt. Der Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass sich die Scherfuge mit zunehmendem Bewehrungsgrad immer näher an der Front ausgebildet hat. Hierdurch gleitet somit immer weniger Boden ab, wodurch gleichzeitig weniger Erddruck auf das Facing erzeugt wird. Die in Bild 5.53b dargestellten horizontalen Partikelverschiebungen bestätigen dies und verdeutlichen besonders durch die auf Höhe der Bewehrungslagen stark reduzierten Bodenbewegungen und die damit einhergehende Gewölbebildung des Bodens zwischen den Bewehrungslagen die Stützwirkung der Geogitter im Boden. Dies deckt sich mit den Interpretationen der Beobachtungen bei Laborversuchen von Peng et al. (2000) und Bussert (2006) sowie den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen von Pachomow et al. (2007) und bestätigt somit die Annahme der beispielsweise bei Ling & Tatsuoka (1994) und Tsukamoto et al. (1999) beschriebenen Stützwirkung, die durch Geogitter auf den Füllboden ausgeübt wird.



**Bild 5.53** Partikelrotationen (a) und horizontale Partikelverschiebungen (b) in unbewehrten, 2- und 5-fach geogitterbewehrten Probekörpern nach  $u_x = 10$  mm Wandverschiebung.

Als Ergänzung zu den bisher vorgestellten Ergebnissen wurden zur genauen Untersuchung der Scherfugenentwicklung und der Interaktionsmechanismen zwischen Boden und Geogittern nicht nur vom gesamten Bodenkörper, sondern zusätzlich Fotos von Detailausschnitten der Probekörper am Facing gemacht. Die in Bild 5.54 dargestellten Auswertungen der Kornrotationen in dem Detailausschnitt zeigen, dass im geogitterbewehrten Boden nicht nur eine Scherfuge wie im unbewehrten Boden, sondern mehrere Scherfugen entstanden sind. Im geogitterbewehrten Boden werden die Bodenwiderstände somit entlang eines breiteren Bereiches mobilisiert, wodurch es sich bei „der“ Scherfuge in hier beobachteten Fall eigentlich um eine Zone von Scherfugen handelt, entlang derer der potenzielle Gleitkörper abgleitet. Die einzelnen Scherfugen sind jedoch nicht gleichzeitig entstanden, sondern nacheinander, und zwar dort, wo der Gesamtwiderstand jeweils am geringsten war. In dem Zusammenhang spielt der jeweilige Verformungszustand und der zugehörige Grad der Geogitteraktivierung bzw. -ausnutzung vermutlich die maßgebliche Rolle.



**Bild 5.54** Scherfugen in Detailausschnitten im unbewehrten und geogitterbewehrten Boden.

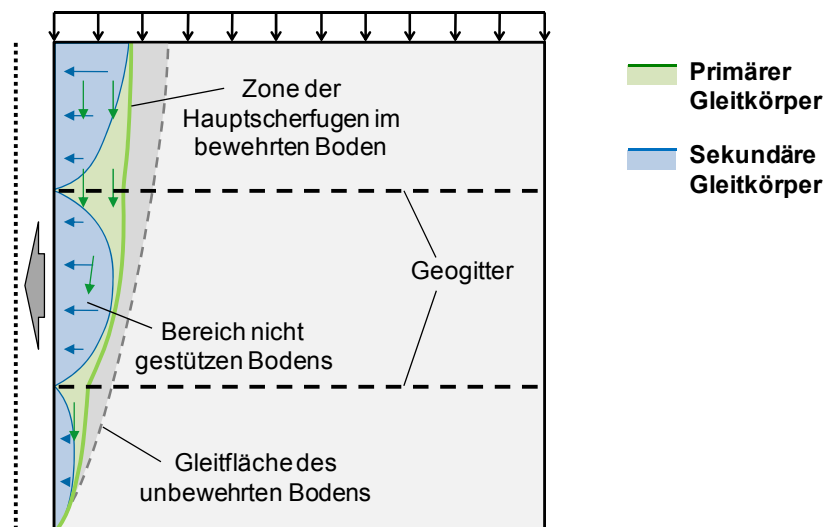
Bezüglich der Scherfugenentwicklung ist besonders bemerkenswert, dass der Boden auf Höhe der Bewehrungslagen scheinbar ausschließlich senkrecht zum Geogitter, also nahezu vertikal abgleitet. Während Bauer & Zhao (1993) die effektivste Bodenbewehrung bei einer Scherfugen-



neigung von etwa  $60^\circ$  zur Bewehrungsrichtung beobachtet haben, wird durch das hier beobachtete Verhalten gerade diese Geogitteraktivierung weitestgehend umgangen beziehungsweise reduziert. Der Vorteil liegt dennoch auf der Hand, da hierdurch weniger Boden abgleitet und ein entsprechend geringerer Erddruck erzeugt wird.

Bei genauer Betrachtung der in Bild 5.54 dargestellten Partikelrotationen fällt weiterhin auf, dass der Drehsinn der Körner in Scherfuge B entgegengesetzt zu dem der Körner in den Scherfugen im Bereich A ist. Dies deutet auf eine relative Abwärtsbewegung des Bodens zwischen den Scherfugen A und B im Sinne eines Starrkörperbruchmechanismus hin, wodurch der Boden unterhalb von Scherfuge B zur Außenhaut hin gedrückt wird, während der Boden im Bereich der Geogitter an der Verschiebung in Bewehrungsrichtung gehindert wird.

In Bild 5.55 werden die gewonnenen Erkenntnisse zum kinematischen Verhalten für den geogitterbewehrten Boden mit nicht an die Außenhaut angeschlossenen Geogittern zusammengefasst. Die Bewehrungswirkung der Geogitter äußert sich darin in zwei wesentlichen Punkten: Zum einen verlagern sich die bei sehr großen Verformungen eintretenden Gleitflächen mit zunehmendem Bewehrungsgrad immer näher zum Facing hin, so dass immer weniger Boden abgleitet. Infolge dieses kleineren „primären“ Gleitkörpers wird weniger Erddruck auf die Rückseite des Facings erzeugt, als durch den unbewehrten Boden. Zum anderen stellen die „sekundären“ Gleitkörper die Bereiche innerhalb des Hauptgleitkörpers dar, die nicht durch die Geogitter gestützt werden können und somit den verbleibenden Druck auf das Facing übertragen. Die Größe dieser sekundären Gleitkörper ist grundsätzlich vom vertikalen Abstand der Bewehrungslagen sowie von den Eigenschaften des Füllbodens abhängig. Ihre Form wird von de Buhan et al. (1989) als logarithmische Spirale beschrieben, die in ihrem Scheitel einen maximalen Abstand vom Facing von  $0,3 \cdot l_v$  hat. Dabei bleibt jedoch die hier beobachtete Form des primären Gleitkörpers unberücksichtigt, woraus trotz gleichem Lagenabstand  $l_v$  beispielsweise am Wandfuß ein anderer sekundärer Gleitkörper als am Wandkopf resultiert (vgl. Bild 5.53).



**Bild 5.55** Kinematisches Verhalten des unbewehrten und des geogitterbewehrten Bodens ohne Anschluss der Geogitter am Facing.

Der Vergleich der ermittelten Erddruckverteilungen hat zwar gezeigt, dass der Anschluss der Geogitter an das Facing keine nennenswerte Auswirkung auf die qualitative Verteilung hat, jedoch wurden die maximalen Verformungen der Außenhaut durch die angeschlossenen Geogitter in dem Maße reduziert, dass bei den meisten Versuchen bis zum Versuchsende mit der DIC-Methode keine Scherfugenentwicklung sichtbar gemacht werden konnte. Lediglich bei Verwendung von nur einer Lage des geringer dehnsteifen Geogitters ( $J_{0-2\%} = 700 \text{ kN/m}$ ) als Bewehrung für den 1 m hohen Probekörper konnte gegen Versuchsende ( $u_x > 3 \text{ mm}$ ) ansatzweise die Entstehung einer Scherfuge beobachtet werden. Diese bestätigt einerseits, dass es sich, unabhängig vom Gitteranschluss am Facing, um ein ähnliches kinematisches Verhalten handelt. Andererseits zeigen die Untersuchungen, dass bereits vor Ausbildung einer definierten Scherfuge eine nahezu vollständige Aktivierung der Geogitter eintritt.

#### 5.5.4 Übertragung der Versuchsergebnisse

Die beobachtete Gewölbewirkung innerhalb des Bodens zwischen den Geogittern, die horizontale Bodenstützung sowie die damit verbundene deutliche Reduzierung des Erddrucks auf die Außenhaut zeigen eine sehr gute Bewehrungswirkung der untersuchten Geogitter in Kombination mit dem enggestuften Mittelsand. In Anbetracht der Öffnungsweite der verwendeten biaxialen Geogitter ( $d_0 \approx 30 - 40 \text{ mm}$ ) und der Korngröße des verwendeten Sandes ( $d_{90} = 1,5 \text{ mm}$ ) ist bei Verwendung von Böden mit größerem Korndurchmesser gemäß den in Abschnitt 2.3.3.1 beschriebenen Beobachtungen eine Verbesserung der Verbundwirkung zu erwarten. Dies dürfte für einen Großteil der in situ anstehenden Böden der Fall sein.

Durch das Einrieseln des Sandes in den Probekörper konnte dieser ohne zusätzliche Verdichtungsenergie mit Proctordichte eingebaut werden. Ein steiferes Last-Verformungsverhalten infolge Verspannung der Bodenpartikel in den Gitteröffnungen, wie es unter Feldbedingungen durch die dynamische Bodenverdichtung zu erwarten ist, konnte bei den durchgeführten Laborversuchen daher nicht zustande kommen. Des Weiteren haben die Untersuchungen gezeigt, dass die wesentliche Erddruckreduzierung durch die Geogitter bereits bei sehr geringen Wandverschiebungen bis 1 mm ( $u_x / h \leq 1 \text{ ‰}$ ) eintritt. Dies führt zu der Frage, welche Verformungen der Frontelemente im Feld tatsächlich erforderlich sind, um eine Erddruckreduzierung gegenüber dem Erddruck des unbewehrten Bodens zu erreichen beziehungsweise, anders ausgedrückt, welche Frontausbildung ist so steif, dass weniger horizontale Verschiebung als 1 ‰ der Wandhöhe auftreten? In dem Zusammenhang sind beispielsweise auch die Beobachtungen von Yang et al. (2009) zu nennen, die für eine 12 m hohe Wand mit steifen Frontelementen aus Ortbeton eine Reduzierung des Erddrucks teilweise bis auf ein Drittel des aktiven Erddrucks des unbewehrten Bodens zeigen.

#### 5.5.5 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der hier durchgeführten Modellversuche am Ausschnitt einer geogitterbewehrten Stützkonstruktion haben gezeigt, dass durch die Geogitterbewehrung ein gegenüber dem



Erddruck des unbewehrten Bodens deutlich reduzierter Erddruck auf die Rückseite der Konstruktionsfront (Facing) wirkt. Ähnlich wie der aktive Erddruck des unbewehrten Bodens ist auch diese Erddruckreduzierung bereits bei kleinsten Verformungen ( $u_x/H < 1 \text{ ‰}$ ) eingetreten. Dies war unabhängig davon, ob die Geogitter „im Boden“ in 1 m Entfernung von der verschieblichen Konstruktionsfront fixiert wurden. Für nicht an der Konstruktionsfront angeschlossene Geogitter konnte außerdem ein weiterer erddruckreduzierender Einfluss durch Verwendung von Produkten mit einer höheren Dehnsteifigkeit festgestellt werden. Bei an der Konstruktionsfront angeschlossenen Geogittern konnte dieser Effekt aufgrund der Verformungsreduzierung hingegen nicht beobachtet werden.

Weiterhin hat die Verteilung des Erddrucks aus dem geogitterbewehrten Boden eine deutliche Abschirmung des Erddrucks bereits ab der obersten Bewehrungslage gezeigt. Dabei wurde die qualitative Erddruckverteilung durch den Anschluss der Geogitter an der Konstruktionsfront nicht beeinflusst.

Im Hinblick auf die Wandverschiebung konnte gezeigt werden, dass diese durch Verwendung von Geogittern höherer Dehnsteifigkeit reduziert werden kann. Damit einhergehend wurden jedoch auch höhere Zugkräfte in den dehnsteiferen Bewehrungen ermittelt. Neben der summierten Dehnsteifigkeit der verwendeten Geogitter hat sich gezeigt, dass die Art der Lastaufbringung einen entscheidenden Einfluss auf die eintretende Wandverschiebung hat. Je größer die Auflast und die daraus resultierende Normalspannung in der Gitterebene waren, bevor die Stützung des Facings entfernt und eine Wandverschiebung zugelassen wurde, desto geringer waren die anschließend auftretenden Verformungen der Außenhaut. Dieses Verhalten kann durch die verbesserte Kraftübertragung zwischen Boden und Geogittern durch die bereits vor Verschiebung erhöhte Normalspannung in der Bewehrungsebene erklärt werden.

Unter Dauerbelastung des geogitterbewehrten Bodens wurde eine Zunahme der Wandverschiebung bei gleichzeitiger Reduktion des Erddrucks beobachtet. Dieser Relaxationseffekt wird vor allem auf die fehlende Verspannung des feinkörnigen Versuchsbodens in den grobmaschigen Gitteröffnungen sowie des Bodeneinbaus (Einrieseln) in den Laborversuchen ohne weitere Verdichtungsenergie zurückgeführt.

Die Auswertung des kinematischen Verhaltens hat gezeigt, dass der Boden mit zunehmendem Bewehrungsgrad (größere Lagenanzahl bzw. geringerer Lagenabstand) stärker gestützt wird. Dies wurde bei zunehmenden Bewehrungsgrad durch die Verlagerung von Gleitflächen in Richtung Konstruktionsfront sowie durch die starke Reduzierung der horizontalen Verschiebung von Bodenpartikeln besonders in Bewehrungsebene deutlich. Weiterhin wurde neben der gewölbeartigen Abstützung des Bodens von Geogitter zu Geogitter beobachtet, dass im geogitterbewehrten Boden tendenziell mehrere Gleitflächen entstanden sind. Diesbezüglich wird vermutet, dass sich die lokalen Gleitflächen sukzessive dort entwickeln, wo der Widerstand am geringsten ist. Hierbei spielt neben den Füllbodeneigenschaften vermutlich der Grad der Geogitteraktivierung eine Rolle. Anhand dieser Ergebnisse wurde schließlich die Vorstellung eines kinematischen Modells entwickelt, mit dem der gegenüber dem unbewehrten Boden deutlich reduzierte Erddruck auf das Facing erklärt werden kann.

## 6 Numerische Vergleichsrechnungen

### 6.1 Ziel der Berechnungen

Für die experimentell untersuchten unbewehrten und geogitterbewehrten Probekörper konnte durch Anwendung der DIC-Methode das kinematische Verhalten im gesamten Probenquerschnitt ermittelt und visualisiert werden. Durch die gewählten und kontrollierten Versuchsrandbedingungen sowie die verwendeten Messsysteme sind an den Probekörperrändern außerdem die gleichförmig verteilten horizontalen Spannungen in  $\sigma_3$ -Richtung sowie die Größe und Verteilung der Spannungen in  $\sigma_1$ -Richtung zwischen starrer Kopfplatte und Probekörper bekannt. Für die Beurteilung und Beschreibung der Bewehrungswirkung von Geogittern ist weiterhin die Kenntnis der Spannungen im Probeninneren sehr wichtig. Diese konnten mit den durchgeführten Untersuchungen allerdings nicht ermittelt werden.

In Ergänzung zu den experimentellen Untersuchungen wurden daher numerische Berechnungen durchgeführt, um die aus dem ermittelten kinematischen Verhalten gewonnene Vorstellung der Spannungsverteilung im Probekörperinneren zu vervollständigen. In diesem Abschnitt werden das für die Berechnungen verwendete Modell sowie die damit erhaltenen Ergebnisse vorgestellt.

### 6.2 Numerisches Modell

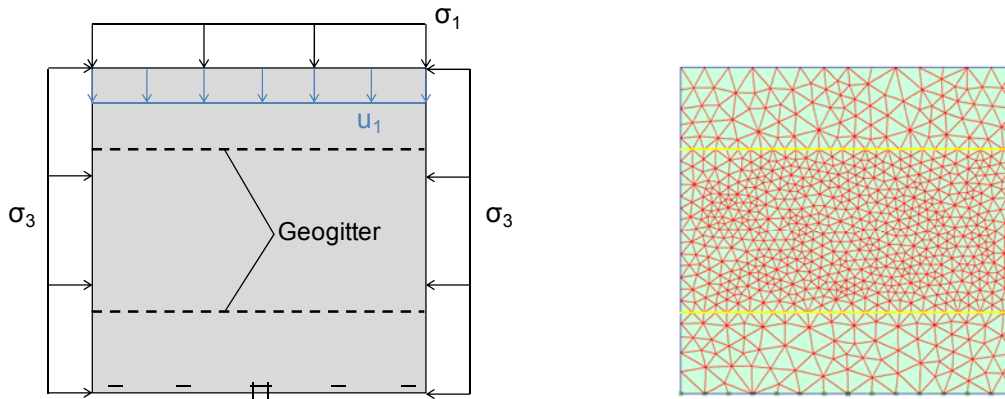
Die numerischen Berechnungen wurden mit dem Finite Elemente Programm PLAXIS V8.6 im ebenen Verformungszustand durchgeführt. Zur numerischen Modellierung des trockenen, dicht gelagerten Sandes wurde dieser mit dem Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb (MC) linear-elastisch ideal-plastisch beschrieben. Mit Blick auf die möglichst zutreffende Abbildung des Verformungsverhaltens wurden außerdem vergleichsweise Berechnungen mit dem bei Schanz et al. (1999) beschriebenen „Hardening Soil“ Modell (HS) durchgeführt, um die Beeinflussung der Bodensteifigkeit durch das vorherrschende Spannungsniveau berücksichtigen zu können.

Zur Beschreibung des verwendeten numerischen Modells werden nachfolgend die geometrischen Verhältnisse und die äußeren Randbedingungen dargestellt. Des Weiteren wird die Ableitung der verwendeten Materialparameter aus den Ergebnissen der biaxialen Druckversuche und das Vorgehen bei der Berechnung erläutert.

#### 6.2.1 Modellaufbau

Der in Bild 6.1 dargestellte Modellaufbau erfolgte analog zu den experimentellen Versuchen. Die Abmessungen des Modells betragen 0,8 m x 0,82 m (H x B). Im bewehrten Modell sind außerdem zwei Geogitter auf  $\frac{1}{4}$  und  $\frac{3}{4}$  der Probenhöhe angeordnet. Fixierungen gibt es am

unteren Modellrand in vertikaler Richtung über die gesamte Breite und in horizontaler Richtung punktuell in der Mitte.



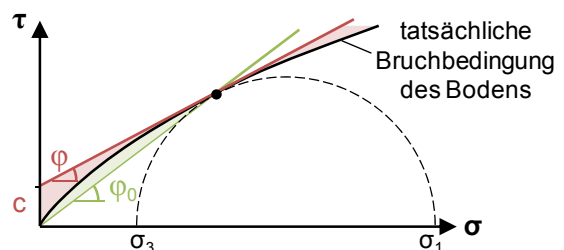
**Bild 6.1** Numerisches Modell des geogitterbewehrten Bodens mit Randbedingungen des biaxialen Druckversuchs und durch PLAXIS generiertes Dreiecksnetz.

Die Durchführung der Berechnungen beinhaltet zunächst das Aufbringen des Initialspannungszustands, gefolgt von einer gleichförmigen Belastung in 1- und 3-Richtung zur Modellierung des Zelldrucks von  $\sigma_1 = \sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$ . Anschließend wurden die Probekörper analog zu den experimentellen Untersuchungen durch eine zunehmende vertikale Kompression um den Betrag  $u_1$  belastet.

## 6.2.2 Boden

Die Scherfestigkeit des trockenen Sandes wurde aus den in Abschnitt 5.4.2 gezeigten und in Bild 6.2 für ausgewählte Zelldrücke aufgeführten Ergebnissen der biaxialen Druckversuche ermittelt. Für das hier betrachtete Spannungsniveau  $\sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  beträgt der (Tangenten-)Reibungswinkel  $\varphi = 62^\circ$  und die Kohäsion  $c = 1,3 \text{ kN/m}^2$ .

$\sigma_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1,\text{max}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi_0$ [°]
2,5	50	62	1,3	65
10	150	58	4,5	61
30	365	54,5	12	58
100	955	50	35	54

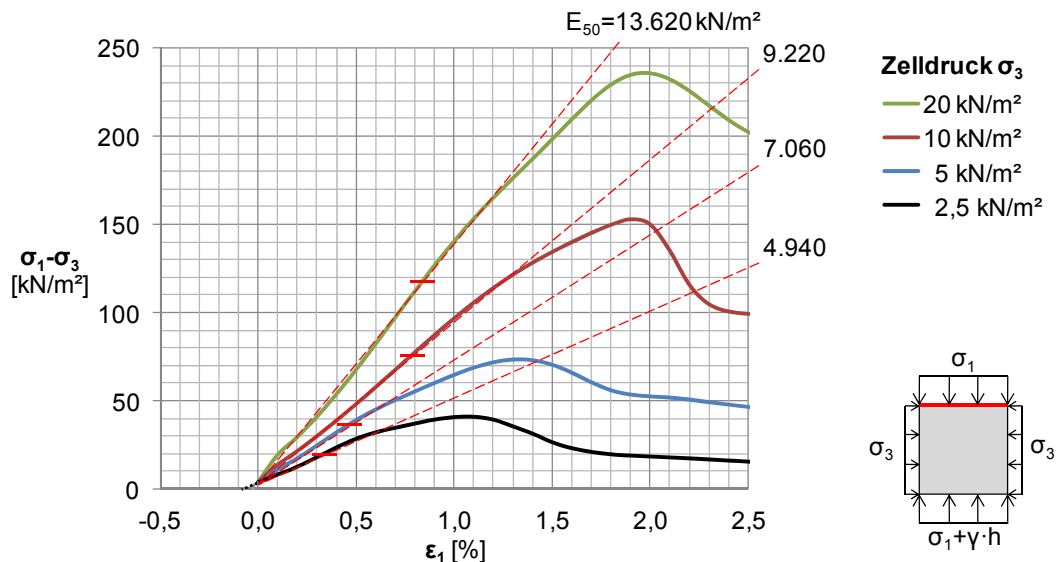


**Bild 6.2** Bruchbedingung (PS) des Versuchssandes gemäß Bild 5.17, ausgedrückt durch Sekanten und Tangentenreibungswinkel für ausgewählte Zelldrücke.

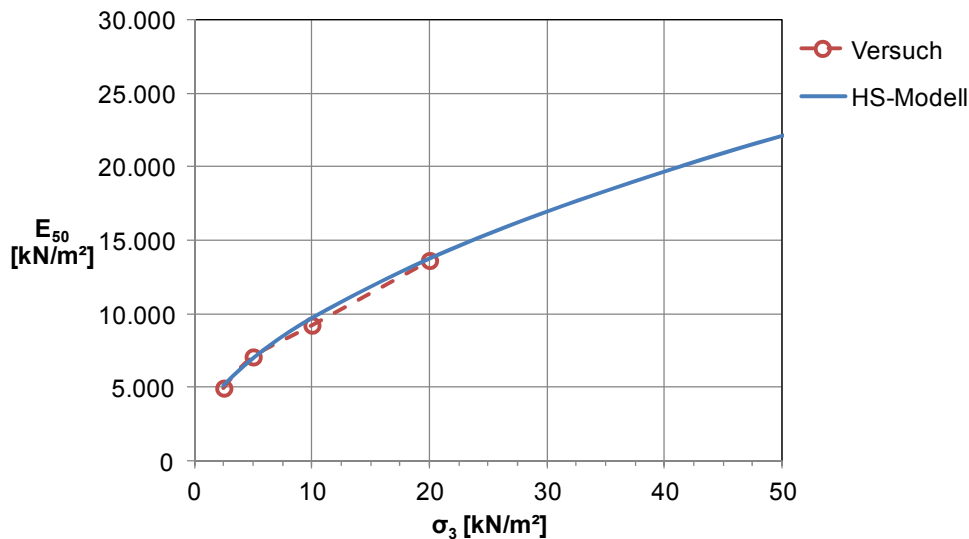
Der Dilatanzwinkel wurde aus dem in Bild 5.16 dargestellten Volumendehnungsverlauf des bei  $\sigma_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  abgesicherten Probekörpers unter Anwendung von Gleichung 6.1 nach Vermeer & de Borst (1984) aus der maximalen Volumendehnungsrate zu  $\psi = 17,9^\circ$  ermittelt.

$$\psi = \arcsin\left(\frac{\Delta\varepsilon_v/\Delta\varepsilon_1}{2 + (\Delta\varepsilon_v/\Delta\varepsilon_1)}\right) \quad (6.1)$$

Zur Beschreibung der Verformungseigenschaften des Bodens werden in Bild 6.3 zunächst die Spannungs-Dehnungskurven der biaxialen Druckversuche mit dem unbewehrten Sand betrachtet. Dabei wurde neben der Stempelkraft zusätzlich die Belastung durch die vor Versuchsbeginn aufgesetzte Kopfplatte ( $\sigma_{1,KP} = 3,26 \text{ kN/m}^2$ ) für die Spannungsermittlung berücksichtigt. Die für die unterschiedlichen Zelldrücke ermittelten Sekantenmoduln  $E_{50}$  im biaxialen Druckversuch werden dann in Bild 6.4 über dem jeweiligen Zelldruck aufgetragen.



**Bild 6.3** Sekantensteifigkeiten  $E_{50}$  in biaxialen Druckversuchen.



**Bild 6.4** Ermittlung der Hardening Soil Parameter  $m$  und  $E_{50}^{\text{ref}}$  anhand der Sekantensteifigkeiten in biaxialen Druckversuchen gemäß Bild 6.3.

Die spannungsabhängigen Verformungseigenschaften des verwendeten Sandes ergeben sich dann nach Brinkgreve (2002) gemäß Gleichung 6.2 in Abhängigkeit von der kleineren Hauptspannung  $p^{\text{ref}} = \sigma_3$  zu

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos\varphi - \sigma_3 \sin\varphi}{c \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m \quad (6.2)$$

Der Referenzdruck wurde im Hinblick auf das hier untersuchte Spannungsniveau zu  $p^{ref} = 2,5 \text{ kN/m}^2$  gewählt. Die beste Übereinstimmung der in Bild 6.4 dargestellten Funktion für  $E_{50}$  gemäß Gleichung 6.2 ergibt sich weiterhin für  $E_{50}^{ref} = 5.100 \text{ kN/m}^2$  und  $m = 0,53$ . Als Querdehnungszahl wurde für die Berechnungen mit konstantem E-Modul vereinfachend  $\nu = 0,3$  gewählt. Eine Zusammenstellung der Materialparameter für den trockenen Sand entsprechend den Ergebnissen der biaxialen Druckversuche ist in Tabelle 6.1 gegeben.

**Tabelle 6.1** Parameter des Versuchssandes nach Mohr-Coulomb und im Hardening Soil Modell.

Parameter		Mohr-Coulomb	Hardening Soil
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17,1	17,1
$e_{init}$	[ - ]	0,521	0,521
$\varphi$	[ ° ]	62,0	62,0
$K_0$	[ - ]	0,117	0,117
$\psi$	[ ° ]	17,9	17,9
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	1,3	1,3
$E_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.100	-
$\nu_{ref}$	[ - ]	0,3	-
$E_{50}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	5.100
$m$	[ - ]	-	0,53
$p^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	2,5
$R_f$	[ - ]	-	0,5

### 6.2.3 Geogitter

Die Geogitter wurden elasto-plastisch modelliert, um sowohl die Dehnsteifigkeit  $J$  (bzw.  $EA$ ) als auch die maximale Spannungsaufnahme abbilden zu können. Letzteres geschieht hier in Form der plastischen Fließgrenze  $N_p$ . Im Hinblick auf die Abbildung einer reduzierten Kraftübertragung zwischen Boden und Geogittern bietet PLAXIS die Verwendung sogenannter „Interface“-Elemente an. Die Größe des Kontaktreibungswinkels  $\delta$  wird dabei durch den Parameter  $R_{inter}$  gemäß Gleichung 6.3 mit Bezug auf den Reibungswinkel  $\varphi$  des Bodens definiert:

$$R_{inter} = \frac{\tan\delta}{\tan\varphi} \quad (6.3)$$

Entgegen den Ergebnissen von Ferreira et al. (2010) zeigen die Beobachtungen von Rowe & Ho (1996) durch Verwendung eines gegenüber dem Bodenreibungswinkel reduzierten Kontaktreibungswinkels keine nennenswerte Beeinflussung der Geogitterdehnungen und des Spannungs-Dehnungsverhaltens des bewehrten Bodens. Lediglich bei einer sehr starken Reduktion des

Bodenreibungswinkels  $\varphi = 35^\circ$  auf den Wert  $\delta = 10^\circ$  ( $R_{\text{inter}} \approx 0,25$ ) haben sie einen Einfluss festgestellt. Die genannten Beobachtungen widersprechen sich somit nicht nur, sondern liegen in dem beschriebenen Fall mit einem Reibungsbeiwert von 0,25 sogar deutlich unter den in den EBGEO (2010) angegebenen Erfahrungswerten für die mit Scherversuchen üblicherweise ermittelten Werte zwischen 0,5 und 1,0. Aus diesem Grund wurde hier zunächst im Rahmen einer Parameterstudie der Einfluss der Kontaktreibungsreduktion auf die Entwicklung von Geogitterdehnungen und auf das globale Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens untersucht. In Tabelle 6.2 sind die für die durchgeführte Parameterstudie gewählten Werte für  $R_{\text{inter}}$  (linke Spalte) und die daraus resultierenden Kontaktreibungswinkel  $\delta$  (rechte Spalte) aufgeführt.

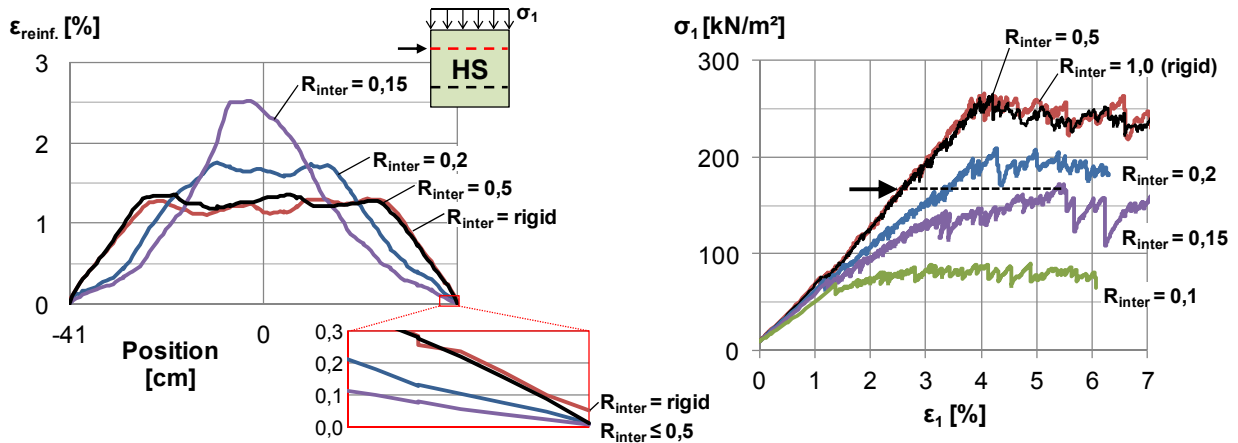
**Tabelle 6.2** Übersicht über die untersuchten Kontaktreibungswinkel.

$R_{\text{inter}}$ ( $\varphi_{\text{PS}} (\sigma_3=2,5\text{kN/m}^2) = 62^\circ$ )	$R_{\text{inter}}$ ( $\varphi_{\text{DS}} (\sigma_n=250\text{kN/m}^2) = 42^\circ$ )	Kontaktreibungswinkel $\delta$
1,0 (rigid)	(>1,0)	62,0
0,5	(>1,0)	43,2
0,2	0,4	20,6
0,15	0,3	15,8
0,1	0,2	10,7

Nach Lambe & Whitman (1969), Lee (1970), Jewell (1987), Nimmegern (1991), Ling & Tatsuoka (1994), Boyle (1995), Peng et al. (2000), Holtz & Lee (2002), Bathurst (2009) und Liu & Won (2009) sollte zur statischen Berechnung von geogitterbewehrten Stützkonstruktionen der Reibungswinkel  $\varphi_{\text{PS}}$  für den ebenen Verformungszustand verwendet werden. Dieser Reibungswinkel kann sich allerdings, wie im hier vorliegenden Fall, aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen und Spannungszustände erheblich von demjenigen unterscheiden, der im direkten Scherversuch ermittelt wird ( $\varphi_{\text{DS}}$ ). Im Gegensatz dazu kann zur Berechnung des Herausziehwidestands davon ausgegangen werden, dass in einer geogitterbewehrten Stützkonstruktion zwischen Boden und Geogittern ähnliche Verhältnisse wie im direkten Scherversuch zur Ermittlung des Kontaktreibungswinkels vorliegen. Während es somit nicht nur einen bodenspezifischen Abminderungsfaktor  $\lambda$  beziehungsweise  $R_{\text{inter}}$  geben kann, sollte der im Labor ermittelte Kontaktreibungswinkel  $\delta$  auch zur statischen Berechnung angesetzt werden können.

Während in den nachfolgenden Abschnitten mit  $R_{\text{inter}}$  die für den Bodenreibungswinkel  $\varphi_{\text{PS}}$  im ebenen Verformungszustand ermittelten Werte gemeint sind, enthält Tabelle 6.2 aus den oben genannten Gründen zusätzlich die entsprechenden für  $\varphi_{\text{DS}}$  umgerechneten Vergleichswerte (mittlere Spalte). Hierzu wurde eine Normalspannung von  $\sigma_n \approx 250 \text{ kN/m}^2$  betrachtet, wie sie im biaxialen Druckversuch in bewehrungsnormaler Richtung als Mittelwert der größten Hauptspannung  $\sigma_1$  gemessen wurde (vgl. Bild 5.19). Im Hinblick auf die Baupraxis bedeutet der sich hierbei ergebende Unterschied etwa um Faktor 2 (vgl. Tabelle 6.2), dass bei der Weitergabe von Materialparametern beide Kennwerte ( $\delta$  und  $\lambda$ ) angegeben werden sollten, allerdings zusätzlich mit Angabe der bei der versuchstechnischen Ermittlung vorherrschenden Randbedingungen.

In Bild 6.5 sind die Ergebnisse von Berechnungen mit dem Hardening Soil Modell (HS) ohne Reduktion der Kontaktreibung ( $R_{\text{inter}} = \text{rigid}$ ) und mit reduzierter Kontaktreibung ( $R_{\text{inter}} \leq 0,5$ ) dargestellt.



**Bild 6.5** Einfluss der Kontakteigenschaften ( $R_{\text{inter}}$ ) zwischen Boden und Geogitter auf die Dehnungsverteilung und das Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens für den gleichen Belastungszustand ( $\sigma_1 = 163 \text{ kN/m}^2$ ).

Die Ergebnisse zeigen für Werte von  $R_{\text{inter}}$  zwischen 0,5 und 1,0 (rigid) keine nennenswerten und vor allem keine eindeutige Beeinflussung der Geogitterdehnungen und des Spannungs-Dehnungsverhaltens des bewehrten Bodens. Der Detailausschnitt in Bild 6.5 zeigt, dass die Reduktion der Kontaktreibung zwischen Bewehrung und Boden mit  $R_{\text{inter}} = 0,5$  lediglich im Bereich der freien Gitterenden an den seitlichen Probenrändern dazu führt, dass dort auftretende Bewehrungsdehnungen sehr klein bleiben. Wird die Kontaktscherfestigkeit jedoch noch weiter reduziert, zeigt sich hingegen eine deutliche Beeinflussung des Spannungs-Dehnungsverhaltens und der Geogitterdehnungen. Während bei hohen Kontaktscherfestigkeiten bereits die über die äußeren Gitterbereiche mobilisierbaren Spannungen für die Stützung des Bodens ausreichen, ist infolge der reduzierten Kontaktreibung eine deutlich größere Verankerungslänge erforderlich, um die gleiche Stützwirkung zu erzeugen. Gegenüber der bei hohen Kontaktscherfestigkeiten nahezu konstanten Dehnungsverteilung im Probeninneren ist im Fall von  $R_{\text{inter}} = 0,15$  eine Dehnungszunahme bis in die Probenmitte erkennbar.

Da der Grund für die hier durchgeführten Berechnungen die Untersuchung und Ermittlung des Einflusses der Geogitter auf die Spannungszustände im bewehrten Boden ist, wurden Berechnungen mit unterschiedlichen Kontaktdefinitionen zur Beschreibung der Kraftübertragung zwischen Boden und Geogittern durchgeführt. Zum einen wurde aufgrund der in den eigenen Laborversuchen beobachteten sowie der von Li et al. (2012) beobachteten sehr guten Bewehrungswirkung vereinfachend vollkommener Verbund zwischen Boden und Bewehrung angenommen und somit auf die Verwendung von Interface-Elementen verzichtet. Zum anderen wurden die Kontaktflächen zur Ermöglichung der Abbildung der ebenfalls bereichsweise beobachteten Relativverschiebung zwischen Boden und Geogittern bei der Berechnung mit dem Hardening Soil Modell zusätzlich mit reduzierter Kontaktscherfestigkeit ( $R_{\text{inter}} = 0,15$ ) model-

liert. Einen Überblick über die in den Berechnungen verwendeten Geogittereigenschaften gibt Tabelle 6.3.

**Tabelle 6.3** Parameter der Geogitter bei den Berechnungen mit Mohr-Coulomb und mit dem Hardening Soil Modell.

Parameter		Mohr-Coulomb	Hardening Soil
J	[kN/m]	525	525
$N_p$	[kN/m]	15	15 / 22,5
$R_{inter}$	[ - ]	rigid	rigid / 0,15

Die Dehnsteifigkeit  $J$  sowie die Kurzzeitzugfestigkeit (30 kN/m) der modellierten Geogitter GL-700 wurden zur Berücksichtigung von Kriecheffekten analog zu Abschnitt 5.4.4.3 um 25 % abgemindert. Während die als Fließgrenze  $N_p$  abgebildete um 25 % reduzierte Zugfestigkeit bei der Berechnung mit reduzierter Kontaktscherfestigkeit nicht erreicht wurde, musste sie für die Berechnungen mit perfektem Verbund insgesamt um 50 % abgemindert werden, um die im Laborversuch erreichte Tragfähigkeit nicht deutlich zu überschreiten (vgl. Abschnitt 6.3.2.1).

## 6.3 Ergebnisse

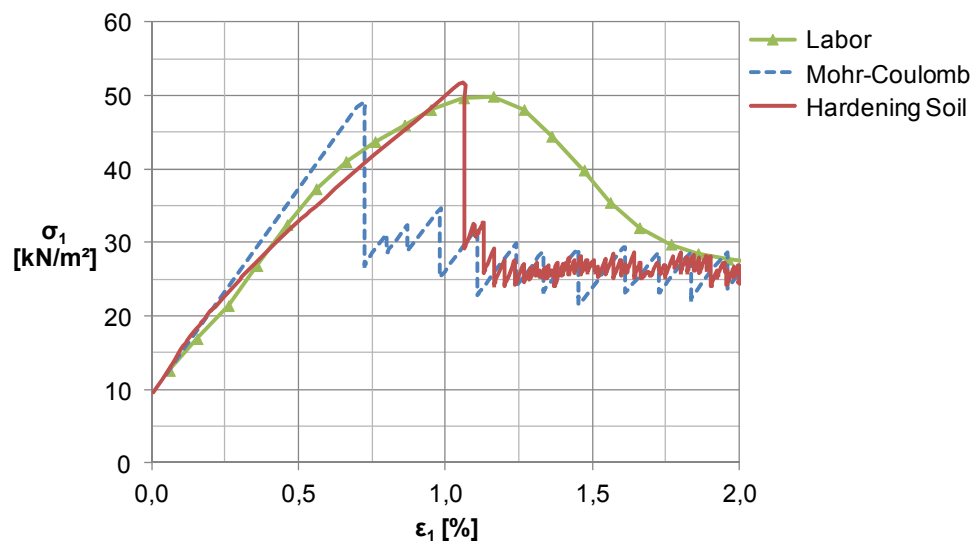
Nachfolgend werden zunächst die Ergebnisse von experimentellen und numerischen Untersuchungen am unbewehrten Boden einander gegenübergestellt, um die grundsätzliche Eignung der verwendeten numerischen Modelle zu zeigen. Hierzu werden das globale Spannungs-Dehnungsverhalten sowie das kinematische Verhalten im biaxialen Druckversuch betrachtet. Anschließend werden die Ergebnisse für den geogitterbewehrten Boden einander gegenübergestellt. Hierbei werden neben den genannten Darstellungen außerdem die Aktivierung der Geogitter und die numerisch ermittelte Spannungsverteilung im bewehrten Boden betrachtet.

### 6.3.1 Unbewehrter Boden

#### 6.3.1.1 Spannungs-Dehnungsverhalten

In Bild 6.6 sind zunächst die mit experimentellen und numerischen Untersuchungen ermittelten globalen Spannungs-Dehnungskurven des unbewehrten Bodens dargestellt. Sowohl experimentell (vgl. Abschnitt 5.4.2) als auch numerisch werden die Spannungen in Probenmitte, also auf halber Probenhöhe, betrachtet.





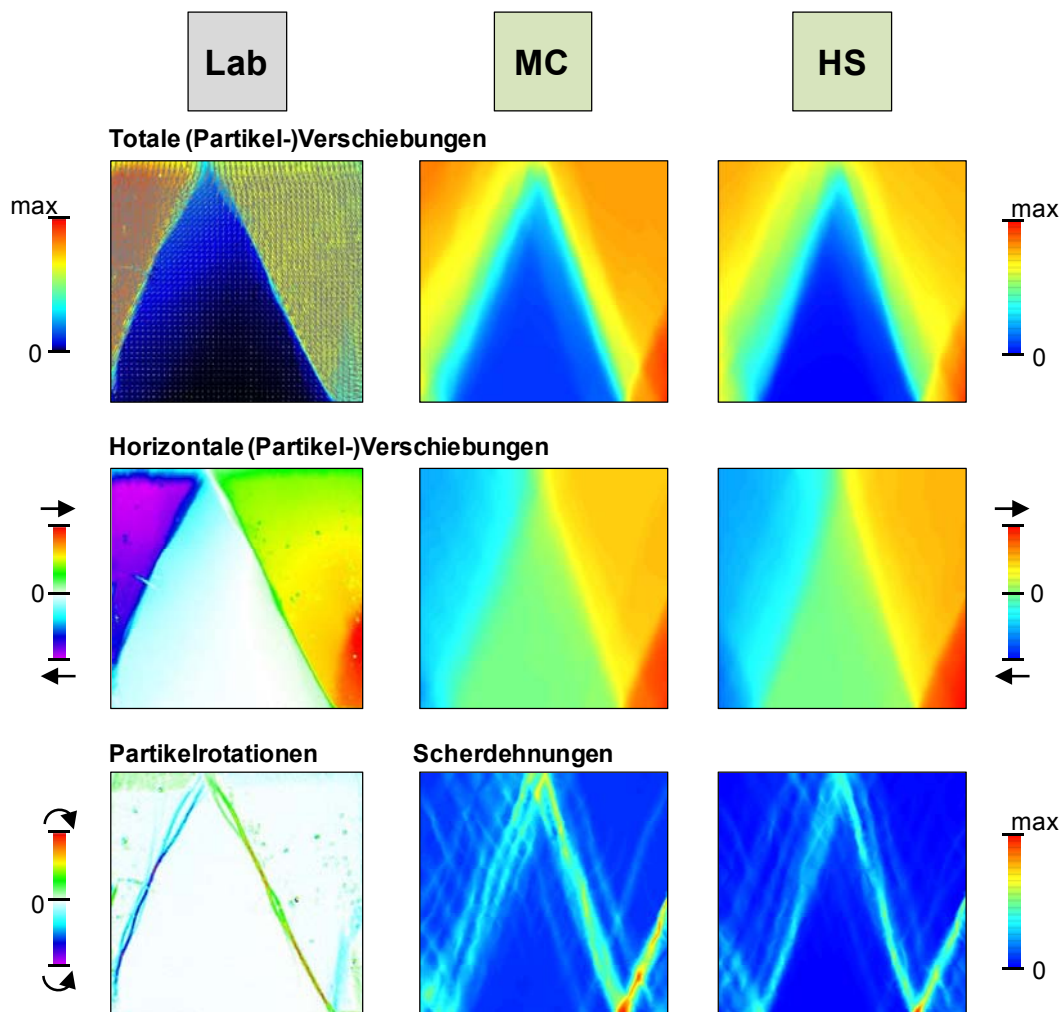
**Bild 6.6** Spannungs-Dehnungskurven für den unbewehrten Boden aus dem Laborversuch sowie aus numerischen Berechnungen.

Die Ergebnisse zeigen, dass die im Labor bestimmte Bruchfestigkeit entsprechend den eingegebenen Parametern mit beiden numerischen Modellen gut abbildet wird. Mit Blick auf die dabei eingetretenen Verformungen zeigt das Hardening Soil Modell mit spannungsabhängiger Steifigkeit außerdem eine gute Übereinstimmung mit dem Verhalten im Versuch. Die Verwendung des Mohr-Coulomb Modells führt dagegen zu einer etwa 30 % geringeren Stauchung im Bruchzustand.

Des Weiteren ist erkennbar, dass die im Labor beobachtete sukzessive Entfestigung nach Erreichen des Bruchzustands mit den durchgeführten numerischen Berechnungen zwar nicht abgebildet werden kann. Durch die numerische Beschreibung der Restscherfestigkeit nach Rowe (1962) gemäß Gleichung 2.7 als Differenz zwischen Peakreibungswinkel  $\phi$  und Dilatanzwinkel  $\psi$  kann die im Labor ermittelte Restscherfestigkeit dennoch abgebildet werden.

### 6.3.1.2 Kinematik

Zum Vergleich des kinematischen Verhaltens wurden die mit experimentellen und numerischen Untersuchungen ermittelten Verformungen in Anlehnung an die Auswertung in Abschnitt 5.4.2 für den Stauchungszustand  $\varepsilon_1 \approx 10\%$  betrachtet. Zum Ergebnisvergleich werden sowohl die dargestellten Partikelrotationen als auch die Scherdehnungen als Anzeichen für Scherfugen verstanden.



**Bild 6.7** Totale und horizontale Verschiebungen sowie Scherfugen im unbewehrten Boden bei  $\varepsilon_1 = 10\%$  axialer Stauchung.

Die dargestellten Bodenverschiebungen zeigen sowohl bei den Ergebnissen der Laborversuche als auch bei denen der numerischen Berechnungen ein Abgleiten von Bodenkeilen jeweils zu beiden Seiten hin. Diese Beobachtungen werden durch die Scherfugenentwicklung entsprechend den Partikelrotationen beziehungsweise Scherdehnungen bestätigt. In allen drei Fällen können zwei maßgebliche Scherfugen von der oberen Probekörpermitte jeweils in Richtung der unteren Ecken beobachtet werden, wengleich diese im Fall der numerischen Berechnungen etwas steiler als im Laborversuch geneigt sind.

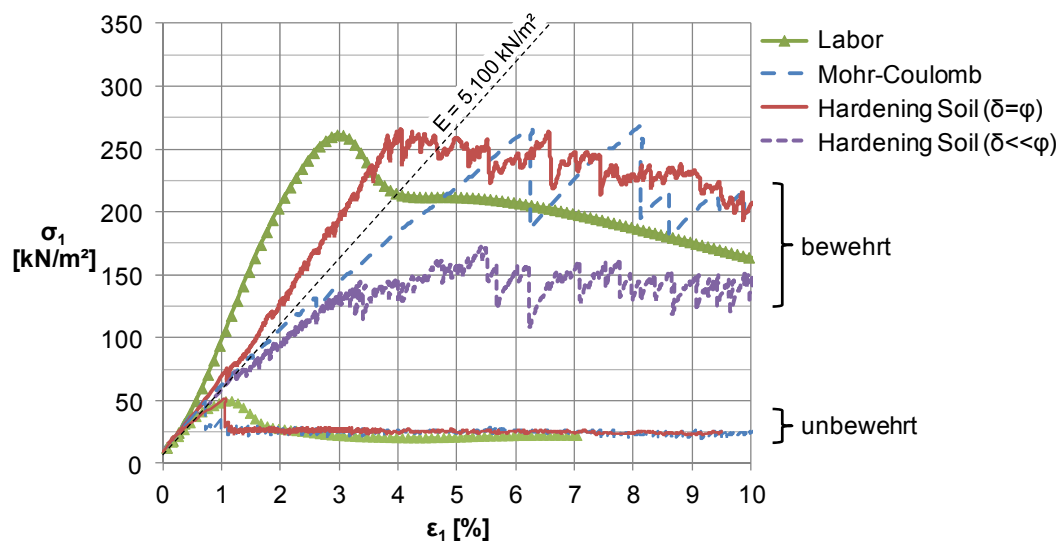
Darüber hinaus ist in allen drei Fällen das seitliche Herausschieben eines Bodenbereichs in der unteren rechten Ecke zu erkennen. Dieses leicht unsymmetrische Verhalten entsteht bei den Laborversuchen durch die nicht hundertprozentig genau kontrollierbaren Versuchsrandbedingungen. Bei den numerischen Berechnungen mit absolut symmetrischen Randbedingungen resultiert dies dagegen aus dem automatisch generierten unsymmetrischen Dreiecksnetz (vgl. Bild 6.1). Gegenüber der grundsätzlich sehr guten Übereinstimmung der Ergebnisse ist dieses gleichermaßen leicht unsymmetrische Verhalten somit jedoch ein reines Zufallsprodukt.

### 6.3.2 Bewehrter Boden

Zur numerischen Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des geogitterbewehrten Bodens wird das bereits für den unbewehrten Boden validierte Modell verwendet und um die beiden Bewehrungslagen auf  $\frac{1}{4}$  und  $\frac{3}{4}$  der Probenhöhe erweitert.

#### 6.3.2.1 Spannungs-Dehnungsverhalten

Das in Bild 6.8 dargestellte Diagramm enthält neben den bereits bekannten Ergebnissen für den unbewehrten Boden die experimentell und numerisch ermittelten Spannungs-Dehnungskurven für den zweifach geogitterbewehrten Boden.



**Bild 6.8** Spannungs-Dehnungskurven für den unbewehrten und den zweifach geogitterbewehrten Boden aus Laborversuchen und numerischen Berechnungen.

Die Versuchskurven zeigen, dass die im Labor beobachtete Tragfähigkeitssteigerung durch die beiden Bewehrungslagen grundsätzlich auch numerisch durch Verwendung der Geogitterelemente mit vollem Reibungswinkel im Bodenkontakt abgebildet werden kann. Wird die Kontaktscherfestigkeit jedoch reduziert, ist die maximal mobilisierbare Stützwirkung der Geogitter geringer als die zum Erreichen der im Laborversuch beobachteten Tragfähigkeit erforderliche Bodenstützung.

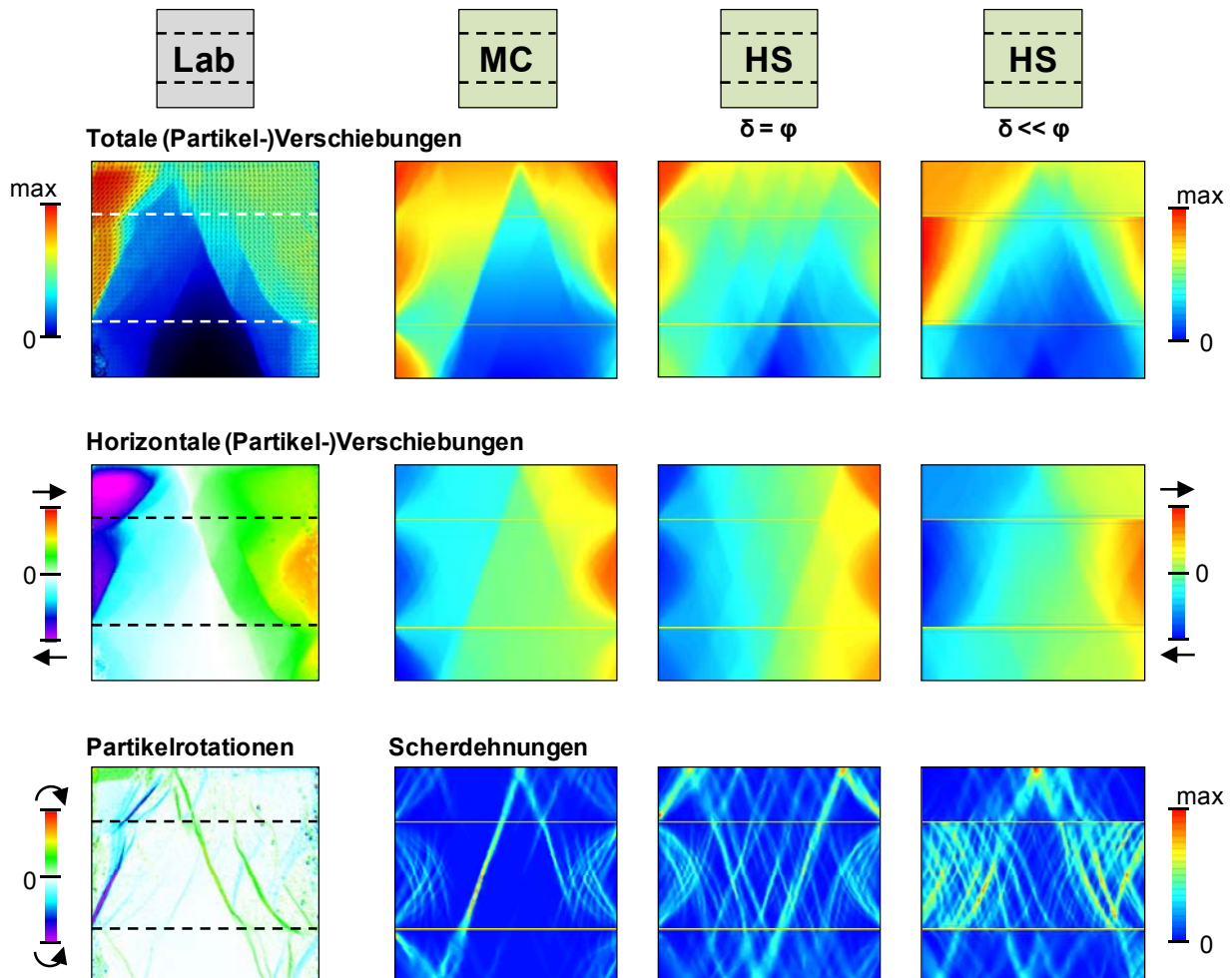
Im Hinblick auf die bis zum Erreichen des Bruchzustands eingetretenen Verformungen zeigen die Ergebnisse für die Berechnung mit dem Mohr-Coulomb Modell während des Abschervorgangs eine geringfügig abnehmende Steifigkeit des bewehrten Bodens. Bei Verwendung des Hardening Soil Modells mit voller Kontaktscherfestigkeit ( $\delta = \varphi$ ) zeigt die Spannungs-Dehnungskurve hingegen ähnlich wie im Laborversuch eine deutliche Steifigkeitserhöhung, wodurch die Bruchspannung bereits bei einer geringeren Probekörperstauchung als bei Verwendung eines konstanten Sekantenmoduls erreicht wird. Unter Beachtung des in Bild 6.4 dargestellten Zusammenhangs zwischen Spannungsniveau und Sekantenmodul deuten die Ergebnisse darauf hin, dass die Aktivierung der Geogitter während der Abscherphase zu einer

Spannungserhöhung im Probeninneren und damit einhergehend zu dem steiferen Verformungsverhalten des Probekörpers geführt haben muss.

Die Ergebnisse zeigen grundsätzlich, dass das in den Laborversuchen beobachtete steifere Verformungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens durch die spannungsabhängige Definition des Sekantenmoduls, wie hier im Hardening Soil Modell, abgebildet werden kann. Darüber hinaus zeigen sie allerdings auch, dass die Geogitteraktivierung im Versuch zu einer deutlich früheren Verbesserung der Verformungseigenschaften geführt hat. Diese im Versuch beobachtete sehr gute und direkte Verbundwirkung kann jedoch selbst bei vollkommenem Verbund mit dem hier verwendeten numerischen Modell nicht abgebildet werden.

### 6.3.2.2 Kinematik

In Bild 6.9 werden die Ergebnisse der DIC-Auswertung denen der numerischen Berechnungen des zweifach geogitterbewehrten Probekörpers für den Verformungszustand bei Versuchsende ( $\epsilon_1 = 10\%$ ) gegenübergestellt.



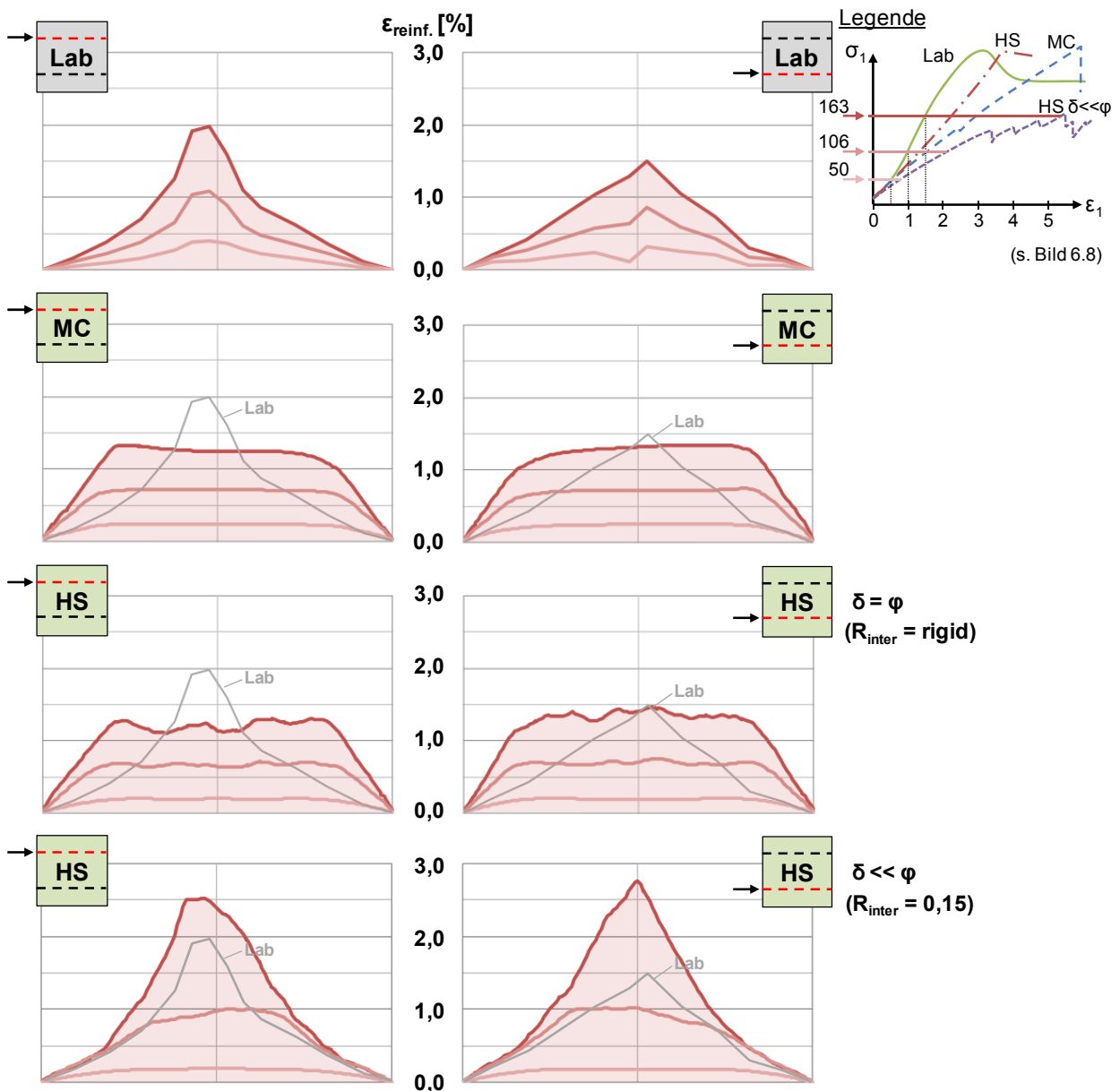
**Bild 6.9** Bodenverschiebungen und Scherfugen im zweifach bewehrten Probekörper bei  $\epsilon_1 = 10\%$  axialer Stauchung.

Sowohl experimentelle als auch numerische Ergebnisse zeigen das Auftreten von horizontalen Verschiebungen vor allem an den seitlichen Probenrändern im Bereich des unbewehrten Bodens. Die Gewölbewirkung des Bodens zwischen den beiden Bewehrungslagen wird aus Verschiebungen und Scherfugen deutlich. Die dargestellten Partikelrotationen beziehungsweise Scherdehnungen zeigen weiterhin, dass ausgehend von den freien Bewehrungsenden in den äußeren Probenbereichen mehrere unterschiedlich geneigte Scherfugen entstanden sind. Infolge der sehr großen aufgezwungenen Probekörperstauchung sind außerdem im Probeninneren einzelne zwischen Kopf- und Bodenplatte durchgehende Scherfugen entstanden. Darüber hinaus ist im Laborversuch erkennbar, dass manche Scherfugen im Bereich der Geogitter flacher verlaufen. Dies zeigt sich in gleicher Weise im numerischen Modell mit reduzierter Kontaktscherfestigkeit und resultiert aus der Relativverschiebung zwischen Boden und Geogittern und der damit einhergehenden Lage der Scherfuge entlang der Geogitter.

Die in den Ergebnissen der numerischen Berechnungen erkennbaren Effekte können sowohl in den hier dargestellten Versuchsergebnissen der Probekörper mit den beiden Geogittern vom Typ GL-700 sowie grundsätzlich auch in den Ergebnissen der Probekörper mit unterschiedlich dehnsteifen Geogittern in Bild 5.26 und Bild 5.27 beobachtet werden. Sie zeigen eine hervorragende Übereinstimmung zwischen dem kinematischen Verhalten der durchgeführten Laborversuche und der numerischen Berechnungen.

### 6.3.2.3 Bewehrungsaktivierung

Zur Betrachtung der Geogitteraktivierung im Laborversuch und in der Computersimulation sind in Bild 6.10 die bereits aus Abschnitt 5.4.4.1 bekannten experimentell ermittelten Verteilungen der Geogitterdehnungen für die Verformungszustände  $\varepsilon_1 = \{0,5; 1,0; 1,5\}$  % denen der numerischen Berechnungen gegenübergestellt. Die berechneten Werte wurden dabei zur besseren Vergleichbarkeit nicht für die gleichen Verformungszustände  $\varepsilon_1$ , sondern für die gleichen Spannungszustände  $\sigma_1 = \{50; 106; 163\}$  kN/m<sup>2</sup>, also bei den gleichen Tragfähigkeitszuwächsen infolge Geogitteraktivierung aufgetragen.



**Bild 6.10** Experimentell und numerisch ermittelte Dehnungsverteilungen in oberer und unterer Bewehrungslage für gleiche Spannungszustände  $\sigma_1$ .

In allen vier Fällen zeigen die Ergebnisse die größten Gitterdehnungen näherungsweise in Probenmitte sowie einen Rückgang der Dehnungen zu den freien Gitterenden hin. Während die experimentell und die numerisch mit reduzierter Kontaktscherfestigkeit ermittelten Ergebnisse die größte Dehnungszunahme tendenziell im Probeninneren zeigen, tritt diese hingegen bei den numerisch mit voller Kontaktscherfestigkeit ermittelten Dehnungsverteilungen am Probenrand auf. Damit einhergehend zeigen sich relativ konstante Dehnungen beziehungsweise Zugkräfte im Probeninneren, so dass, wie bereits in Abschnitt 6.2.3 erwähnt, davon ausgegangen werden kann, dass in diesem Bereich nahezu keine weitere Stützkrafteinleitung aus den Geogittern erfolgt. Im Gegensatz dazu deuten die numerisch mit reduzierter Kontaktscherfestigkeit ermittelten Werte sowie die im Versuch ermittelten Werte für die bis zum Verformungszustand  $\epsilon_1 = 1,5\%$  noch

vollständig messbaren Gitterdehnungen auf eine Kraftübertragung zwischen Boden und Bewehrung fast über die gesamte Probenbreite hin.

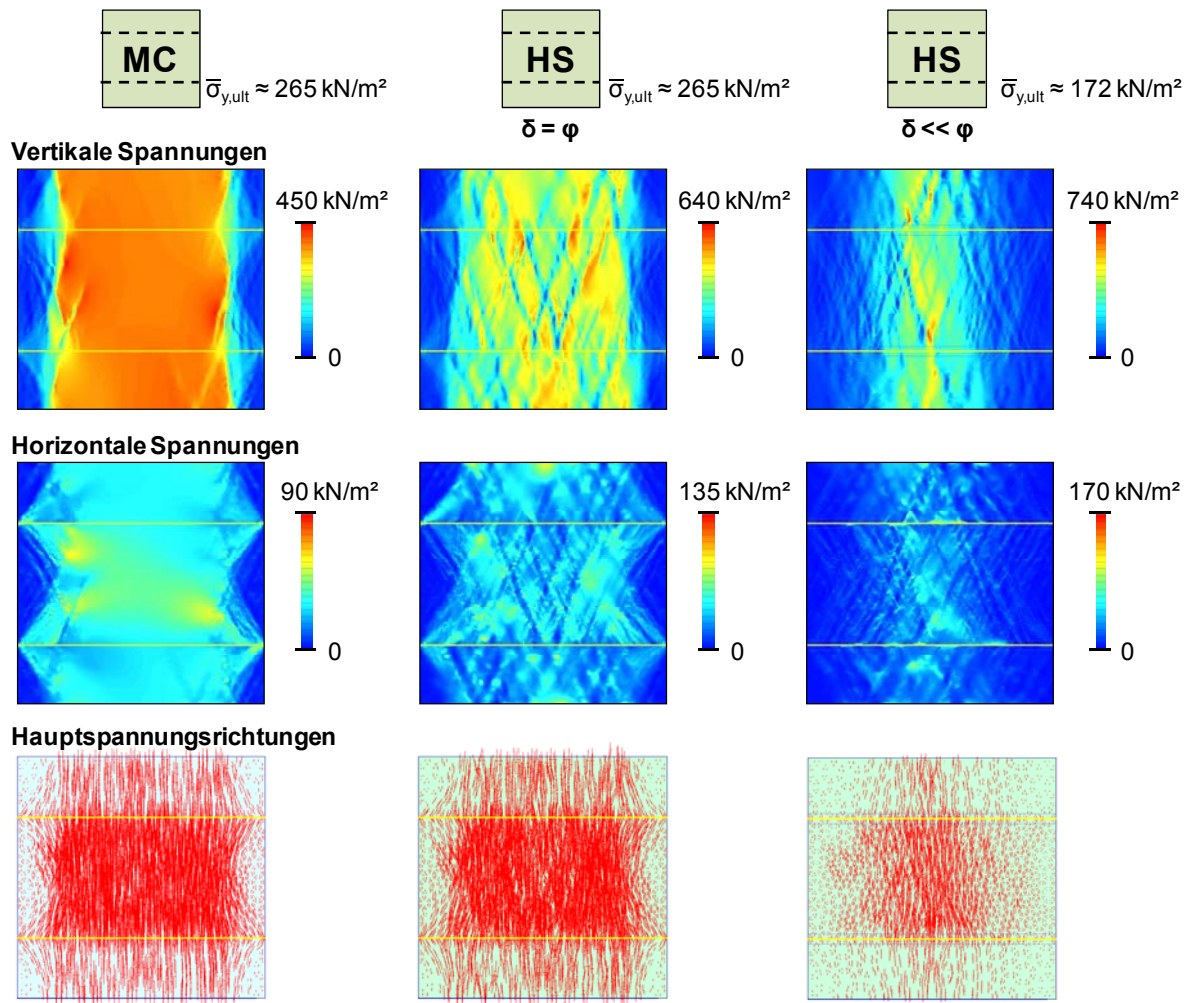
Die Überlagerung der experimentell ermittelten Dehnungsverteilungen mit den Berechnungsergebnissen zeigt, dass die Geogitter für die Aufnahme der gleichen vertikalen Spannung ( $\sigma_1 = 163 \text{ kN/m}^2$ ) im Laborversuch deutlich weniger (bezogen auf den Mittelwert ca. -35 %) gedehnt werden als in den numerischen Berechnungen. Dieser deutliche Unterschied kann selbst bei Berücksichtigung eventueller Abweichungen bei der für die Laborverhältnisse abgeschätzten Dehnsteifigkeit nicht hieraus resultieren.

Die Gegenüberstellung der mit unterschiedlichen Kontakteigenschaften für den gleichen Spannungszustand ermittelten Bewehrungsdehnungen in Bild 6.5 zeigt weiterhin, dass der im Labor ermittelte Dehnungsverlauf auch mit anderen Kontaktreibungswinkeln nicht erreicht werden kann. Aus den dargestellten Dehnungsverteilungen würde sich somit für alle drei numerisch untersuchten Modelle eine größere Stützwirkung durch die Geogitter ergeben als im Laborversuch. Das Gegenteil ist jedoch der Fall, da mit der vergleichsweise geringen Bewehrungsaktivierung im Laborversuch tatsächlich eine größere Tragfähigkeitserhöhung als mit der numerischen Berechnung erreicht wird. Bei der numerischen Abbildung der Bewehrungswirkung ist somit weiterer Optimierungsbedarf gegeben, um die günstige Bewehrungswirkung auch rechnerisch berücksichtigen zu können.

#### 6.3.2.4 Spannungsverteilung

Zur Beurteilung des Geogittereinflusses auf die Spannungsverteilung in den bewehrten Probekörpern wird in Bild 6.11 nun für die drei numerischen Modelle jeweils der Verformungszustand betrachtet, bei dem die Bruchfestigkeit  $\sigma_{1,\max}$  ( $\sigma_{y,\text{ult}} \approx 265 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $\sigma_{y,\text{ult}} \approx 172 \text{ kN/m}^2$ , vgl. Bild 6.8) erreicht wurde.





**Bild 6.11** Verteilung von vertikalen und horizontalen (Druck-)Spannungen und Spannungsrichtungen in zweifach geogitterbewehrten Probekörpern im Bruchzustand.

Die dargestellten Spannungsverteilungen zeigen für vertikale und horizontale Spannungen im Probeninneren deutlich höhere Werte als am Probenrand, wobei die Spannungsverteilungen maßgeblich durch die beiden Bewehrungslagen beeinflusst werden. Die anhand der beispielsweise in Bild 6.9 dargestellten horizontalen Verschiebungen beschriebene Gewölbewirkung des Bodens zwischen den Bewehrungslagen zeigt sich hier besonders deutlich bei Betrachtung der Verteilung der horizontalen Spannungen sowie der darunter dargestellten Spannungskreuze. Letztgenannte zeigen auch die beispielsweise bei Ingold & Miller (1983), Allen & Bathurst (2002a) und Palmeira (2004) beschriebene und von Ketchart & Wu (2001) ebenfalls mit Finite Elemente Berechnungen ermittelte Rotation der Hauptspannungsrichtungen durch die Kraft-einleitung in die Geogitter und die damit einhergehende Erhöhung der kleineren Hauptspannung.

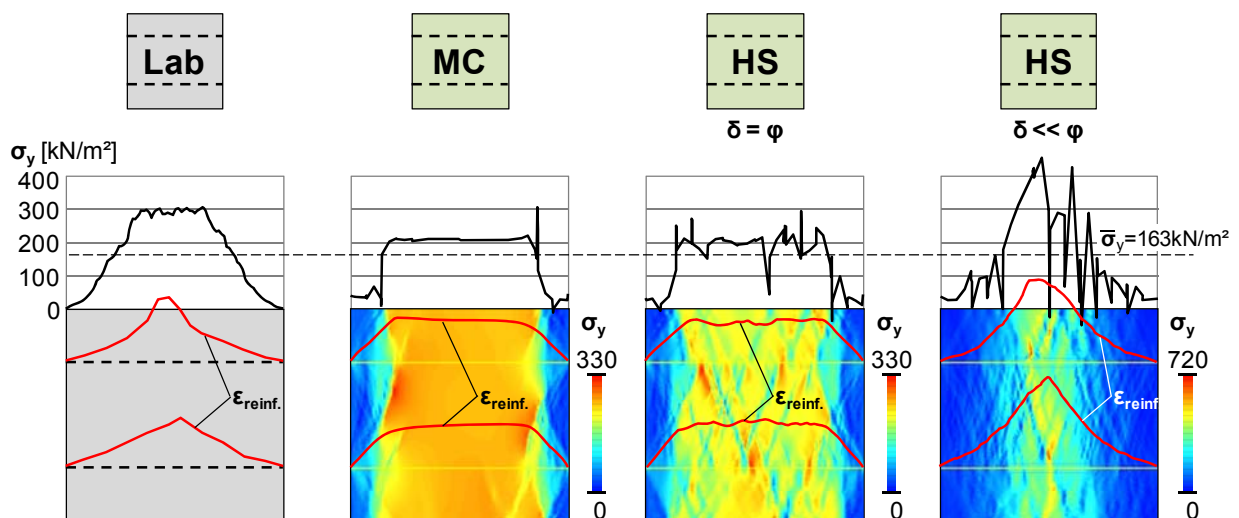
Durch die zusätzliche Stützwirkung der Geogitter wird die Aufnahme der enormen vertikalen Spannungen ermöglicht. Während die größten globalen Spannungen in vertikaler Richtung  $\sigma_{y,ult} \approx 265 \text{ kN/m}^2$  betragen, zeigt die Verteilung dieser Spannungen über den Probenquerschnitt lokale Spitzenwerte von bis zu  $\sigma_y \approx 450 \text{ kN/m}^2$  bei Berechnung mit dem Mohr-Coulomb Modell und bis zu  $\sigma_y \approx 640 \text{ kN/m}^2$  mit dem Hardening Soil Modell ( $\delta = \varphi$ ). Durch die infolge reduzierter



Kontaktscherfestigkeit in die Probekörpermitte verschobene Krafteinleitung zeigen die Berechnungsergebnisse dort trotz der global betrachteten niedrigeren mittleren vertikalen Spannung  $\sigma_{y,ult} \approx 172 \text{ kN/m}^2$  lokale Spitzenwerte von über  $700 \text{ kN/m}^2$ .

### 6.3.2.5 Übertragung auf die Laborversuche

Zur Übertragung der Beobachtungen auf das Verhalten im Laborversuch werden in Bild 6.12 unterschiedliche Mess- beziehungsweise Berechnungsergebnisse für den gleichen Spannungszustand ( $\sigma_1 \approx 163 \text{ kN/m}^2$ ) miteinander überlagert. Als Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind jeweils die entsprechende Verteilung der vertikalen Spannungen im Probenquerschnitt sowie die aus Bild 6.10 bereits bekannten Verteilungen der Geogitterdehnungen  $\epsilon_{reinf.}$  dargestellt. Des Weiteren sind am oberen Probekörperperrand die dort auftretenden vertikalen Spannungen in Diagrammform aufgetragen. Als Ergebnis der experimentellen Untersuchung sind ebenfalls die bereits bekannten Verläufe der Geogitterdehnungen dargestellt. Zusätzlich ist die mit den Tekscan-Foliensensoren (vgl. Abschnitt 5.3.4.2) ermittelte Spannungsverteilung zwischen der starren Kopfplatte und dem Probekörper dargestellt.



**Bild 6.12** Vertikale Spannungen  $\sigma_y$  [ $\text{kN/m}^2$ ] im Probenquerschnitt, experimentell und numerisch ermittelte Geogitterdehnungen  $\epsilon_{reinf.}$  sowie Normalspannungsverteilungen ( $\sigma_n = \sigma_y$ ) am oberen Probekörperperrand für den Belastungszustand  $\sigma_1 \approx 163 \text{ kN/m}^2$ .

Der Vergleich der Verteilungen von Geogitterdehnungen und vertikalen Spannungen am oberen Probekörperperrand zeigt einen klaren Zusammenhang zwischen diesen Größen. Die näherungsweise konstanten Verläufe der numerisch ohne abgeminderten Kontaktreibungswinkel ermittelten Bewehrungsdehnungen über einen großen Bereich des Probeninneren korrespondieren mit den Verteilungen der Vertikalspannungen am oberen Probenrand. Demgegenüber zeigen die experimentell sowie die numerisch mit abgemindertem Kontaktreibungswinkel ermittelten Dehnungsverteilungen nur punktuell auftretende Maximalwerte in Probenmitte. Diese führen zu dem vergleichsweise schmalen Bereich der größten Vertikalspannungen am Übergang zwischen Probekörper und Kopfplatte.

Aus den Ergebnissen von Laborversuch und numerischen Berechnungen geht klar hervor, dass die qualitative Spannungsverteilung im experimentell untersuchten Probekörper derjenigen des numerischen Modells mit abgemindertem Kontaktreibungswinkel ( $\delta \ll \varphi$ ) entsprechen muss. Die Begründung liegt in der sehr guten Übereinstimmung der Verteilungen der Geogitterdehnungen und der Normalspannungen am oberen Probenrand.

## 6.4 Zusammenfassung und Bewertung

Mit dem Ziel, die Spannungsverteilung im bewehrten Boden zu ermitteln, wurden ergänzend zur versuchstechnischen Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens mittels biaxialer Druckversuche numerische Berechnungen mit der Finite Elemente Methode durchgeführt. Die Materialparameter, die zur Beschreibung der Bodeneigenschaften nach Mohr-Coulomb und mit dem Hardening Soil Modell erforderlich sind, wurden aus den Ergebnissen der biaxialen Druckversuche am unbewehrten Sand bestimmt. Zur Verifikation der gewählten Materialparameter wurden in den anschließenden numerischen Untersuchungen zunächst biaxiale Druckversuche mit unbewehrtem Boden modelliert. Die Berechnungsergebnisse für den unbewehrten Boden zeigen nicht nur mit der versuchstechnisch ermittelten Tragfähigkeit eine sehr gute Übereinstimmung, sondern auch mit dem dort ermittelten kinematischen Verhalten im gesamten Probenquerschnitt. Im Hinblick auf die bis zum Erreichen des Bruchzustands eingetretenen Verformungen haben die Berechnungen mit dem Hardening Soil Modell ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit dem Verhalten im Laborversuch gezeigt. Die Berechnung mit dem Mohr-Coulomb Modell führte hingegen zu einer Unterschätzung der im Bruchzustand eingetretenen Verformungen um ca. 30 %.

Für die Modellierung der biaxialen Druckversuche mit geogitterbewehrtem Boden wurden die beiden numerischen Modelle um zwei Geogitterlagen erweitert. Während die aus Kurzzeitzugversuchen ermittelte Dehnsteifigkeit der Geogitter entsprechend den Versuchsergebnissen vereinfachend um 25 % abgemindert wurde, musste jedoch die plastische Fließgrenze gegenüber der Kurzzeitzugfestigkeit um 50 % abgemindert werden. Nur durch diese Anpassung konnte erreicht werden, dass die versuchstechnisch ermittelte Tragfähigkeit mit den numerischen Berechnungen ohne abgeminderten Kontaktreibungswinkel abgebildet werden konnte und nicht deutlich überschritten wurde. Bei den Berechnungen mit reduzierter Kontaktscherfestigkeit lag die Bruchfestigkeit deutlich unter dem im Versuch ermittelten Wert. Die plastische Fließgrenze des Geogitters wurde dabei durch die reduzierte Kraftübertragung zu keinem Zeitpunkt erreicht.

Im Hinblick auf die Probekörperverformungen zeigen die mit den drei Berechnungen ermittelten Ergebnisse eine hervorragende Übereinstimmung mit dem im Laborversuch beobachteten kinematischen Verhalten. Durch die Reduktion des Bodenreibungswinkels im Kontakt zum Geogitter zeigt sich außerdem auch die im Laborversuch beobachtete Richtungsänderung von Scherfugen in der Nähe der Geogitter infolge der bei größeren Probenstauchungen einsetzenden Relativverschiebung. Weiterhin konnte durch die spannungsabhängige Definition des Sekantenmoduls im Hardening Soil Modell sowohl die abnehmende Steifigkeit des unbewehrten Bodens als auch die Erhöhung der Steifigkeit des bewehrten Bodens abgebildet werden.

Während die im Bruchzustand tatsächlich eingetretene Probekörperstauchung dabei nur geringfügig überschätzt wurde, führte die Berechnung mit dem Mohr-Coulomb Modell diesmal zu einer signifikanten Überschätzung der Verformungen im Bruchzustand um 100 %. Die im Versuch bei sehr geringen Verformungen bereits unmittelbar nach Versuchsbeginn eingetretene Verbesserung der Verbundmaterialeigenschaften konnte mit keinem der Modelle in dem beobachteten Umfang abgebildet werden.

Die numerisch ermittelten Spannungsverteilungen des gesamten Probenquerschnitts zeigen für den bewehrten Boden eine enorme Erhöhung der Spannungen im Probeninneren. Die Orientierung der Hauptspannungskreuze zeigt weiterhin deutlich die entsprechend des kinematischen Verhaltens vermutete Gewölbewirkung des Bodens zwischen den beiden Bewehrungslagen sowie, ausgehend von den Geogittern, jeweils halbe Gewölbe in Richtung Kopf- und Bodenplatte. Sowohl die Spannungsverteilungen als auch die Geogitterdehnungen zeigen, dass die maßgebliche Kraftübertragung zwischen Boden und Bewehrung bei den Modellen mit nicht abgemindertem Kontaktreibungswinkel bereits in der Nähe der seitlichen Probenränder stattfindet, im Modell mit reduzierter Kontaktscherfestigkeit aufgrund der größeren erforderlichen Kraftereinleitungslänge hingegen im gesamten Probenquerschnitt. Dieses entspricht auch der Situation im Laborversuch, wie durch die Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Verteilungen von Geogitterdehnungen und Normalspannungen am oberen Probenrand deutlich wird.

Der Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Ergebnisse der biaxialen Druckversuche mit geogitterbewehrtem Boden hat grundsätzlich eine sehr gute Übereinstimmung der Kinematik gezeigt. Im Hinblick auf die Abbildung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des geogitterbewehrten Bodens zeigt sich besonders wegen der Erhöhung des vorherrschenden Spannungszustands durch die Geogitteraktivierung („Confining-Effekt“) die spannungsabhängige Definition des Sekantenmoduls im Hardening Soil Modell als zielführend. Durch Reduktion der Kontaktscherfestigkeit konnte außerdem die Kraftübertragung zwischen Boden und Geogittern und somit auch die daraus resultierende Verteilung der Geogitterdehnungen entsprechend den Beobachtungen im Laborversuch ermittelt werden.

Trotz der sehr guten Übereinstimmung mit dem Materialverhalten des unbewehrten Bodens konnte das Verhalten des geogitterbewehrten Bodens im Laborversuch jedoch nie in allen Punkten gleichzeitig abgebildet werden. Wenn das Spannungs-Dehnungsverhalten des Probekörpers näherungsweise mit dem Verhalten im Versuch übereinstimmte, wurde die Kraftübertragung zwischen Boden und Geogittern überschätzt, so dass keine Übereinstimmung bei der Dehnungsverteilung herrschte. Sofern die Dehnungsverteilung der Geogitter qualitativ übereinstimmte, wurde dagegen das tatsächliche Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs deutlich unterschätzt. Eine mögliche Ursache hierfür könnte die Tatsache sein, dass für die gleiche Tragfähigkeitserhöhung in der numerischen Simulation ca. 50 % mehr Dehnungen beziehungsweise Zugkräfte in den Geogittern erforderlich waren als im Laborversuch. Ein weiterer Punkt ist die im Versuch bereits unmittelbar zu Beginn des Abschervorgangs zu beobachtende Verbesserung der Verbundmaterialeigenschaften, die bei der numerischen Berechnung

mit dem Hardening Soil Modell erst deutlich später eingesetzt hat. Diese Beobachtungen deuten darauf hin, dass die tatsächliche Bewehrungswirkung mit den durchgeführten Berechnungen deutlich unterschätzt wird.

## 7 Zusammenfassung

Durch die Bewehrung von Boden mit polymeren Geogittern entsteht erfahrungsgemäß ein sehr leistungsfähiger Verbundbaustoff. In diesem Zusammenhang wurde schon vielfach die grundsätzliche Stützwirkung der Geogitter im Boden beschrieben. Die Identifikation maßgeblicher Einflussparameter und die Beschreibung des durch komplexe Interaktionsmechanismen geprägten Materialverhaltens des Verbundbaustoffs „geogitterbewehrter Boden“ stellt jedoch seit mehreren Jahrzehnten eine Herausforderung für die Wissenschaft dar. Im Rahmen dieser Arbeit wurden daher experimentelle und numerische Untersuchungen am „Element“ geogitterbewehrter Boden durchgeführt. Die Untersuchung von großmaßstäblichen Probekörpern ermöglichte dabei die Verwendung von handelsüblichen biaxialen Geogittern mit Maschenweiten von bis zu 50 mm, so dass Skalierungseffekte als mögliche Fehlerquelle ausgeschlossen werden konnten. Durch die ganzheitliche Betrachtungsweise von Verformungen und Spannungen im bewehrten Boden sowie die Ermittlung des Zusammenhangs zwischen Spannungen, Dehnungen und Bewehrungsaktivierung stellen die beschriebenen Ergebnisse einen weiteren Schritt in Richtung Verständnis und Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Verbundbaustoffs „geogitterbewehrter Boden“ dar.

Das Spannungs-Dehnungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens wurde zunächst mit großen triaxialen Druckversuchen an zylindrischen Probekörpern ( $\varnothing = 500$  mm) untersucht. Bei der Belastung des bewehrten Bodens wurde eine sukzessive Zunahme von Geogitterdehnungen und damit einhergehend eine Tragfähigkeitserhöhung gegenüber dem unbewehrten Boden beobachtet. Untersuchungen mit unterschiedlich dicht eingebautem Boden zur Ermittlung des Einflusses der relativen Lagerungsdichte  $I_D$  haben darüber hinaus gezeigt, dass eine gute Bodenverdichtung sowohl für die Tragfähigkeit und Steifigkeit des unbewehrten Bodens als auch für den bewehrten Boden von elementarer Bedeutung ist. Die eigentliche Ermittlung des Zusammenhangs zwischen Tragfähigkeitserhöhung und zusätzlichem Stützdruck durch die Geogitter war mit den triaxialen Druckversuchen aufgrund des radialsymmetrischen Verformungszustands der Probekörper, gegenüber den zwei Hauptzugrichtungen der verwendeten biaxialen Geogitter, sowie wegen der durch den Probendurchmesser begrenzten Verankerungslänge nicht möglich.

Aus diesem Grund wurden weitere Untersuchungen im ebenen Verformungszustand in Form von biaxialen Druckversuchen an 820 mm breiten und 800 mm hohen Probekörpern durchgeführt. Der eigens hierfür konstruierte Versuchsstand ermöglicht durch eine transparente Seitenfläche die Partikelbewegungen im gesamten Probenquerschnitt zu erfassen, um daraus durch Anwendung der Digital Image Correlation (DIC) Methode das kinematische Verhalten im Probeninneren zu ermitteln. Zur weiteren Vergleichs- und Beurteilungsmöglichkeit von experimentell und numerisch ermittelten Ergebnissen wurde bei den biaxialen Druckversuchen, neben der Resultierenden der Vertikalspannung, außerdem die Normalspannungsverteilung zwischen

starrer Kopfplatte und Probekörper gemessen. Zur Beurteilung der Geogitteraktivierung wurden zudem die Zugglieder der Geogitter mit ca. 50 Dehnungsmessstreifen bestückt und die Dehnungen erfasst. Die Ergebnisse der Untersuchung bewehrter Probekörper zeigen durch die verwendeten Geogitter signifikant höhere Bruchfestigkeiten als die der unbewehrten Probekörper. Gegenüber der beim unbewehrten Boden üblicherweise größten Bodensteifigkeit zu Versuchsbeginn bewirken die Geogitter außerdem bereits unmittelbar nach Beginn der Abscherphase ein Anwachsen der Steifigkeit des Verbundmaterials.

Durch die Visualisierung des kinematischen Verhaltens wurde die Bewehrungswirkung in Form von deutlich reduzierten Bodenverschiebungen im Bereich der Geogitterlagen sowie einer damit einhergehenden Gewölbebildung des gestützten Bodens zwischen den Bewehrungslagen gezeigt. Des Weiteren konnte, gegenüber wenigen einzelnen Scherfugen im unbewehrten Boden, im bewehrten Boden die sukzessive Entstehung von zahlreichen Scherfugen beobachtet werden. Der Grund hierfür ist, dass eine Scherfuge, die sich im Boden entwickelt, irgendwann auf die Bewehrungslage stößt und entsprechend der damit einhergehenden Verformung zu einer lokalen Aktivierung des Geogitters führt. Diese Scherfuge stellt somit nicht länger den Bereich des geringsten Widerstands dar, so dass in der Nachbarschaft eine neue Scherfuge entsteht, bis auch hier das Geogitter dafür sorgt, dass der Widerstand wiederum größer als an einer anderen Stelle ist. Hierdurch entsteht die beobachtete Vielzahl an Scherfugen und damit einhergehend die Aktivierung der Geogitter über einen größeren Bereich.

Zur Untersuchung des Dehnsteifigkeitseinflusses auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens wurden mehrere biaxiale Druckversuche an Probekörpern mit Geogittern unterschiedlicher Dehnsteifigkeit durchgeführt. Die Versuchsergebnisse haben gezeigt, dass die Verwendung von Geogittern höherer Dehnsteifigkeit einerseits zu einer höheren Steifigkeit des Verbundmaterials und andererseits auch zu einer höheren Bruchspannung führt. Der jeweilige Tragfähigkeitszuwachs war allerdings im oberen untersuchten Dehnsteifigkeitsbereich geringer als im Bereich niedriger Dehnsteifigkeiten. Unter Berücksichtigung des ermittelten Zusammenhangs zwischen der Tragfähigkeitserhöhung des Verbundmaterials und der Geogitteraktivierung sowie des Einflusses der Dehnsteifigkeit der Bewehrung auf die Bruchfestigkeit des bewehrten Bodens wurden für die untersuchten Probekörper die Spannungspfade im biaxialen Druckversuch entsprechend des „Confining Effect Concepts“ beschrieben. Durch die hierfür angegebenen Gleichungen kann die jeweilige Stützwirkung der Geogitter  $\Delta\sigma_3$  für einen beliebigen Belastungszustand  $\sigma_{1,i}$  als Funktion von der Dehnsteifigkeit  $J$  der verwendeten gelegten Geogitter berechnet werden.

Für die in den Laborversuchen variierten Parameter Lagerungsdichte  $I_D$  und Dehnsteifigkeit  $J$  der Geogitter konnte gezeigt werden, dass beide einen wesentlichen Einfluss auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens haben. Bezüglich der Lagerungsdichte des Bodens ist daher für alle geogitterbewehrten Konstruktionen der beispielsweise nach ZTV E-StB (2009) geforderte Bodeneinbau mit Proctordichte unbedingt zu empfehlen. Im Hinblick auf die Materialeigenschaften der Geogitter wirkt sich eine hohe Dehnsteifigkeit grundsätzlich günstig auf Tragfähigkeit und Verformungseigenschaften des bewehrten Bodens aus. Dabei ist jedoch zu

beachten, dass gegenüber dem Boden deutlich steifere Zugglieder auch entsprechend mehr Kraft anziehen, weshalb die Zugfestigkeit im Hinblick auf das Produktdesign proportional zur Dehnsteifigkeit zunehmen sollte.

Zur Vervollständigung der aus dem ermittelten kinematischen Verhalten gewonnenen Vorstellung der Vorgänge im Probeninneren wurden in Ergänzung zu den experimentellen Untersuchungen numerische Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Geometrie und Randbedingungen der hierzu verwendeten Modelle wurden entsprechend den Verhältnissen im Laborversuch abgebildet. Die Materialparameter zur Beschreibung der Bodeneigenschaften mit dem Mohr-Coulomb Modell und dem Hardening Soil Modell wurden aus den Ergebnissen der biaxialen Druckversuche am unbewehrten Boden abgeleitet. Die entsprechenden Ergebnisse zeigen für die Berechnung mit dem Hardening Soil Modell eine gute Übereinstimmung mit den im Laborversuch ermittelten Spannungen und Verformungen. Die Berechnung mit dem Mohr-Coulomb Modell führt aufgrund der konstanten Steifigkeit hingegen zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Stauchung unbewehrter Probekörper im Bruchzustand. Bezüglich des kinematischen Verhaltens zeigen alle Berechnungsergebnisse eine sehr gute Übereinstimmung mit der für den Laborversuch ermittelten Kinematik des unbewehrten Bodens.

Für die Berechnung der biaxialen Druckversuche mit bewehrtem Boden wurde der Kontakt zwischen Geogittern und Boden in unterschiedlichen Berechnungen sowohl mit reduzierter als auch mit nicht reduzierter Kontaktscherfestigkeit modelliert. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass auch für den bewehrten Boden die im Laborversuch beobachtete Kinematik grundsätzlich sehr gut abgebildet werden konnte. Durch die zusätzliche Reduktion des Kontaktreibungswinkels konnte außerdem die experimentell im Bereich der Geogitter beobachtete Änderung der Scherfugenneigung in die bewehrungsparallele Richtung als Zeichen für die Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Boden abgebildet werden. Im Hinblick auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens ist jedoch anzumerken, dass die Berechnungsergebnisse nie in allen Punkten gleichzeitig mit den Laborversuchsergebnissen zur Deckung gebracht werden konnten. Bei Ansatz des vollen Kontaktreibungswinkels stimmte das Spannungs-Dehnungsverhalten des Probekörpers mit spannungsabhängig beschriebener Steifigkeit ansatzweise mit dem Verhalten im Versuch überein. Die Kraftübertragung zwischen Boden und Geogittern wurde dabei jedoch überschätzt, so dass keine Übereinstimmung bei den Dehnungsverteilungen in den Geogittern herrschte. Sofern durch Verwendung einer stark reduzierten Kontaktscherfestigkeit die Verteilungen der Geogitterdehnungen qualitativ übereinstimmten, wurden dagegen die tatsächlich vom Verbundkörper aufgenommenen Spannungen deutlich unterschätzt. Berechnungen mit konstanter Steifigkeit führten darüber hinaus zu einer deutlichen Überschätzung der Probenstauchung im Bruchzustand um etwa 100 %.

Zusammenfassend lässt sich daher sagen, dass das numerisch ermittelte kinematische Verhalten zwar hervorragend mit den Probekörperverformungen der biaxialen Druckversuche im Labor übereinstimmt. Im Hinblick auf das Spannungs-Dehnungsverhalten und vor allem auf die Abbildung der Bewehrungswirkung scheint jedoch Optimierungsbedarf zu bestehen, da mit den numerischen Berechnungen sowohl die im Versuch beobachtete unmittelbare Aktivierung der

Geogitter als auch die durch eine Bewehrungsdehnung erreichte Tragfähigkeitserhöhung teilweise deutlich unterschätzt wurden.

In Ergänzung zu den beschriebenen grundsätzlichen Untersuchungen zum Spannungs-Dehnungsverhalten eines geogitterbewehrten Boden-„Elements“ wurde mit Versuchen am Modellausschnitt einer geogitterbewehrten Stützkonstruktion mit einer Querschnittsfläche von 1000 mm x 1000 mm (H x B) der Einfluss der Bodenbewehrung auf die Erddruckentwicklung und die Kinematik untersucht. Hierbei wurden sowohl Probekörper mit als auch ohne Anschluss der Geogitter am horizontal verschieblichen Facing (Konstruktionsfront) betrachtet. Die Versuchsergebnisse haben grundsätzlich eine Reduktion des Erddrucks unter den ermittelten aktiven Erddruck des unbewehrten Bodens gezeigt. Hierdurch wird die in den „Element“-Versuchen beobachtete Bodenstützung durch die Geogitter bestätigt.

Sofern die Geogitter nicht mit dem Facing verbunden waren, führte die Erhöhung der Lagenanzahl beziehungsweise die Verringerung des Lagenabstands dazu, dass infolge der kleineren nicht gestützten Bodenbereiche immer weniger Erddruck auf das Facing wirkte. Damit einhergehend hat die Erddruckverteilung gezeigt, dass der aus der gleichförmigen flächigen Auflast resultierende Erddruck auf das Facing stets ab der obersten Bewehrungslage deutlich reduziert wurde, und zwar unabhängig davon, ob die oberste Lage 10 cm oder 50 cm unter dem oberen Probenrand angeordnet war. Für den Fall, dass die Geogitter am Facing angeschlossen waren, führte die Erhöhung der Lagenanzahl und somit auch der über alle Lagen summierten Dehnsteifigkeit zu immer kleineren erforderlichen Wandverschiebungen zum Erreichen des Gleichgewichtszustands zwischen Erddruck und Anschlusskräften. Diese durch die Geogitter reduzierte Wandverschiebung führte dazu, dass der Erddruck nicht auf die zuvor beschriebenen niedrigen Werte absinken konnte. Durch die Aktivierung der Geogitter bereits bei kleinsten Wandverschiebungen  $u_x \leq 1 \text{ mm}$  ( $u_x/H \leq 1 \text{ ‰}$ ) war dieser resultierende Erddruck dennoch stets niedriger als der aktive Erddruck aus dem unbewehrten Boden.

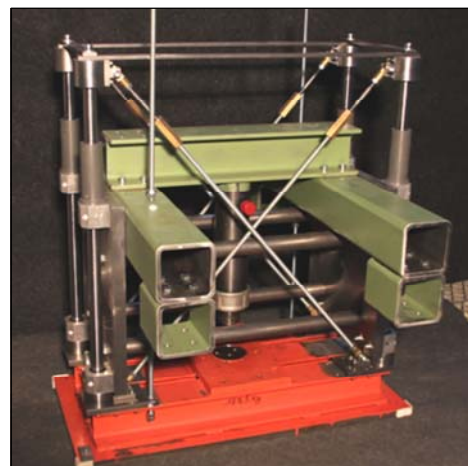
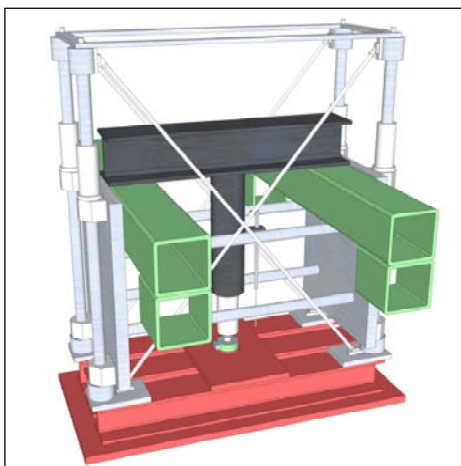
Eine weitere Reduktion des Erddrucks konnte schließlich bei Belastung einzelner Probekörper über Zeiträume von bis zu drei Wochen beobachtet werden. Durch Relaxationseffekte sind vor allem in den ersten Tagen der Belastung weitere Verschiebungen des Facings eingetreten, wodurch der Erddruck nochmals weiter abgenommen hat.

Im Hinblick auf die eingetretenen Verformungen wurde zudem ein deutlicher Einfluss des Zeitpunkts der Lastaufbringung festgestellt. Je größer die Auflast und die daraus resultierende Normalspannung in der Gitterebene waren, bevor die Stützung des Facings auf dieser Höhe entfernt und eine Wandverschiebung zugelassen wurde, desto geringer war die anschließend eintretende Verschiebung der Außenhaut.



## 8 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Versuchsstand zur Untersuchung von geogitterbewehrtem Boden mit großen biaxialen Druckversuchen konstruiert. Im Laufe der durchgeführten Untersuchungen wurde wie bei Vardoulakis & Goldscheider (1980) eine geringfügige Beeinflussung des Spannungs-Dehnungsverhaltens der Probekörper durch eine Verkipfung der starren Kopfplatte während des Belastungsvorgangs festgestellt. Um solch eine Beeinflussung bei zukünftigen Untersuchungen zu verhindern, wurde im Nachgang zu den in dieser Arbeit beschriebenen Versuchen die in Bild 8.1 dargestellte Kopfplattenführung konstruiert. Durch Verwendung von Lineargleitlagern, analog zu den verschieblichen Stirnelementen, werden zukünftig nur noch Parallelverschiebungen der Kopfplatte zugelassen. Die Ergebnisse der ersten bereits mit dieser neuen Führung durchgeführten biaxialen Druckversuche bestätigen die erfolgreiche Umsetzung.



**Bild 8.1** Skizze und Foto der neuen Kopfplattenführung zur reinen Parallelverschiebung.

Die in dieser Arbeit beschriebenen biaxialen Druckversuche beinhalten grundlegende Versuche zur Ermittlung einer geeigneten Bewehrungsanordnung im biaxialen Druckversuch sowie eine erste Parameterstudie, durch die der Einfluss der Dehnsteifigkeit der Geogitter auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens ermittelt wurde. Mit den angegebenen Spannungspfaden wird die belastungs- und dehnsteifigkeitsabhängige Mobilisierung der Bewehrungswirkung der Geogitter beschrieben. Durch gezielte Variation weiterer Parameter könnten die angegebenen Gleichungen zur Beschreibung der Spannungspfade auch um deren Einflüsse für das Spannungs-Dehnungsverhalten des bewehrten Bodens erweitert werden. Im Hinblick auf die Beschreibung des Verbundmaterialverhaltens und vor allem auf die Interaktion zwischen Boden und Geogittern sind als weitere zu untersuchende Parameter beispielsweise das Verhältnis zwischen Korngröße und Gitteröffnung, die Geometrie und Formstabilität der

Zugglieder sowie bei Verwendung von bindigem oder feinkörnigem Boden auch die Rauheit der Zuggliedoberflächen zu nennen.

Die Ergebnisse der durchgeführten numerischen Berechnungen haben in einigen Punkten eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Verhalten im Laborversuch gezeigt. Dennoch wurde die im Versuch beobachtete Bewehrungswirkung durch die numerischen Berechnungen unterschätzt. Hier scheint vor allem im Hinblick auf die Modellierung der Geogitter sowie des Kontaktes zwischen Boden und Geogittern noch deutlicher Optimierungsbedarf zu bestehen. Als Negativbeispiel ist hier die numerische Beschreibung von Geogittern durch die Definition einer plastischen Fließgrenze zu nennen, da beim Erreichen dieser Grenze vom simulierten Geogitter durch Spannungsumlagerungen weitere Kräfte aufgenommen werden können. In situ führt dies jedoch entweder zum völligen Versagen (GE) oder zumindest zu einer Verminderung der Krafteinleitung, wenn sich die Knotenverbindungen lösen und über die entsprechenden Querschnittglieder keine Kraft mehr in die Längszugglieder eingeleitet werden kann (GL; GW).

Der Vergleich von Versuchs- und Berechnungsergebnissen hat darauf hingedeutet, dass die Verwendung der globalen Kontaktscherfestigkeit, gemäß den Ergebnissen von direkten Scher- oder Herausziehversuchen, zu einer deutlichen Überschätzung der tatsächlichen Verbundwirkung führt. Hier stellt sich die Frage, welche Parameter für die zutreffende Beschreibung der Kontakteigenschaften im Übergang zwischen Boden und Bewehrung geeignet und erforderlich sind. Die schubspannungsabhängige Definition der Kontaktscherfestigkeit zwischen Boden und Geogitter-Elementen erscheint zwar grundsätzlich als geeignet. Allerdings könnte der Verbund zu Versuchsbeginn über die größte Scherfestigkeit (Peak-Scherfestigkeit) abgebildet werden, die dann bei Erreichen des Grenzwertes auf die Restscherfestigkeit zur Definition des Materialkontakts abgemindert wird.

Des Weiteren ist zu prüfen, ob die Verformungseigenschaften des Bodens auch für Interface-Elemente zur Beschreibung des Kontakts zum Geogitter zutreffen. Unter Berücksichtigung der erforderlichen Verformungskompatibilität infolge kraft- und formschlüssiger Verspannung des Bodens in den Gitteröffnungen („Interlocking“-Effekt) erscheint hier die Verwendung einer höheren Steifigkeit entsprechend der Dehnsteifigkeit der Geogitter angebracht.

Die Möglichkeit zur Ermittlung maßgeblicher Einflussparameter zur realistischen Beschreibung von Geogitter- und Kontakteigenschaften sowie zur Kalibrierung von entsprechenden numerischen Modellen ist durch die Erfassung der vielfältigen Ergebnisse der biaxialen Druckversuche gegeben. Bezüglich der Beschreibung der Interaktion von Bodenpartikeln und Gitteröffnungen bietet sich außerdem die Durchführung numerischer Berechnungen mit der Diskreten Elemente Methode an, um auch das mikroskopische Verhalten genauer betrachten zu können.

Im Hinblick auf die Abbildung von in-situ-Bedingungen ist weiterhin die Bedeutung der dynamischen Bodenverdichtung für die Verspannung von Bodenpartikeln in den Gitteröffnungen zu untersuchen. Dies ist besonders wegen der eventuell früheren Bewehrungsaktivierung interessant. Für diese Untersuchungen ist jedoch vermutlich ein grobkörnigerer als der bisher verwendete Mittelsand zu verwenden, um die Verspannung in den Gitteröffnungen zu ermöglichen.

Während der zeitliche Einfluss bei den hier durchgeführten Laborversuchen nur eine untergeordnete Rolle gespielt hat, wäre im Hinblick auf die Übereinstimmung zwischen numerisch prognostizierten und gemessenen Bauwerksverformungen und vor allem für Bewehrungsprodukte mit starker Kriechneigung (z.B. PP- und PEHD-Gitter) die Abbildung des viskosen Materialverhaltens interessant.

Mit Bezug auf die beispielsweise in Lastverteilungsflächen vorherrschenden Spannungszustände wäre außerdem die Durchführung von biaxialen Druckversuchen mit um  $45^\circ$  verdrehten Geogittern sehr interessant. Während In-Air-Versuche an biaxialen Geogittern für andere als die beiden Hauptzugrichtungen aufgrund der Querkontraktion teilweise deutlich reduzierte Dehnsteifigkeiten zeigen, dürfte dies im Boden aufgrund der durch Bodeneinlagerung in den Gitteröffnungen verhinderten Querkontraktion nicht der Fall sein. Vielmehr ist ähnlich wie bei Vliesstoffen eine möglicherweise deutlich größere Dehnsteifigkeit zu erwarten. Durch den Vergleich der bisherigen Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen von Probekörpern, bei denen die Geogitter gegenüber dem ebenen Verformungszustand verdreht eingebauten werden, kann die Bedeutung der Hauptzugrichtungen im Hinblick auf die Bewehrungswirkung im Boden, also bezüglich des Last-Verformungsverhaltens des Verbundbaustoffs bestimmt werden.

## Literaturverzeichnis

- Abdel-Rahman, A.H., Ibrahim, M.A.-M., Ashmawy, A.K. (2007):** Utilization of a Large-Scale Testing Apparatus in Investigating and Formulating the Soil/Geogrid Interface Characteristics in Reinforced Soils. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, Vol. 1 (4), S. 415-430.
- Alagiyawanna, A.M.N., Sugimoto, M., Sato, S., Toyota, H. (2001):** Influence of Longitudinal and Transverse Members on Geogrid Pullout Behavior During Deformation. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19 (2001), S. 483-507.
- Allen, T.M., Bathurst, R.J. (2002a):** Soil Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls at Working Stress Conditions. *Geosynthetics International*, Vol. 9 (5-6), S. 525-566.
- Allen, T.M., Bathurst, R.J. (2002b):** Observed Long-Term Performance of Geosynthetic Walls and Implications for Design. *Geosynthetics International*, Vol. 9 (5-6), S. 567-606.
- Allen, T.M., Bathurst, R.J. (2003):** Prediction of Reinforcement Loads in Reinforced Soil Walls. Washington State Transportation Centre (TRAC).
- Alshibli, K.A., Batiste, S.N., Sture, S. (2003):** Strain Localization in Sand: Plane Strain versus Triaxial Compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129 (6), S. 483-494.
- Althoff, S. (2011):** persönliche Besprechung an der TU Bergakademie Freiberg (am 25.11.2011).
- Arnold, M., Herle, I., Gabener, H. (2008):** Mobilisierung des räumlichen passiven Erdrucks bei Erdüberdeckungen. *geotechnik*, Vol. 31 (1), S. 12-22.
- ASTM D 4595 (2009):** Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method. ASTM International.
- ASTM D 6637 (2010):** Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method. ASTM International.
- Athanasopoulos, G.A. (1993):** Effect of Particle Size on the Mechanical Behaviour of Sand-Geotextile Composites. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12 (1993), S. 255-273.
- Aydogmus, T., Klapperich, H. (2008):** Three-Dimensional Numerical Parametric Analysis of Soil-Geosynthetic-Interaction. *EuroGeo4: Geotechnical Engineering with Geosynthetics*, Edinburgh, UK.
- Aydogmus, T., Klapperich, H., Rother, A. (2006):** Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verbundverhalten von Geokunststoffen und Erdstoffen für die Berechnung der Standsicherheit geokunststoffbewehrter Erdkörper. *Review 2005 -*

- Research Reports - Invited Lectures "Geotechnical Seminar". H. Klapperich and H. Konietzky. Freiberg, Institut für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg. Heft 2006-1, S. 205-232.
- Aydogmus, T., Tamaskovics, N., Bendel, N. (2006):** Trag- und Verformungsverhalten von Streifenfundamenten auf geokunststoffverstärktem Sand im Modellversuch und nach neuer bildbasierter Verformungsmessung (PIV-Methode). Review 2005 - Research Reports - Invited Lectures "Geotechnical Seminar". H. Klapperich and H. Konietzky. Freiberg, Institut für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg. Heft 2006-1, S. 233-256.
- Bachmann, G. (2009):** Entwicklung von Grund- und Böschungsbruch - Experimente und Numerik. Heft 84, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Technische Universität Darmstadt, Darmstadt.
- Barden, L., Ismail, H., Tong, P. (1969):** Plane strain deformation of granular material at low and high pressures. *Géotechnique*, Vol. 19 (4), S. 441-452.
- Bathurst, R.J. (2009):** Recent Developments in Reinforced Soil Wall Testing, Analysis and Design. GIGSA GeoAfrica 2009, Cape Town, South Africa. GIGSA, S. 1-14.
- Bathurst, R.J., Allen, T.M., Huang, T.M. (2010):** Current Issues for the Internal Stability Design of Geosynthetic Reinforced Soil. 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil. Vol. 2, S. 533-546.
- Bathurst, R.J., Miyata, Y., Nernheim, A., Allen, T.M. (2008):** Refinement of K-Stiffness Method for Geosynthetic Reinforced Soil Walls. *Geosynthetics International*, Vol. 15 (4), S. 269-295.
- Bathurst, R.J., Nernheim, A., Walters, D.L., Allen, T.M., Burgess, P., Saunders, D.D. (2009):** Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, Vol. 16 (1), S. 43-59.
- Bauer, A. (1997):** Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen. Heft 26, Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, München.
- Bauer, A., Bräu, G. (1996):** Backanalyses of a Steep Slope Reinforced with Nonwovens. *Geosynthetics: Applications, Design and Construction*, Maastricht, NL. Balkeema, Rotterdam.
- Bauer, G.E., Zhao, Y. (1993):** Evaluation of shear strength and dilatancy behaviour of reinforced soil from direct shear tests. *Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures*.
- Berardi, R., Pinzani, G.P. (2008):** Strain Compatibility and Geogrid Stiffness Selection in the Design of Reinforced Soil Walls. 4th European Geosynthetics Conference, Edinburgh, UK.

- Berger, K.-H. (1989):** Großmaßstäbliche Triaxialversuche zur Untersuchung des mechanischen Verhaltens von mit Kunststoff bewehrtem Lößboden. Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Stuttgart, unveröffentlicht.
- Böckmann, F.-J. (1991):** Modellversuche zur Grenzlastermittlung von Pfahlgruppen. Heft 2, Fachgebiet Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Gesamthochschule Kassel - Universität, Kassel.
- Bolton, M.D. (1986):** The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, Vol. 36, S. 65-78.
- Boyle, S.R. (1995):** Deformation prediction of geosynthetic reinforced soil retaining walls. Department of Civil Engineering, University of Washington, Washington.
- Brandl, H. (2009):** Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen. Grundbau Taschenbuch, Teil 3, 7. Aufl. K.-J. Witt, Ernst & Sohn, S. 747-897.
- Bräu, G., Floss, R. (2000):** Geotextile structures used for the reconstruction of the motorway Munich-Salzburg. EuroGeo 2000, Proceedings of the Secon European Geosynthetics Conference, Bologna, Italy, 15-18 October 2000, Vol. 1 Geotechnical Applications, S. 373-377.
- Brinkgreve (2002):** Plaxis Version 8: Material Models Manual.
- Bussert, F. (2006):** Verformungsverhalten geokunststoffbewehrter Erdstützkörper. Heft 13, Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal, Clausthal.
- Bussert, F. (2009):** Recent Research into the Actual Behaviour of Geogrids in Reinforced Soil. 2009 Jubilee Symposium on Polymer Geogrid Reinforcement, London, UK. S. 1-6.
- Butterfield, R., Andrawes, K.Z. (1970):** An Air Activated Sand Spreader for Forming Uniform Sand Beds. *Géotechnique*, Vol. XX (1), S. 97-100.
- Chakraborty, T., Saldago, R. (2010):** Dilatancy and Shear Strength of Sand at Low Confining Pressures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136 (3), S. 527-532.
- Chandrasekaran, B., Broms, B.B., Wong, K.S. (1989):** Strength of fabric reinforced sand under axisymmetric loading. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 8 (1989), S. 293-310.
- Christopher, B.R., Holtz, R.D., Bell, W.D. (1986):** New tests for determining the in-soil stress-strain properties of geotextiles. Third Conference on Geotextiles, Vienna, Austria. S. 683-688.
- CMV hoven (2011):** Folienmesstechnik: I-Scan Systeme. <http://www.cmv.de/iscan1.php> (abgerufen am 31.10.2011).
- Cornforth, D.H. (1964):** Some experiments on influence of strain conditions on strength of sand. *Géotechnique*, Vol. 14 (2), S. 143-167.
- DaVis (2003):** Manual - DaVis StrainMaster Software: Tools for DaVis, LaVision GmbH, Göttingen.

- de Buhan, P., Mangiavacchi, R., Nova, R., Pellegrini, G., Salencon, J. (1989):** Yield design of reinforced earth walls by a homogenization method. *Géotechnique*, Vol. 39 (2), S. 189-201.
- Detert, O. (2005):** Numerische Untersuchung der Interaktion zwischen Geogittern und Füllboden mit der Partikelmethode. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen, Aachen.
- DIN 4085 (2011):** Baugrund - Berechnung des Erddrucks. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN ISO 10319 (2008-10):** Geokunststoffe - Zugversuch am breiten Streifen. Deutsches Institut für Normung e.V.
- Dyer, M.R. (1985):** Observation of the Stress Distribution in Crushed Glass with Applications to Soil Reinforcement. University of Oxford.
- EBGEO (2010):** EBGEO - Empfehlung für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen. DGGT, Essen.
- Ehrlich, M., Mitchell, J.K. (1994):** Working stress design method for reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120 (4), S. 625-645.
- Eiksund, G., Hoff, I., Perkins, S. (2004):** Cyclic Triaxial Tests on Reinforced Base Course Material. EuroGeo3, München. S. 619-624.
- Elbanna, M., Bathurst, R.J. (2005):** A new apparatus to investigate geosynthetic-soil interaction. 58th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, Canada. S. 1-8.
- Farrag, K.A., Griffin, P. (1993):** Pull-Out Testing of Geogrids in Cohesive Soils. *Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures*, S. 76-89.
- Ferreira, L.H.T., Sieira, A.C.C.F., Gerscovich, D.M.S. (2010):** Numerical Analysis of the Factors that Influence Geotextile Response under Pull-Out Condition. 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil. Vol. 2, S. 725-728.
- Futaki, M., Suzuki, H., Yamato, S. (1990):** Super large triaxial compression tests on reinforced sand with high strength geogrid. 4th Int. Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague. Balkema, S. 759-764.
- Goto, S., Park, C.-S., Tatsuoka, F., Molenkamp, F. (1993):** Quality of the Lubrication Layer used in Element Tests on Granular Materials. *Soils and Foundations*, Vol. 33 (2), S. 47-59.
- Gourc, J.P., Beech, J.F. (1989):** Contribution to discussion: Soil-reinforcement interaction 12. Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil. Balkema, Vol. 5, S. 3007-3008.
- Gutberlet, C. (2008):** Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund - Experimente und Numerik. Heft 78, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt, Darmstadt.

- Haeri, S.M., Noorzad, R., Oskoorouchi, A.M. (2000):** Effect of Geotextile Reinforcement on the Mechanical Behavior of Sand. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 18 (2000), S. 385-402.
- Hansen, W. (2008):** Persönliche Kommunikation über systematische Fehler bei der Langzeitbelastung von Tekscan Foliensensoren (am 5.6.2008).
- Hauser, C. (2005):** Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen. Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik, Bergische Universität Wuppertal, Wuppertal.
- Hausmann, M.R. (1976):** Strength of reinforced soil. Eighth Australian Road Research. Board Conference, Perth, Australia. Vol. 8 (Sect.13), S. 1-8.
- Hausmann, M.R., Lee, I.K. (1976):** Strength characteristics of reinforced soil. Int. Symposium: New Horizons in Construction Materials, Bethlehem, PA, USA. Envo Publ Co, Inc, Lehigh Valley, Vol. 1, S. 165-176.
- Heerten, G. (2010):** Improved Design Methods for Geogrid Soil Reinforcement and Green-Geo-Engineering. From Research to Design in European Practice, Bratislava, Slovak Republic. 23 Seiten.
- Heitz, C. (2002):** Interaktion von Geokunststoffbewehrung und Füllboden im Herausziehversuch. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen, Aachen.
- Heitz, C. (2006):** Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern. Heft 19, Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Universität Kassel, Kassel.
- Hettler, A. (1986):** Horizontal belastete Pfähle mit nichtlinearer Bettung in körnigen Böden. Heft 102, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana in Karlsruhe, Karlsruhe.
- Hoffmann, K., Decker, K. (2005):** Inaccuracies in measurement of contact stresses due to the measuring grid of a foil sensor. International Conference on Sensing Technology, Palmerston North, New Zealand. Vol. 1, S. 696-699.
- Holtz, R.D., Lee, W.F. (2002):** Internal stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls. Washington State Transportation Center.
- Houlsby, G.T. (1991):** How the Dilatancy of Soils Affects their Behaviour. X. ECSMGE - Deformation of Soils and Displacements of Structures, Firenze, Italy. Balkema, Vol. 4.
- Hu, Y., Zhang, G., Zhang, J.-M., Lee, C.F. (2010):** Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28 (2010), S. 12-22.
- Ingold, T.S. (1983):** Reinforced Clay Subject to Undrained Triaxial Loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109 (7), S. 738-744.



- Ingold, T.S., Miller, K.S. (1983):** Drained Axisymmetric Loading of Reinforced Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109 (7), S. 883-898.
- Jenner, C. (2009):** Significant Developments over the Last 25 Years. 2009 Jubilee Symposium on Polymer Geogrid Reinforcement, London, UK. S. 1-10.
- Jewell, R.A. (1985):** Limit Equilibrium Analysis of Reinforced Soil Walls. 11th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, USA. A.A. Balkema, Vol. 3, S. 1705-1708.
- Jewell, R.A. (1987):** Reinforced soil wall analysis and behaviour. The application of polymeric reinforcement in soil retaining structures. [proceedings of the NATO Advanced Research Workshop of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, Ontario, Canada, June 8 - 12, 1987, Kingston, Ontario, Canada. Kluwer, S. 365-408.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., Dubois, D. (1984):** Interaction between Soil and Geogrids. *Polymer Grid Reinforcement: Proc. of a Conference sponsored by the Science and Engineering Research Council and Netlon Ltd, London. Telford*, S. 18-30.
- Juran, I., Knochenmus, G., Acar, Y.B., Arman, A. (1988):** Pull-Out Response of Geotextiles and Geogrids (Synthesis of Available Experimental Data). *Geosynthetics for Soil Improvement, Nashville, Tennessee, USA. ASCE*, S. 92-111.
- Kamiji, T., Bueno, B., Costa, C. (2008):** Nonwoven Geotextiles: Evaluation of Behaviour in Confined Creep Test. *EuroGeo4: Geotechnical Engineering with Geosynthetics, Proceedings of the fourth European Geosynthetics Conference, Edinburgh, UK*.
- Kawamura, T., Umezaki, T., Ochiai, H., Yasufuku, N., Hirai, T. (2000):** Confining effect of geogrid-reinforced soil: Introduction into design method. *2nd European Geosynthetics Conference, Bologna, Italien*.
- Ketchart, K., Wu, J.T.H. (2001):** FHWA-RD-01-018: Performance test for geosynthetic-reinforced soil including effects of preloading. *Reinforced Soil Research Center, University of Colorado at Denver*.
- Kézdi, Á. (1962):** *Erddrucktheorien*, Springer Verlag.
- Kolbuszewski, J. (1948):** An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of Sands. *2nd ICSNFE, Rotterdam. Vol. 1, S. 158-165*.
- Kolbuszewski, J., Jones, R.H. (1961):** The Preparation of Sand Samples for Laboratory Testing. *Symposium on Granular Soils, Vol. 4, S. 17*.
- Kolymbas, D., Herle, I. (2008):** Stoffgesetze für Böden. *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 7.Aufl., K.-J. Witt, Ernst & Sohn, S. 243-287*.
- Konietzky, H. (2006):** Neue Erkenntnisse zur Wirkungsweise von Geogittern. *TAE Seminar, Esslingen. S. 1-8*.

- Konietzky, H., te Kamp, L., Groeger, T., Jenner, C. (2004):** Use of DEM to Model the Interlocking Effect of Geogrids Under Static and Cyclic Loading. Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods - 2004: 2nd Int. PFC Symposium, Kyoto, Japan. Taylor & Francis, S. 3-11.
- Krajewski, W. (1986):** Mathematisch-numerische und experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von in Sand gegründeten, vertikal belasteten Pfählen. Heft 13, Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau, RWTH Aachen, Aachen.
- Lackner, C., Semprich, S. (2009):** A Contribution to pre-stressed reinforced soil. 4th Int. Young Geotechnical Engineers Conference, Alexandria, Ägypten. ISSMGE.
- Lackner, C., Semprich, S. (2010):** Prestressed Geosynthetic Reinforced Soil by Compaction. 9th Int. Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil. Vol. 2, S. 717-720.
- Lade, P.V., Lee, K.L. (1976):** Engineering Properties of Soils. Report UCLA-ENG-7652.
- Lagioia, R., Sanzeni, A., Colleselli, F. (2006):** Air, water and vacuum pluviation of sand specimens for the triaxial apparatus. Soils and Foundations, Vol. 46 (1), S. 61-67.
- Lam, W.-K., Tatsuoka, F. (1988):** Effects of Initial Anisotropic Fabric and  $\sigma_2$  on Strength and Deformation Characteristics of Sand. Soils and Foundations, Vol. 28 (1), S. 89-106.
- Lambe, T.W., Whitman, T.V. (1969):** Soil Mechanics, John Wiley and Sons.
- Lee, K.L. (1970):** Comparison of plane strain and triaxial tests on sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96 (SM3), S. 901-923.
- Li, F.-L., Peng, F.-L., Tan, Y., Kongkitkul, W., Siddiquee, M.S.A. (2012):** FE simulation of viscous behavior of geogrid-reinforced sand under laboratory-scale plane-strain-compression testing. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 31 (2012), S. 72-80.
- Ling, H.I., Tatsuoka, F. (1994):** Performance of Anisotropic Geosynthetic-Reinforced Cohesive Soil Mass. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120 (7), S. 1166-1184.
- Liu, C.-N., Zornberg, J.G., Chen, T.-C., Ho, Y.-H., Lin, B.-H. (2009):** Behavior of geogrid-sand interface in direct shear mode Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135 (12), S. 1863-1871.
- Liu, H., Won, M.-S. (2009):** Long-term reinforcement load of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135 (7), S. 875-889.
- Lopes, M.J., Lopes, M.L. (1999):** Soil-Geosynthetic Interaction - Influence of Soil Particle Size and Geosynthetic Structure. Geosynthetics International, Vol. 6 (4), S. 261-282.
- Luo, S.Q., Tan, S.A., Yong, K.Y. (2000):** Pull-out resistance mechanism of a soil nail reinforcement in dilative soils. Soils and Foundations, Vol. 40 (1), S. 47-56.

- Marachi, N.D., Duncan, J.M., Chan, C.K., Seed, H.B. (1981):** Plane-strain testing of sand. ASTM Special Technical Publication. STP, Vol. 740, S. 294-302.
- Markou, I.N. (2008):** Effect of Sand Characteristics on Sand/Geotextile Interface Friction. EuroGeo4: Geotechnical Engineering with Geosynthetics, Proceedings of the fourth European Geosynthetics Conference, Edinburgh, UK. S. 1-7
- Markou, I.N., Sirkelis, G.M. (2004):** Sand - Woven Geotextile Friction Angle by Triaxial Compression Testing. EuroGeo3: Geotechnical Engineering with Geosynthetics, Munich, Germany. Vol. 2, S. 307-312.
- Matys, M., Baslik, R. (2004):** Study of Interlocking Effect by the Push Test. GeoAsia2004, Seoul, South Korea. Korean Geotechnical Society.
- McGown, A., Andrawes, K.Z. (1977):** Influences of non-woven fabric inclusions on the stress strain behavior of a soil mass. International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics Paris, Frankreich. Assoc Amicale des Ing Anc Eleves de l'Ec Natl des Ponts et Chaussees, Vol. 1, S. 161-166.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Al-Hasani, M.M. (1978):** Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. Géotechnique, Vol. 28 (3), S. 327-346.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Kabir, M.H. (1982):** Load-Extension Testing of Geotextiles Confined in Soil. Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, Nevada, USA. Vol. 3, S. 793-798.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Murray, R.T. (1988):** Controlled Yielding of the Lateral Boundaries of Soil Retaining Structures. Geosynthetics for Soil Improvement, Nashville, Tennessee, USA. ASCE, S. 193-210.
- McGown, A., Yogarajah, I., Andrawes, K.Z., Saad, M.A. (1995):** Strain Behaviour of Polymeric Geogrids Subjected to Sustained and Repeated Loading in Air and in Soil. Geosynthetics International, Vol. 2 (1), S. 341-355.
- Mendes, M.J.A., Palmeira, E.M., Matheus, E. (2007):** Some factors affecting the in-soil load-strain behaviour of virgin and damaged nonwoven geotextiles. Geosynthetics International, Vol. 14 (1), S. 39-50.
- Meyer, N., Nernheim, A., Emersleben, A. (2003):** Influence of confining pressure, soil density and types of geogrids on Soil-Geogrid interaction coefficient. International e-Conference "Modern Trends in Foundation Engineering: Geotechnical Challenges and Solutions", IITM, India.
- Moghaddas-Nejad, F., Small, J.C. (2003):** Resilient and Permanent Characteristics of Reinforced Granular Materials by Repeated Load Triaxial Tests. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 26 (2).
- Moraci, N., Cardile, G. (2009):** Use of Pullout Test Results in The Serviceability Limit State Design of Earth Reinforcement Structures. GeoAfrica 2009, Cape Town. GIGSA, S. 1-6.

- Moraci, N., Giofrè, D. (2006):** A Simple Method to Evaluate the Pull-Out Resistance of Extruded Geogrids Embedded in a Compacted Granular Soil. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24 (2006), S. 116-128.
- Müller, W. (2011):** Zur Bemessung der Verankerung von Bewehrungsgittern aus Kunststoff beim Schutz von Böschungen vor hangparallelem Gleiten. *Bautechnik*, Vol. 88 (2011) Heft 6, S. 347-361.
- Nguyen, G., Kuwano, J., Izawa, J. (2009):** Effects of Unloading-Reloading History on Pullout Resistance Related to Soil Dilatancy and Geogrid Properties. *GIGSA GeoAfrica 2009*, Cape Town, South Africa. GIGSA, S. 1-8.
- Nimmegern, M. (1991):** Mechanical Behaviour of Geosynthetic-Reinforced Large Samples in a Triaxial Test. *Otto-Graf-Journal*, (1991), S. 233-243.
- Nimmegern, M. (1996):** The Consideration of the Deformations in the Design of Reinforced Retaining Structures. *Geosynthetics: Applications, Design and Construction*, Maastricht, NL. Balkeema, Rotterdam.
- Nimmegern, M. (1998):** Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand. Heft 27, Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Technische Universität München, München.
- Noorzad, R., Mirmoradi, S.H. (2010):** Laboratory evaluation of the behaviour of geotextile reinforced clay. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28 S. 386-392.
- Nübel, K. (2002):** Experimental and Numerical Investigation of Shear Localisation in Granular Material. Heft 159, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik Univesität Fridericiana, Karlsruhe.
- Ochiai, H., Otani, J., Hayashic, S., Hirai, T. (1996):** The Pull-Out Resistance of Geogrids in Reinforced Soil. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 14 (1996), S. 19-42.
- Ochiai, H., Yasufuku, N., Yamaji, T., Xu, G.-L., Hirai, T. (1996):** Experimental Evaluation of Reinforcement of Geogrid-Soil Structure. *Int. Sysmposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Kyushu, Japan. Balkema.
- Pachomow, D., Vollmert, L., Herold, A. (2007):** Der Ansatz des horizontalen Erddruckes auf die Front von KBE-Konstruktionen. *FS-KGEO*, München. DGGT, S. 1-9.
- Palmeira, E.M. (1987):** The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests. University of Oxford, Oxford, UK.
- Palmeira, E.M. (2004):** Bearing Force Mobilisation in Pull-Out Tests on Geogrids. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 22 (2004), S. 481-509.
- Palmeira, E.M., Milligan, G.W.E. (1989):** Scale and Other Factors Affecting the Results of Pull-Out Tests of Grids Buried in Sand. *Géotechnique*, Vol. 39 (3), S. 511-524.

- Palmeira, E.M., Viana, H.N.L. (2003):** Effectiveness of Geogrids as Inclusions in Cover Soils of Slopes of Waste Disposal Areas. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 21 (2003), S. 317-337.
- Pathak, Y.P., Alfaro, M.C. (2005):** Behaviour of Geogrid-reinforced clay under wetting-drying cycle. 58th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, Canada. S. 1-8.
- Patra, C.R., Sivakugan, N., Das, B.M., Atalar, C. (2011):** Maximum relative density of clean sand as a function of median grain size and compaction energy. 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens, Greece, IOS Press BV, Amsterdam.
- Peng, F.-L., Kotake, N., Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Tanaka, T. (2000):** Plane strain compression behaviour of geogrid-reinforced sand and its numerical analysis. *Soils and Foundations*, Vol. 40 (3), S. 55-74.
- Peterson, L.M., Anderson, L.R. (1980):** Pullout Resistance of Welded Wire Mats Embedded in Soil. M.Sc. Thesis, Utah State University, Logan, Utah, USA.
- Raffel, M., Willert, C., Wereley, S., Kompenhans, J. (2007):** Particle Image Velocimetry - A Practical Guide, Springer-Verlag.
- Rankine, W.J.M. (1857):** On the Stability of Loose Earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147, S. 9-27.
- Recker, C., Müller-Rochholz, J. (1996):** The Creep Behavior of Geotextiles in Soil (Short-Time Tests and Long-Time Tests). *Geosynthetics: Applications, Design and Construction*, Maastricht, NL. Balkeema, Rotterdam, S. 229-233.
- Retzlaff, J. (2007):** Verhalten von Geokunststoffbewehrungen unter zyklischer Beanspruchung. Heft 2007-3, Institut für Geotechnik, TU Bergakademie Freiberg, Freiberg.
- Ripper, P. (1984):** Studie zum Tragverhalten eines Pfahles im Radial vorgespannten Boden - Experimentelle Untersuchungen in Sand und Berechnungen nach der Methode der finiten Elemente. Heft D 17, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, TH Darmstadt, Darmstadt.
- Röchter, L. (2011):** Systeme paralleler Scherbänder unter Extension im ebenen Verformungszustand. Heft 45, Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Ruhr-Universität Bochum, Bochum.
- Rowe, P.W. (1962):** The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. *Proc. R. Soc., London*. Vol. A 269, S. 500-527.
- Rowe, P.W. (1969):** The relation between the shear strength of sand in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Géotechnique*, Vol. 19 (1), S. 75-86.
- Rowe, P.W., Barden, L. (1964):** Importance of free ends in triaxial testing. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 90 (SM1, Part 1), S. 1-27.

- Rowe, R.K., Ho, S.K.P. (1996):** Some Insights into Reinforced Wall Behaviour Based on Finite Element Analysis. Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, Balkema.
- Ruiken, A. (2004):** The Load-Strain-Time Tensile and Shear Behaviour of Isotropic Biaxial Geogrids. Dept. of Civil Engineering, University of Strathclyde, Glasgow, UK & Institut für Geotechnik, TU Darmstadt, unveröffentlicht.
- Ruiken, A., Ziegler, M. (2008):** Effect of Reinforcement on the Load Bearing Capacity of Geosynthetic Reinforced Soil. EuroGeo4: Geotechnical Engineering with Geosynthetics, Fourth European Geosynthetics Conference, Edinburgh, UK. S. 1-7
- Sarsby, R.W. (1985):** The Influence of Aperture Size/Particle Size on the Efficiency of Grid Reinforcement. 2nd Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes, Edmonton, Canada. Vol. 2, S. 7-12.
- Sawicki, A. (1998):** Developments in the Mechanics of Reinforced Soil: Empirical Background and Analytical Approaches. Appl Mech Rev, Vol. 41 (11), November 1988, S. 651-668.
- Sawicki, A. (1999):** Rheology of Reinforced Soil. Danzig, Polen, IBW PAN.
- Sayao, A., Vaid, Y.P. (1996):** Effect of Intermediate Principal Stress on the Deformation Response of Sand. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, S. 822-828.
- Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999):** The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS Balkema, Rotterdam. S. 1 - 16.
- Schlosser, F., Delage, P. (1987):** Reinforced soil retaining structures and polymeric materials. The application of polymeric reinforcement in soil retaining structures - NATO Advanced Research Workshop of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, Ontario, Canada. Kluwer, S. 3-65.
- Schlosser, F., Long, N.T. (1972):** Comportement de la Terre Armée dans les Ouvrages de Soutènement. 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Spain. Vol. 1, S. 299-306.
- Schmatz, J. (2006):** Experimental study on clay gouge evolution in mechanically stratified sequences. Lehr- und Forschungsgebiet für Geologie, RWTH Aachen, Aachen.
- Shimobe, S., Moroto, N. (1997):** Classical Study on Strength Parameters of Granular Soils. IS-Nagoya'97 - Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, Japan. Elsevier, S. 271-276.
- Sieira, A., Gerscovich, D.M.S., Sayao, A. (2009):** Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27 (2009), S. 241-253.
- Siel, B.D., Tzong, W.H., Chou, N.N.S. (1987):** In-Soil Stress-Strain Behavior of Geotextile. Geosynthetics '87, New Orleans, LA, USA. Industrial Fabrics Association International, Vol. 1, S. 260-265.

- Silvano, R., Pinho-Lopes, M., Marques, J.C., Lopes, M.d.L. (2004):** Pull-Out Tests: Experimental and Numerical Results. EuroGeo3: Geotechnical Engineering with Geosynthetics, Munich, Germany. Vol. 1, S. 323-326.
- Sutherland, H.B., Mesdary, M.S. (1969):** The Influence of the Intermediate Principal Stress on the Strength of Sand. 7th ICSMFE, Mexico. Vol. 1, S. 391-399.
- Tan, S.A., Chew, S.H., Wong, W.K. (1998):** Sand-Geotextile Interface Shear Strength by Torsional Ring Shear Tests. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 16 (1998), S. 161-174.
- Tatsuoka, F., Goto, S., Sakamoto, M. (1986):** Effects of Some Factors on Strength and Deformation Characteristics of Sand at Low Pressures. Soils and Foundations, Vol. 26 (1), S. 105-114.
- Tatsuoka, F., Haibara, O. (1985):** Shear resistance between sand and smooth or lubricated surfaces. Soils and Foundations, Vol. 25 (1), S. 89-98.
- Tatsuoka, F., Nakamura, S., Huang, C.-C., Tani, K. (1990):** Strength Anisotropy And Shear Band Direction In Plane Strain Tests Of Sand. Soils and Foundations, Vol. 30 (1), S. 35-54.
- Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T., Siddiquee, M.S.A. (1991):** Progressive Failure and Particle Size Effect in Bearing Capacity of a Footing on Sand. Geotechnical Congress 1991, ASCE Special Publication No.27. ASCE, Vol. 2, S. 788-802.
- Tatsuoka, F., Yamauchi, H. (1986):** A Reinforcing Method for Steep Clay Slopes using a Non-woven Geotextile. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 4 (1986), S. 241-268.
- Teixeira, S., Bueno, B., Zornberg, J. (2007):** Pullout Resistance of Individual Longitudinal and Transverse Geogrid Ribs. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133 (1), S. 37-50.
- Tekscan (2001):** I-Scan User's Manual - May 2001.
- Tensar (2007):** Railways - Mechanical Stabilisation of Track Ballast und Sub-ballast. Printed June 2007, Issue 9, 79010039, Tensar International Limited.
- Timmers, V., Ziegler, M. (2002):** 02/04: Interaktion von Geogittern und Füllboden - Bericht über bodenmechanische Laborversuche, unveröffentlicht. Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen.
- Tropea, C., Damaschke, N., Nobach, H. (2008):** Particle Tracking Velocimetry (PTV) & Particle Image Velocimetry (PIV). TU Darmstadt.
- Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Higuchi, T., Aoki, H. (1999):** Influence of geogrid reinforcement on lateral earth pressures against model retaining walls. Geosynthetics International, Vol. 6 (3), S. 195-218.
- Vardoulakis, I., Goldscheider, M. (1980):** Biaxialgerät zur Untersuchung der Festigkeit und Dilatanz von Scherfugen in Böden. geotechnik Vol. 3, S. 19 - 31.

- Vermeer, P.A., de Borst, R. (1984):** Non-associated Plasticity for Soils. Concrete and Rock, Heron, Vol. 29 (3).
- Vidal, H. (1969):** The Principle of Reinforced Earth. American Society of Civil Engineers: Geotechnical Special Publication, Vol. 118 (2), S. 1331-1346.
- Vollmert, L., Heerten, G. (2009):** Zum geomechanischen Verhalten von Geogittern - Harmonisierung von Stoffgesetzen für Geokunststoff und Böden. FS-KGEO, München. DGGT, S. 95-100.
- Walters, D., Allen, T.M., Bathurst, R.J. (2002):** Conversion of Geosynthetic Wall Strains to Load using Reinforcement Stiffness. Geosynthetics International, Vol. 9 (5-6), S. 483-523.
- Weidlich, I. (2008):** Untersuchung zur Reibung an zyklisch axial verschobenen erdverlegten Rohren. Heft 64, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Leibniz Universität Hannover, Hannover.
- Whittle, A.J., Germaine, J.T., Larson, D.G., Abramento, M. (1992):** Measurement and interpretation of reinforcement stresses in the APSR cell. Earth reinforcement practice, Balkema, S. 179-184.
- Whittle, A.J., Larson, D.G., Germaine, J.T., Abramento, M. (1993):** A new device for evaluating load-transfer in geosynthetic reinforced soil.
- Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M. (1993):** Finite Element Modelling of Soil-Geogrid Interaction with Application to the Behavior of Geogrids in a Pull-Out Loading Condition. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12 (1993), S. 479-501.
- Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M., Fleck, J.A. (1993):** Unconfined and confined wide width tension testing of geosynthetics. Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures, ASTM STP 1190, Philadelphia, PA, USA. S. 47-56.
- Wolf, H. (2005):** Zur Scherfugenbänderung granularer Materialien unter Extensionsbeanspruchung. Heft 37, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, Bochum.
- Yang, G., Zhang, B., Lv, P., Zhou, Q. (2009):** Behaviour of geogrid reinforced soil retaining wall with concrete-rigid facing. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27 (2009), S. 350-356.
- Yang, Z., Singh, A. (1974):** Strength and deformation characteristics of reinforced sand. ASCE National Meeting on Water Resources Engineering, Meet Prepr 2189, Los Angeles, CA, USA. ASCE.
- Yasufuku, N., Ochiai, H., Omine, K., Ninomiya, Y., Kawamura, T. (2002):** Evaluation of confining effect in geogrid-reinforced retaining wall related to the practical application. Geosynthetics - 7th ICG, Nice, Swets & Zeitlinger.
- Yeo, K.C. (1985):** The Behaviour of Polymeric Grids Used for Soil Reinforcement. Ph.D.-Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Strathclyde, Glasgow, UK.



- Yogarajah, I. (1993):** Effects of Construction Procedures on the Behaviour of Geogrid Reinforced Soil Walls. Ph.D.-Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Strathclyde, Glasgow.
- Yogarajah, I., Saad, M.A. (1996):** Development of horizontal earth pressures and behaviour of single and multi segmented walls. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, A.A. Balkema.
- Yogarajah, I., Yeo, K.C. (1994):** Finite Element Modelling of Pull-Out Tests with Load and Strain Measurements. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 13 (1994), S. 43-54.
- Yoo, C. (2001):** Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand slope. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19 (2001), S. 279-298.
- Yuan, Z., Swan, R.H., Bachus, R.C. (1998):** Soil Confinement Effect on Stress-Strain Properties of Geosynthetics. Sixth Int. Conference on Geosynthetics, Atlanta, GA. S. 523-528.
- Ziegler, M. (2009):** Bodenbewehrung - der Markt mit den größten Steigerungsraten. tis - Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau. Vol. 9, S. 32-34.
- Ziegler, M., Timmers, V. (2004):** A new approach to design geogrid reinforcement. EuroGeo3, München. Vol. 2, S. 661-666.
- Zimmermann, T. (2003):** Beitrag zur numerischen und experimentellen Untersuchung von liegenden, sattelgelagerten Zylinderschalen unter vertikaler dynamischer Belastung. Lehrstuhl für Mechanik und Baukonstruktion, RWTH Aachen University, Aachen.
- ZTV E-StB (2009):** Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV-Nr.599.